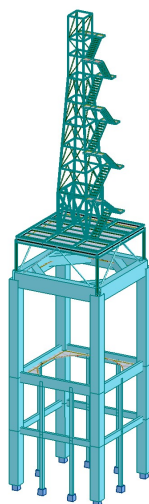




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Departamento de Engenharia Civil



**Projeto de uma Torre Mista a realizar para uma
Instalação Industrial**

**BERNARDO MANUEL CORREIA DE ARAÚJO
BRAZÃO FARINHA**

(Licenciado em Engenharia Civil)

**Trabalho Final de Mestrado de Projeto para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil – Área de especialização de Estruturas**

Orientador:

Licenciado Especialista José António Fontelas dos Santos Viseu

Júri:

Presidente:

Licenciado Especialista Jorge Alexandre Dias dos Reis de Barros

Vogais:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Licenciado Especialista José António Fontelas dos Santos Viseu

Julho de 2022

Resumo

Este documento refere-se ao projeto de uma torre mista a realizar numa instalação industrial em Portugal.

Esta torre destina-se a suportar um conjunto de equipamentos mecânicos que incluem um queimador de gases poluentes e um silo de acumulação de poeiras.

A fundação da estrutura é um ensoleiramento geral.

A torre inclui duas zonas, a inferior constituída por uma estrutura porticada em betão armado, com uma altura de 21,0 m onde apoia um silo de acumulação de poeiras, e a superior formada por uma treliça metálica tridimensional com 26,5 m que recebe na parte superior o equipamento de queima.

No projeto foi respeitada a regulamentação em vigor em Portugal, nomeadamente as NP EN 1990 e NP EN 1991 referentes às bases de projeto e ações em estruturas, respetivamente, bem como as NP EN 1992, NP EN 1993 e NP EN 1998 para o dimensionamento das estruturas de betão armado, metálicas e resistência ao sismo.

No dimensionamento das secções e dos elementos utilizou-se o programa de cálculo automático “Robot Structural Analysis”, sendo os resultados obtidos verificados e complementados através de folhas/ tabelas de cálculo programadas em “Excel” com base nos eurocódigos estruturais. Nas secções de betão armado o cálculo foi realizado a partir dos softwares “XD-CoSec” e “XD-ConServ” da universidade de Aveiro.

Utilizou-se o software “Autocad” para a realização das peças desenhadas.

Palavras chave

Dimensionamento de Instalações Industriais, Estruturas Metálicas, Estruturas de Betão, Fundações Diretas, Eurocódigos Estruturais, Folhas de Cálculo

Abstract

This document refers to the structural design project of a mixed tower to be built in an industrial facility in Portugal.

The structure will support a set of mechanical equipment, including a polluting gases burner and a silo to accumulate dusts removed from the facility production cycle.

The structure has a mat foundation

The mixed tower encompasses two zones, the lower one being a 21 m high reinforced concrete framed structure supporting the dust accumulation silo, and the upper one a 26.50 m high three-dimensional trussed steel tower with the burning equipment on top.

Standards used in Portugal were applied, namely NP EN 1990 and NP EN 1991 for the design basics and the structural loads respectively and NP EN 1992, NP EN 1993 and NP EN 1998 for the reinforced concrete structure design, the steel structure design and the seismic resistance.

To dimension the cross sections and structural elements the software “Robot Structural Analysis” was used.

The results obtained were verified and complemented with Excel design tables based on the Structural Eurocodes. In the reinforced concrete cross-sections, the software “XD-CoSec” and “XD-ConServ” from the University of Aveiro were used.

“AUTOCAD” software was used for the project drawings.

Keywords

Industrial facilities design, Steel structures, Reinforced concrete structures, Direct foundations, Structural Eurocodes, Datasheets.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Objetivo	1
1.3	Organização do trabalho.....	2
2	Condicionantes de projeto	3
2.1	Enquadramento.....	3
2.2	Localização	3
2.3	Geometria da Estrutura Mista	3
2.3.1	Estrutura em betão armado.....	3
2.3.2	Estrutura metálica	5
3	Materiais.....	7
3.1	Betão Armado	7
3.1.1	Betão	7
3.1.2	Armaduras de aço.....	7
3.2	Aço em perfis metálicos	8
4	Ações	9
4.1	Ações permanentes	9
4.1.1	Peso próprio	9
4.1.2	Restantes cargas permanentes	9
4.2	Ações variáveis	10
4.2.1	Sobrecarga.....	10
4.2.2	Vento.....	10
4.2.3	Sismo	26
5	Combinação de ações	33
5.1	Estados limites últimos.....	34
5.1.1	Combinação de projeto persistente ou transitórias	34
5.1.2	Combinação sísmica	34
5.2	Estados limites de utilização	35
5.2.1	Combinação característica.....	35
5.2.2	Combinação frequente	35
5.2.3	Combinação quase-permanente	35
6	Critérios de dimensionamento	41
6.1	Elementos metálicos	41
6.1.1	Enquadramento.....	41
6.1.2	Estados limites últimos.....	42

6.1.3	Estados limites de utilização	56
6.2	Elementos de betão armado	58
6.2.1	Enquadramento	58
6.2.2	Estados limites últimos	58
6.2.3	Estados limites de utilização	71
7	Pré-dimensionamento	75
7.1	Estrutura metálica.....	75
7.2	Estrutura de betão armado.....	79
8	Análise e dimensionamento	81
8.1	Dimensionamento dos elementos metálicos	81
8.1.1	Diagonais da torre inferior	81
8.1.2	Pilares da torre superior	86
8.1.3	Pilares da torre inferior	91
8.1.4	Travessas de apoio da torre.....	94
8.1.5	Pilares de apoio da torre	97
8.1.6	Diagonais da estrutura metálica de suporte	102
8.1.7	Pilares da estrutura metálica de suporte	105
8.1.8	Vigas principais da estrutura metálica de suporte	110
8.1.9	Vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (planoY-Z).....	113
8.2	Estados limite de utilização para estrutura metálica	117
8.3	Dimensionamento dos elementos em betão armado	119
8.3.1	Pilares 1,0 m x 1,0 m.....	123
8.3.2	Vigas principais 2º piso (1,5 x 0,8)	128
8.3.3	Ensoleiramento geral.....	131
8.4	Estados limites de utilização para a estrutura de betão armado.....	135
8.4.1	Controlo da fendilhação.....	135
8.4.2	Controlo da deformação	135
9	Conclusão / Desenvolvimentos Futuros	137
	Referências bibliográficas	139
	Anexos	141

Índice de Figuras

FIGURA 2.1 - LOCALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO [9]	3
FIGURA 2.2 - CORTES DOS ALÇADOS DA TORRE DE BETÃO - TROÇO INFERIOR	4
FIGURA 2.3 - PLANTA DA TORRE DE BETÃO - TROÇO INFERIOR	4
FIGURA 2.4 - ALÇADOS DA TORRE METÁLICA.....	5
FIGURA 2.5 - TORRE METÁLICA 3D.....	6
FIGURA 2.6 - TORRE MISTA.....	6
FIGURA 4.1 - PRESSÃO EXERCIDA PELO VENTO EM SUPERFÍCIES [3].....	11
FIGURA 4.2 - ALTURA DE REFERÊNCIA Z_e EM FUNÇÃO DE H E B, E CORRESPONDENTE PERFIL DE PRESSÃO DINÂMICA [3].....	18
FIGURA 4.3 - DIVISÃO DA TORRE MISTA EM TRÊS ESTRUTURAS PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE DE FORÇA	19
FIGURA 4.4 - ZONA EM PAREDES VERTICAIS [3]	20
FIGURA 4.5 - COEFICIENTE DE FORÇA c_f , 0 EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE CHEIOS, φ , PARA A ESTRUTURA METÁLICA DE SUPORTE CONSTITUÍDA POR PERFIS DE SECÇÃO ANGULOSA (ADAPTADO DE [3]).....	21
FIGURA 4.6 - VALORES INDICATIVOS DO COEFICIENTE DE EFEITOS DE EXTREMIDADE, $\psi\lambda$, EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE CHEIOS, φ , E DA ESBELTEZA λ PARA A ESTRUTURA METÁLICA DE SUPORTE (ADAPTADO DE [3])	22
FIGURA 4.7 - COEFICIENTE DE FORÇA c_f , 0 EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE CHEIOS, φ , PARA A TORRE METÁLICA CONSTITUÍDA POR PERFIS DE SECÇÃO ANGULOSA (ADAPTADO DE [3]).....	23
FIGURA 4.8 - VALORES INDICATIVOS DO COEFICIENTE DE EFEITOS DE EXTREMIDADE, $\psi\lambda$, EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE CHEIOS, φ , E DA ESBELTEZA λ PARA A TORRE METÁLICA (ADAPTADO DE [3])	23
FIGURA 4.9 - ÁREAS E SECÇÕES DA ESTRUTURA SUJEITAS À AÇÃO DO VENTO.....	24
FIGURA 4.10 - ESQUEMA DAS FORÇAS EXERCIDAS PELO VENTO NA TORRE DE BETÃO.....	25
FIGURA 4.11 - ESPECTRO DE RESPOSTA DE CÁLCULO	30
FIGURA 4.12 - CONFIGURAÇÃO DO 3º MODO DE VIBRAÇÃO.....	32
FIGURA 4.13 - CONFIGURAÇÃO DO 4º MODO DE VIBRAÇÃO.....	32
FIGURA 6.1 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE SEÇÕES À TRAÇÃO	43
FIGURA 6.2 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE SEÇÕES À COMPRESSÃO.....	44
FIGURA 6.3 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE SEÇÕES AO MOMENTO FLETOR	44
FIGURA 6.4 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE SEÇÕES AO ESFORÇO TRANSVERSO	45
FIGURA 6.5 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE SEÇÕES À FLEXÃO COM ESFORÇO TRANSVERSO	46
FIGURA 6.6 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE SEÇÕES À FLEXÃO COMPOSTA	47

FIGURA 6.7 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE SEÇÕES À FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA	48
FIGURA 6.8 - EXEMPLOS DE DIFERENTES MODOS DE ENCURVADURA E CORRESPONDENTES COMPRIMENTOS EFETIVOS PARA ELEMENTO ISOLADOS [5]	50
FIGURA 6.9 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS	51
FIGURA 6.10 - FLEXÃO LATERAL [11]	52
FIGURA 6.11 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE ELEMENTOS À FLEXÃO	53
FIGURA 6.12 - FLUXOGRAMA DE VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE ELEMENTOS SUJEITOS A FLEXÃO COMPOSTA	55
FIGURA 6.13 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS A CONSIDERAR [6]	56
FIGURA 6.14 - DEFINIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS [1]	57
FIGURA 7.1 - GRUPOS QUE CORRESPONDEM ÀS DIFERENTES FAMÍLIAS DE PERFIS (G 1-G12). 76	
FIGURA 7.2 - GRUPOS QUE CORRESPONDEM ÀS DIFERENTES FAMÍLIAS DE PERFIS (G 12-G23) 77	
FIGURA 7.3 - DEFINIÇÃO DOS GRUPOS QUE CORRESPONDEM ÀS DIFERENTES FAMÍLIAS DE ELEMENTOS EM BETÃO ARMADO	80
FIGURA 8.1 - BARRAS TIPO ANALISADAS	81
FIGURA 8.2 - DIAGONAIS DA TORRE INFERIOR	82
FIGURA 8.3 - RÁCIOS, ELEMENTOS E COMBINAÇÕES CONDICIONANTES DO GRUPO 4	83
FIGURA 8.4 - RESULTADOS EXTRAÍDOS DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" – BARRA Nº 75 . 84	
FIGURA 8.5 - RESULTADOS DA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL - BARRA Nº75	85
FIGURA 8.6 - BARRAS DOS PILARES DA TORRE SUPERIOR	86
FIGURA 8.7 - RÁCIOS, ELEMENTOS E COMBINAÇÕES CONDICIONANTES DO GRUPO 7	87
FIGURA 8.8 - RESULTADOS DO MOMENTO CRÍTICO NA BARRA Nº 52 CALCULADO PELO SOFTWARE "LTBEAM"	87
FIGURA 8.9 - RESULTADOS EXTRAÍDOS DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" – BARRA Nº 52 . 88	
FIGURA 8.10 - RESULTADOS DA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL - BARRA Nº 52	89
FIGURA 8.11 - BARRAS DOS PILARES DA TORRE INFERIOR	91
FIGURA 8.12 - RÁCIOS, ELEMENTOS E COMBINAÇÕES CONDICIONANTES DO GRUPO 8	91
FIGURA 8.13 - RESULTADOS DO MOMENTO CRÍTICO NA BARRA Nº 56 CALCULADO PELO SOFTWARE "LTBEAM"	92
FIGURA 8.14 - RESULTADOS EXTRAÍDOS DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" – BARRA Nº 56 92	
FIGURA 8.15 - RESULTADOS DA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL - BARRA Nº 56	93
FIGURA 8.16 - BARRAS DAS TRAVESSAS DE APOIO DA TORRE	94
FIGURA 8.17 - RÁCIOS, ELEMENTOS E COMBINAÇÕES CONDICIONANTES DO GRUPO 11	95
FIGURA 8.18 - RESULTADOS EXTRAÍDOS DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" – BARRA Nº 9 . 95	
FIGURA 8.19 - RESULTADOS DA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL - BARRA Nº 9	96
FIGURA 8.20 - BARRAS DOS PILARES DE APOIO DA TORRE	97
FIGURA 8.21 - RÁCIOS, ELEMENTOS E COMBINAÇÕES CONDICIONANTES DO GRUPO 12	98

FIGURA 8.22 - RESULTADOS DO MOMENTO CRÍTICO NA BARRA Nº 55 CALCULADO PELO SOFTWARE "LTBEAM"	98
FIGURA 8.23 - RESULTADOS EXTRAÍDOS DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" – BARRA Nº 5599	
FIGURA 8.24 - RESULTADOS DA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL - BARRA Nº 55.....	100
FIGURA 8.25 - BARRAS DAS DIAGONAIS DA ESTRUTURA METÁLICA DE SUPORTE	102
FIGURA 8.26 - RÁCIOS, ELEMENTOS E COMBINAÇÕES CONDICIONANTES DO GRUPO 13	102
FIGURA 8.27 - RESULTADOS NO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" – BARRA Nº 413	103
FIGURA 8.28 - RESULTADOS DA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL - BARRA Nº 413.....	104
FIGURA 8.29 - BARRAS DOS PILARES DA ESTRUTURA METÁLICA DE SUPORTE.....	105
FIGURA 8.30 - RÁCIOS, ELEMENTOS E COMBINAÇÕES CONDICIONANTES DO GRUPO 14	106
FIGURA 8.31 - RESULTADOS DO MOMENTO CRÍTICO NA BARRA Nº 323 CALCULADO PELO SOFTWARE "LTBEAM"	106
FIGURA 8.32 - RESULTADOS EXTRAÍDOS DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" – BARRA Nº 323	107
FIGURA 8.33 - RESULTADOS DA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL - BARRA Nº 323.....	108
FIGURA 8.34 - BARRAS DAS VIGAS PRINCIPAIS DA ESTRUTURA METÁLICA DE SUPORTE	110
FIGURA 8.35 - RÁCIOS, ELEMENTOS E COMBINAÇÕES CONDICIONANTES DO GRUPO 16	110
FIGURA 8.36 - RESULTADOS DO MOMENTO CRÍTICO NA BARRA Nº 321 CALCULADO PELO SOFTWARE "LTBEAM"	111
FIGURA 8.37 - RESULTADOS EXTRAÍDOS DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" – BARRA Nº 321	111
FIGURA 8.38 - RESULTADOS DA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL - BARRA Nº 321.....	112
FIGURA 8.39 - BARRAS DAS VIGAS EXTERIORES DA ESTRUTURA METÁLICA DE SUPORTE (PLANO Y-Z)	114
FIGURA 8.40 - RÁCIOS, ELEMENTOS E COMBINAÇÕES CONDICIONANTES DO GRUPO 22	114
FIGURA 8.41 - RESULTADOS DO MOMENTO CRÍTICO NA BARRA Nº 420 CALCULADO PELO SOFTWARE "LTBEAM"	114
FIGURA 8.42 - RESULTADOS EXTRAÍDOS DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" – BARRA Nº 420	115
FIGURA 8.43 - RESULTADOS DA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL - BARRA Nº 420.....	116
FIGURA 8.44 - FLECHAS DA ESTRUTURA	118
FIGURA 8.45 - ESFORÇOS DE CÁLCULO NO ALÇADO FRONTAL DA ESTRUTURA DE BETÃO	119
FIGURA 8.46 - ESFORÇOS DE CÁLCULO NO ALÇADO LATERAL DIREITO DA ESTRUTURA DE BETÃO	120
FIGURA 8.47 - ESFORÇOS DE CÁLCULO NO ALÇADO LATERAL ESQUERDO DA ESTRUTURA DE BETÃO	121
FIGURA 8.48 - ESFORÇOS DE CÁLCULO NO ALÇADO TARDOZ DA ESTRUTURA DE BETÃO	122
FIGURA 8.49 - PILARES 1,0 M X 1,0 M DO 1º TROÇO.....	123
FIGURA 8.50 - ESFORÇOS DE CÁLCULO NO TROÇO 1 DOS PILARES 1,0 M X 1,0 M (COMB. ULS/20).....	124

FIGURA 8.51 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO PARA O TROÇO 1 DOS PILARES 1,0 M X 1,0 M	124
FIGURA 8.52 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO PARA O TROÇO 1 DOS PILARES 1,0 M X 1,0 M.....	125
FIGURA 8.53 - PILARES 1,0 M X 1,0 M DO 2º TROÇO.....	126
FIGURA 8.54 - ESFORÇOS DE CÁLCULO NO TROÇO 2 DOS PILARES 1,0 M X 1,0 M (COMB. ULS/16)	126
FIGURA 8.55 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO PARA O TROÇO 2 DOS PILARES 1,0 M X 1,0 M.....	127
FIGURA 8.56 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO PARA O TROÇO 2 DOS PILARES 1,0 M X 1,0 M.....	127
FIGURA 8.57 - VIGAS PRINCIPAIS 2º PISO - 1,5 M X 0,8 M	128
FIGURA 8.58 - DIAGRAMA ENVOLVENTE DE ESFORÇOS TRANSVERSOS - BARRA Nº 157	128
FIGURA 8.59 - DIAGRAMA ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLETORES - BARRA Nº 157.....	128
FIGURA 8.60 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO PARA AS VIGAS 1,5 M X 0,8 M – SEÇÃO DE APOIO.....	129
FIGURA 8.61 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO PARA OS VIGAS 1,5 M X 0,8 M – SEÇÃO DE APOIO	129
FIGURA 8.62 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO PARA AS VIGAS 1,5 X 0,8 – SEÇÃO DE MEIO VÃO	130
FIGURA 8.63 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO PARA OS VIGAS 1,5 X 0,8 – SEÇÃO DE MEIO VÃO	130
FIGURA 8.64 - MOMENTO SEGUNDO X-X	134
FIGURA 8.65 - MOMENTO SEGUNDO Y-Y	134

Índice de Quadros

QUADRO 3.1 - PARÂMETROS CONSIDERADOS PARA O BETÃO C30/37 [5].....	7
QUADRO 3.2 - CARACTERÍSTICAS DO AÇO A500NR.....	8
QUADRO 3.3 - CLASSE DE RESISTÊNCIA DOS ELEMENTOS DE LIGAÇÃO	8
QUADRO 3.4 - CARACTERÍSTICAS DO AÇO S235 [6]	8
QUADRO 4.1 - PESO VOLÚMICO DOS MATERIAIS [2]	9
QUADRO 4.2 - RESTANTES CARGAS PERMANENTES.....	9
QUADRO 4.3 - SOBRECARGAS	10
QUADRO 4.4 - VALOR BÁSICO DA VELOCIDADE DE REFERÊNCIA DO VENTO	11
QUADRO 4.5 - CATEGORIAS DE TERRENO E VALORES z_0 E z_{min}	12
QUADRO 4.6 - PRESSÃO DINÂMICA DE PICO PARA DIFERENTES ALTURAS	19
QUADRO 4.7 - COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIOR PARA PAREDES VERTICAIS DE EDIFÍCIOS DE PLANTA RETANGULAR [3]	20
QUADRO 4.8 - PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DA TORRE METÁLICA DE SUPORTE.....	21
QUADRO 4.9 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA TORRE METÁLICA	22
QUADRO 4.10 - VALORES DAS FORÇAS EXERCIDAS PELO VENTO NA TORRE DE BETÃO.....	24
QUADRO 4.11 - VALORES DAS FORÇAS EXERCIDAS PELO VENTO NA ESTRUTURA METÁLICA DE SUPORTE	25
QUADRO 4.12 - VALORES DAS FORÇAS EXERCIDAS PELO VENTO NA TORRE METÁLICA.....	26
QUADRO 4.13 - ACELERAÇÃO COM BASE NO ZONAMENTO SÍSMICO.....	27
QUADRO 4.14 - TIPO DE TERRENO	27
QUADRO 4.15 - VALORES DOS PARÂMETROS DO ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO PARA A AÇÃO SÍSMICA DO TIPO 1	28
QUADRO 4.16 - VALORES DOS PARÂMETROS DO ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO PARA A AÇÃO SÍSMICA DO TIPO 2	28
QUADRO 4.17 - CLASSE DE IMPORTÂNCIA DO EDIFÍCIO	28
QUADRO 4.18 - COEFICIENTE DE IMPORTÂNCIA γ_1	28
QUADRO 4.19 - QUADRO RESUMO DOS PARÂMETROS DO SOLO (S).....	29
QUADRO 4.20 - MODOS DE VIBRAÇÃO E PARTICIPAÇÃO DE MASSA	31
QUADRO 5.1 - VALORES RECOMENDADOS PARA OS COEFICIENTES ψ PARA EDIFÍCIOS	33
QUADRO 5.2 - COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA	33
QUADRO 5.3 - COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA O ELU – SITUAÇÃO DE PROJETO PERSISTENTE OU TRANSITÓRIA.....	36
QUADRO 5.4 - COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA O ELU – SITUAÇÃO DE PROJETO SÍSMICO.....	37
QUADRO 5.5 - COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	38
QUADRO 5.6 - COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES STR E GEO.....	39
QUADRO 6.1 - VERIFICAÇÕES DA NP EN 1993-1-1	42
QUADRO 6.2 - VALORES RECOMENDADOS PARA AS FLECHAS VERTICAIS [6]	57

QUADRO 6.3 - VALORES RECOMENDADOS PARA OS LIMITES DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS [6]	58
QUADRO 6.4 - COEFICIENTES PARCIAIS RELATIVOS AOS MATERIAIS PARA OS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	58
QUADRO 6.5 - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS PARA SAPATAS..	64
QUADRO 6.6 - COEFICIENTES PARCIAIS PARA AÇÕES, PARA OS PARÂMETROS DO SOLO E PARA AS CAPACIDADES RESISTENTES	65
QUADRO 6.7 - ESPAÇAMENTO MÁXIMO DOS VARÕES PARA CONTROLO DA FENDILHAÇÃO [5]....	72
QUADRO 7.1 - NÚMEROS, SEÇÕES E COMPRIMENTO CRÍTICO DOS DIFERENTES GRUPOS DE BARRAS.....	78
QUADRO 8.1 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DA BARRA Nº 75 A PARTIR DO “ROBOT” E DA FOLHA DE CÁLCULO.....	86
QUADRO 8.2 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DA BARRA Nº 52 A PARTIR DO “ROBOT” E DA FOLHA DE CÁLCULO.....	90
QUADRO 8.3 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DA BARRA Nº 56 A PARTIR DO “ROBOT” E DA FOLHA DE CÁLCULO.....	94
QUADRO 8.4 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DA BARRA Nº 9 A PARTIR DO “ROBOT” E DA FOLHA DE CÁLCULO.....	97
QUADRO 8.5 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DA BARRA Nº 55 A PARTIR DO “ROBOT” E DA FOLHA DE CÁLCULO.....	101
QUADRO 8.6 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DA BARRA Nº 413 A PARTIR DO “ROBOT” E DA FOLHA DE CÁLCULO.....	105
QUADRO 8.7 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DA BARRA Nº 323 A PARTIR DO “ROBOT” E DA FOLHA DE CÁLCULO.....	109
QUADRO 8.8 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DA BARRA Nº 321 A PARTIR DO “ROBOT” E DA FOLHA DE CÁLCULO.....	113
QUADRO 8.9 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DA BARRA Nº 420 A PARTIR DO “ROBOT” E DA FOLHA DE CÁLCULO.....	117
QUADRO 8.10 - ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO PARA A ESTRUTURA METÁLICA	117
QUADRO 8.11 - PARÂMETROS DE CÁLCULO PARA A ROTURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO	131
QUADRO 8.12 - PARÂMETROS DE CÁLCULO DO DERRUBAMENTO	132
QUADRO 8.13 - PARÂMETROS DE CÁLCULO DO DESLIZAMENTO	132
QUADRO 8.14 - TENSÃO NO TERRENO	133
QUADRO 8.15 - ARMADURA DE FLEXÃO	134
QUADRO 8.16 - ESPAÇAMENTO ENTRE ARMADURAS DE FLEXÃO	135
QUADRO 8.17 - ARMADURAS DE FENDILHAÇÃO	135

Simbologia

Letras maiúsculas latinas

A_c	área da seção transversal de betão
A_{eff}	área efetiva de uma seção transversal
A_f	área de um banzo
$A_{s,min}$	área mínima de armaduras
A_s	área da seção de armaduras para betão armado
A_{sw}	área de seção de armaduras de esforço transversal
A_v	área resistente ao esforço transversal
A_w	área de uma alma
B^2	coeficiente de resposta quase-estática
C_{mLT}	coeficiente de momento uniforme equivalente
C_{my}	coeficiente de momento uniforme equivalente
C_{mz}	coeficiente de momento uniforme equivalente
C_r	coeficiente de rugosidade
E_C	módulo de elasticidade do betão
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão
E_s	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras para betão armado
E_s	módulo de elasticidade do aço
F_w	força resultante exercida pelo vento
I_V	intensidade de turbulência
$M_{b,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral (de vigas por flexão-torção)
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma seção transversal
M_{cr}	momento crítico elástico de encurvadura lateral
M_{Ed}	valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{N,Rd}$	valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, reduzidos pela interação com o esforço normal
$M_{V,Rd}$	valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, reduzidos pela interação com os esforços transversos
$M_{y,Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y
$M_{y,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo y-y
$M_{z,Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z

$M_{z,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo z-z
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma seção transversal
N_{cr}	valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da seção transversal bruta
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão)
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da seção bruta
$N_{t,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente de tração
Q_{Ed}	valor de cálculo de uma ação variável
Q_k	valor característico de uma ação variável
R^2	coeficiente de resposta em ressonância
$S_d(T)$	espectro de cálculo
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal atuante
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico
$W_{eff,min}$	módulo de flexão mínimo de uma seção transversal efetiva
$W_{el,min}$	módulo de flexão elástico mínimo de uma seção transversal
W_{pl}	módulo de flexão plástico de uma seção transversal
Z_0	comprimento de rugosidade
Z_{max}	altura máxima a considerar
Z_{min}	altura mínima definida
Z_S	altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural
Z_t	altura de referência
EQU	equilíbrio estático
G	módulo de distorção
L	comprimento
S	momento estático
SLS	estado limite de utilização
T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
ULS	estado limite último

Letras minúsculas latinas

a_0, a, b, c, d	designações das curvas de dimensionamento à encurvadura
a_{gR}	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno
b_w	largura da alma de vigas em betão armado
c_0	coeficiente de orografia
c_{dir}	coeficiente de direção
c_f	coeficiente de força
c_{pe}	coeficiente de pressão exterior
c_r	coeficiente de rugosidade
c_{season}	coeficiente de sazão
d_g	dimensão máxima do agregado
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
k_I	coeficiente de turbulência
k_p	fator de pico
k_r	coeficiente de terreno
$n_{1,x}$	frequência fundamental de vibração na direção do vento
q_p	pressão dinâmica de pico
$v_{s,30}$	valor médio da velocidade de propagação de ondas “s” nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10^{-5}
z_0	comprimento de rugosidade
z_{max}	altura máxima
z_{min}	altura mínima
z_s	altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural
$v_{b,0}$	valor básico da velocidade de referência do vento
v_b	valor de referência da velocidade do vento
v_m	velocidade média do vento

d	“profundidade” da construção (comprimento da superfície paralela à direção do vento)
d	altura útil da seção transversal
h	altura da construção
I	raio de giração
Q	coeficiente de comportamento
k_{yy}	fator de iteração
k_{yz}	fator de iteração
k_{zy}	fator de iteração
k_{zz}	fator de iteração

Letras minúsculas gregas

δ	decremento logarítmico de amortecimento
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes
$\bar{\lambda}_{LT}$	esbelteza normalizada para encurvadura lateral
α_{LT}	fator de imperfeição para encurvadura lateral
γ_G	coeficiente parcial relativo a ações permanentes, G
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenômenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
γ_{M2}	coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de seções transversais tracionadas em zonas de furos de ligação
γ_Q	coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q
δ_a	decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico
δ_d	decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais
δ_s	decremento logarítmico de amortecimento estrutural
ε_{cu2}	extensão de compressão última do betão não confinado
λ_1	valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada
σ_V	desvio padrão da turbulência
ϕ_{LT}	valor para determinar o coeficiente de redução χ_{LT}
χ_{LT}	coeficiente de redução para encurvadura lateral
α	coeficiente de dilatação térmica linear

α	fator de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos
β	parâmetro a considerar na flexão desviada
γ	coeficiente parcial
η	variável
λ	esbelteza
ν	coeficiente de Poisson
ρ	massa volúmica do ar
ν	frequência de passagem de ascendentes
ϕ	valor para determinar o coeficiente de redução χ
χ	coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado

1 Introdução

1.1 Enquadramento

A estrutura a projetar é uma torre mista com uma altura de 47,5 metros a realizar numa instalação industrial de fabrico de papel em Portugal.

Esta torre serve de suporte a um conjunto de equipamentos mecânicos que incluem fundamentalmente um silo de acumulação de poeiras e um queimador de gases poluentes.

De referir que todas as instalações industriais ligadas ao fabrico de papel incluem torres deste tipo, realizadas em betão armado, em aço ou mistas como a deste projeto. Estas torres necessitam, habitualmente, de pequenas áreas de implantação e são mais fáceis e rápidas de construir.

1.2 Objetivo

Procurou-se estudar, comparar e consolidar algumas ferramentas informáticas de diferentes softwares utilizados em gabinetes de engenharia e de projeto de modo a permitir uma resposta célere em projetos futuros profissionais.

Optou-se por uma torre mista que serviu para consolidar e adquirir conhecimentos mais aprofundados em soluções mistas, numa perspetiva mais profissional e prática.

O objetivo deste trabalho passa, também, pela consolidação e aprofundamento de um conjunto de conhecimentos adquiridos em diversas unidades curriculares ligadas ao dimensionamento de estruturas, na licenciatura e no mestrado em engenharia civil no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL).

O dimensionamento da torre foi feito em relação aos estados limites últimos, *ULS*, e de serviço/utilização, *SLS*, cumprindo a regulamentação europeia em vigor em Portugal e os anexos nacionais:

- NP EN 1990 2009, [1], bases de projeto;
- NP EN 1991-1-1 2009, [2], ações em estruturas: pesos volúmicos e sobrecargas;
- NP EN 1991-1-4 2010, [3], ação do vento;
- NP EN 1991-1-5 2009, [4], ação da temperatura;
- NP EN 1992-1-1 2010, [5], estruturas de betão armado;
- NP EN 1993-1-1 2009, [6], estruturas metálicas;
- NP EN 1997-1 2010, [7], projeto geotécnico;
- NP EN 1998-1 2010, [8], resistência ao sismo.

1.3 Organização do trabalho

Este trabalho final de mestrado compreende 9 capítulos, a saber:

- **Capítulo 1 - Introdução**
Inclui-se neste capítulo um pequeno enquadramento sobre o projeto do trabalho, indicando-se quais os objetivos a atingir.
- **Capítulo 2 - Condicionantes de projeto**
Neste capítulo referem-se algumas das condicionantes do projeto, tais como: localização, arquitetura, envolventes com outras instalações já existentes e geotecnia.
- **Capítulo 3 - Materiais**
Aborda-se neste capítulo a conceção da estrutura e os materiais.
- **Capítulo 4 - Ações**
As construções estão sempre solicitadas a carregamentos provenientes de ações permanentes, variáveis ou acidentais. Neste sentido, faz-se uma descrição detalhada sobre todas as ações consideradas.
- **Capítulo 5 – Combinações de ações**
Neste capítulo indicam-se as combinações de ações consideradas em relação aos estados limites últimos e de utilização de acordo com a regulamentação.
- **Capítulo 6 – Critérios de dimensionamento**
Neste capítulo faz-se um resumo das cláusulas definidas nos eurocódigos, indicando quais as expressões a utilizar para a verificação das seções e dos elementos.
- **Capítulo 7 - Pré-dimensionamento**
Neste capítulo inclui-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais principais.
- **Capítulo 8 – Análise e dimensionamento**
Pretende-se com este projeto garantir a segurança da estrutura com o menor custo.
De modo a atingir este objetivo foram realizados vários estudos prévios com o intuito de minimizar as secções dos diferentes elementos estruturais, tendo-se optado por soluções e materiais mais económicos.
- **Capítulo 9 – Conclusões**
Neste capítulo são apresentadas algumas conclusões sobre o trabalho realizado.

2 Condicionantes de projeto

2.1 Enquadramento

Na conceção deste projeto foram consideradas algumas condicionantes, relacionadas com: a localização, a arquitetura, as interferências com outras estruturas existentes e a geotecnia.

Este trabalho tem como principal objetivo assegurar que a estrutura cumpra as funções para que está concebida, garantindo assim a segurança aos estados limites de últimos e de utilização/serviço.

2.2 Localização

Conforme se indica na Figura 2.1, a estrutura fica localizada numa unidade industrial, perto da cidade da Figueira da Foz.

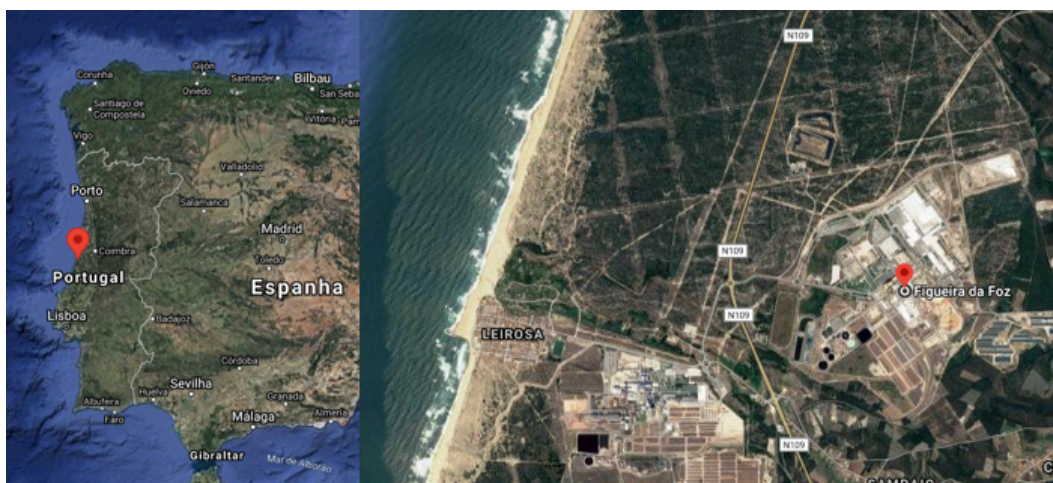
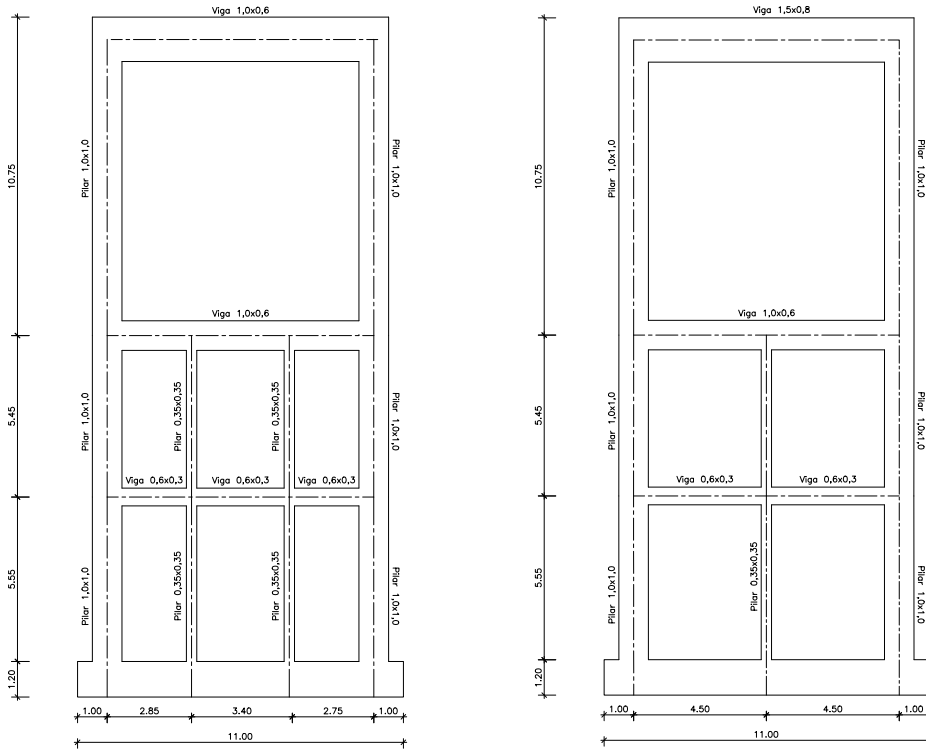


Figura 2.1 - Localização da construção [9]

2.3 Geometria da Estrutura Mista

2.3.1 Estrutura em betão armado

A parte inferior da torre mista é em betão armado e é constituída por uma estrutura porticada com uma altura de 21 metros, com duas plataformas com áreas de $9,0 \times 9,0 \text{ m}^2$. O esqueleto estrutural principal desta parte da estrutura inclui 4 pilares, 8 vigas repartidas por duas plataformas, constituídas por lajes maciças vigadas conforme se mostra na Figura 2.2.



a) Corte do alçado frontal

b) Corte do alçado lateral

Figura 2.2 - Cortes dos alçados da torre de betão - Troço inferior

Na Figura 2.3 apresenta-se a planta superior da torre com as vigas de suporte do silo de acumulação de poeiras

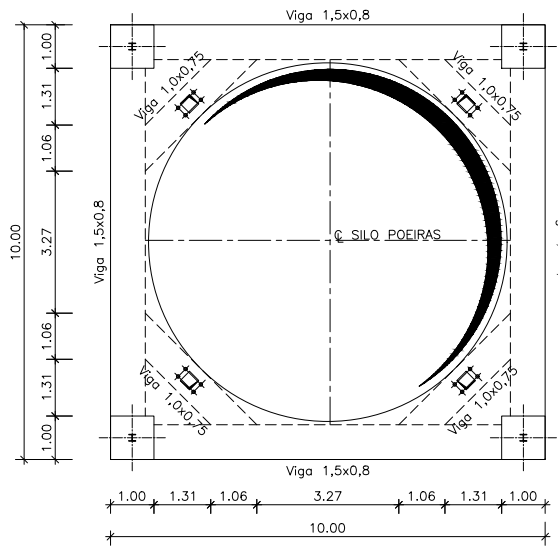


Figura 2.3 - Planta da torre de betão - troço inferior

2.3.2 Estrutura metálica

A parte superior da torre mista compreende um trecho metálico treliçado de inércia variável com uma altura de 22,5 metros. Conforme se mostra na Figura 2.4 a geometria da base tem uma área, em planta, de $3,2 \times 3,0 \text{ m}^2$ e no topo, onde se encontra o equipamento de queima de gases, a área é de $1,7 \times 1,7 \text{ m}^2$.

Esta estrutura possui também uma escada de serviço de acesso e manutenção ao equipamento de queima de gases, como se indica na Figura 2.5.

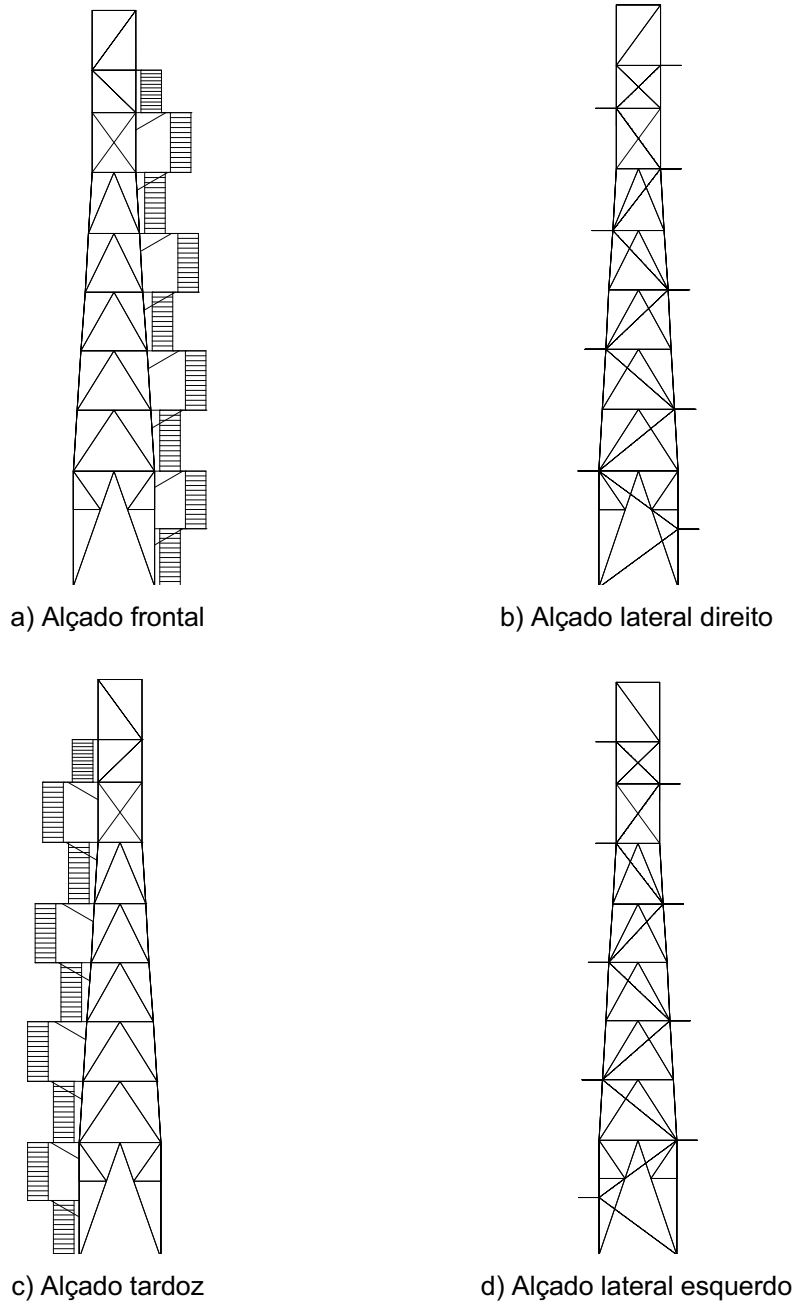


Figura 2.4 - Alçados da torre metálica

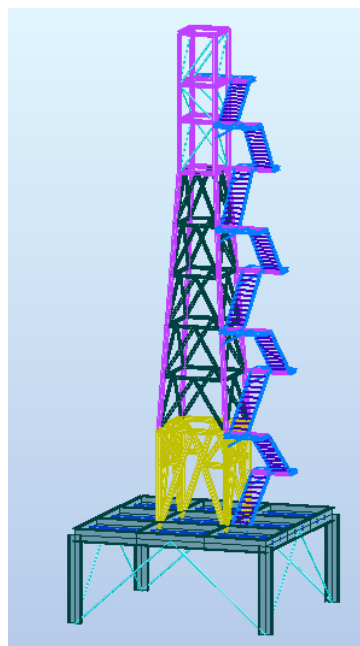
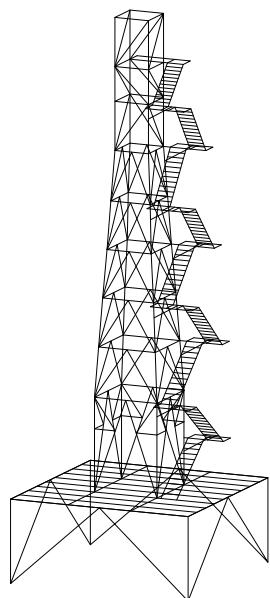


Figura 2.5 - Torre metálica 3D

Conforme se mostra na Figura 2.6, na ligação entre a parte de betão armado e a parte metálica, há uma estrutura metálica com uma altura de 4 metros onde apoiam diversos equipamentos mecânicos destinados ao funcionamento da instalação.

Todo o conjunto estrutural tem uma altura total de 47,5 metros.

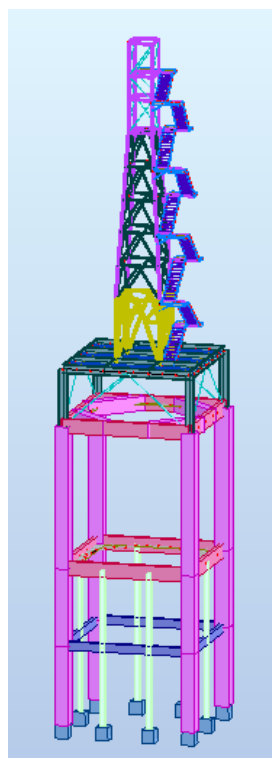
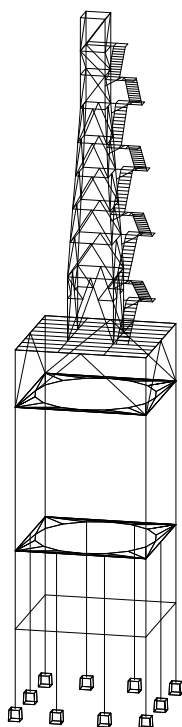


Figura 2.6 - Torre mista

3 Materiais

A estrutura da torre compreende um conjunto de elementos em betão armado, perfis metálicos em aços S235 JR e chapas de revestimento exterior também em aço.

3.1 Betão Armado

O troço de betão armado e as suas fundações são em betão da classe C30/37 e as armaduras em aço A500 NR SD.

3.1.1 Betão

O betão utilizado é da classe de resistência C30/37 de cimento Portland do tipo CEM IV/A, de acordo com a norma [6], considera-se uma dosagem mínima de cimento de 320 kg/m^3 e uma razão água/cimento de 0,55 para esta classe de exposição.

Face às características do ambiente fabril, junto ao mar e às temperaturas elevadas da zona considerou-se que a classe de exposição é a XS1 e o recobrimento mínimo previsto é de 45 mm.

A classe de consistência do betão fresco teve em conta as condições de transporte, colocação e compactação, de modo ao betão ocupar completamente os moldes, envolvendo as armaduras, sem segregação ou vazios.

Os valores característicos de resistência constam no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Parâmetros considerados para o betão C30/37 [5]

Parâmetros	Resistência
γ_c [kN/m^3]	25
f_{ck} [MPa]	30
f_{ctm} [MPa]	2,9
E_{cm} [GPa]	33
ϵ_{cu2} [‰]	3,5

3.1.2 Armaduras de aço

As características de resistência do aço das armaduras da classe A500 NR SD consta no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Características do aço A500NR

Parâmetros	Resistência
γ_s [kN/m ³]	77
f_{yk} [MPa]	500
f_{yd} [MPa]	435
E_s [GPa]	200
ε_{yd} [‰]	2,175

3.2 Aço em perfis metálicos

A parte metálica é constituída por perfis em aço S235 JR do tipo IPE, HEB, UNP e TRON. As ligações no troço metálico são soldadas e aparafusadas realizadas com parafusos das classes de resistências indicadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Classe de resistência dos elementos de ligação

Elementos de ligação	Classe de resistência
Perfis e chapas	S 235 JR
Parafusos	6,8 e 10,9 (DIN6914)
Porcas	10 (DIN6915)
Anilhas	10 (DIN6915)

No Quadro 3.4 resumem-se algumas das características do aço dos perfis adotados.

Quadro 3.4 - Características do aço S235 [6]

Parâmetros	Resistência
γ_s [kN/m ³]	77
f_y [MPa]	235
f_u [MPa]	360
E_s [GPa]	210
G [GPa]	81
ν_s	0,3
α [°C ⁻¹]	12×10^{-6}

4 Ações

4.1 Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que perduram na estrutura durante toda a sua vida útil. Estas ações incluem o peso próprio e as restantes cargas permanentes.

4.1.1 Peso próprio

O peso próprio compreende o peso de todos os materiais da estrutura. Esta ação está diretamente relacionada não só com a geometria, mas também com o peso volúmico de cada um dos materiais. No Quadro 4.1 indicam-se os pesos volúmcicos dos materiais que formam a torre mista.

Quadro 4.1 - Peso volúmico dos materiais [2]

Materiais	Peso volúmico [kN/m³]
Betão armado	25
Aço	77

4.1.2 Restantes cargas permanentes

As restantes cargas permanentes incluem o peso das guardas de segurança, dos revestimentos, das paredes não estruturais, dos equipamentos, etc. O Quadro 4.2 mostra os valores das restantes cargas permanentes consideradas.

Quadro 4.2 - Restantes cargas permanentes

Material	q_{Ed} / Q_{Ed}
Equipamento de queima de gases	120 kN
Equipamento acumulação de poeiras	1400 kN
Guarda de segurança escada de acesso	0,3 kN/m

4.2 Ações variáveis

As ações variáveis são aquelas que variam durante a vida útil das estruturas: o vento, a variação da temperatura, o sismo, etc.

4.2.1 Sobrecarga

As sobrecargas são ações não permanentes. Estas ações resultam da ocupação dos edifícios e são devidas, também, aos pesos dos equipamentos, à presença de pessoas ou de cargas móveis, sendo todas estas ações quantificadas de acordo com [2]. No Quadro 4.3 indicam-se os valores adotados no projeto.

Quadro 4.3 - Sobrecargas

Material	q_{Ed} / Q_{Ed}
Patins das escadas	2 kN/m ²
Degraus da escada (equivalente a uma pessoa)	1 kN
Pavimento metálico da torre metálica de suporte	5 kN/m ²
Lajes de betão	5 kN/m ²
Equipamento de acumulação de poeiras	1400 kN

4.2.2 Vento

A quantificação da ação do vento foi feita de acordo com a NP EN 1991-1-4 2010 – Ação do Vento, [3].

O cálculo desta ação tem por base algumas variáveis, das quais as mais importantes são:

- Coeficiente estrutural, $c_s c_d$;
- Pressão dinâmica de pico, q_p ;
- Coeficiente de força, c_{pe} ;
- Forças exercidas pelo Vento F_W .

De acordo com a cláusula 5.2(3) de [3], “a pressão resultante exercida numa parede, numa cobertura ou num elemento é a diferença das pressões que atuam sobre faces opostas tendo em devida conta os seus sinais. Uma pressão exercida contra a superfície é considerada positiva, ao passo que uma sucção, atuando com um sentido que se afasta da superfície, é considerada negativa” exemplificado pela Figura 4.1. Para o cálculo destas forças é usado a Equação 4.23 presente na secção 4.2.2.10.

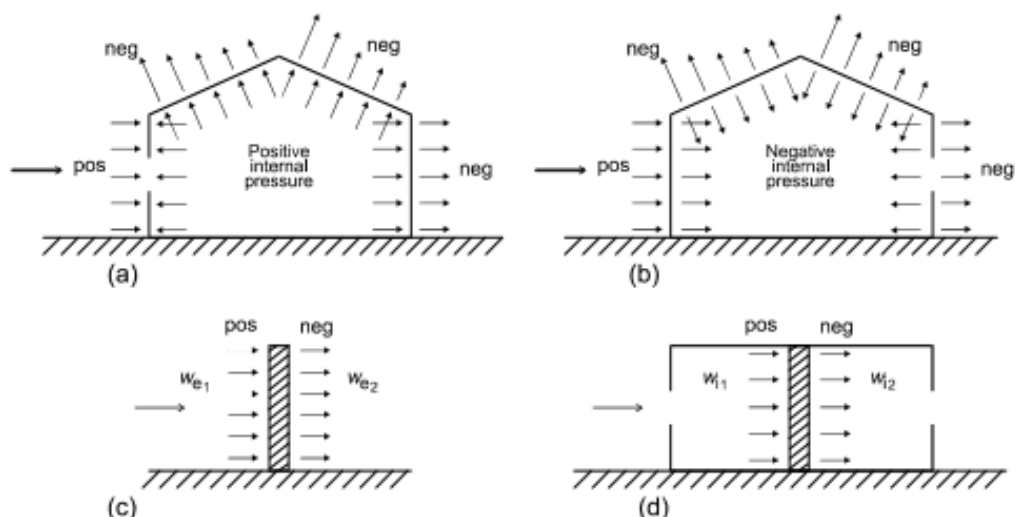


Figura 4.1 - Pressão exercida pelo vento em superfícies [3]

De modo a calcular a força que o vento exerce sobre todas as superfícies foi necessário recorrer a grandezas auxiliares indicadas nos pontos seguintes.

4.2.2.1 Velocidade de referência do vento

Segundo a cláusula NA-4.2(1)P, Nota 2 de [3], para quantificar a velocidade de referência do Vento, $v_{b,0}$, o país está dividido em duas zonas, sendo elas : zona A - a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B; zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m. O Quadro 4.4 exprime o valor básico da velocidade de referência do vento de acordo com o Quadro NA.I de [3].

Quadro 4.4 - Valor básico da velocidade de referência do vento

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
B	30

4.2.2.2 Categoria de terreno

Em função do tipo de terreno foi possível através do Quadro NA-4.1 de [3] definir o comprimento de rugosidade, Z_0 , e a altura mínima do edifício, Z_{min} , que são parâmetros necessários para o estudo do vento. A categoria de terreno e conseqüente comprimento de rugosidade e altura mínima estão definidos no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 - Categorias de terreno e valores z_0 e z_{min} .

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8

4.2.2.3 Altura de referência

Conforme a Figura 6.1 presente na cláusula 6.3.1 de [3] a torre mista deste projeto é considerada uma construção vertical, sendo a altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural Z_s , calculado através da Equação 4.1.

$$Z_s = 0,6 * h \geq Z_{min} \quad 4.1$$

Em que:

h Altura total do edifício;

Conclui-se que a altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural é de 28,44 metros.

4.2.2.4 Coeficiente de rugosidade

Segundo a cláusula 4.3.2 de [3], o coeficiente de rugosidade, $C_r(Z_s)$, tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local onde é edificada a construção, de acordo com a rugosidade do terreno a barlavento da construção e da altura acima do solo. As Equações 4.2 e 4.3 permitem calcular o coeficiente de rigidez a partir do coeficiente de terreno, determinado pela Equação 4.4.

$$\text{Para } Z_{min} \leq Z_s \leq Z_{max} \quad C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{Z_s}{z_0}\right) \quad 4.2$$

$$\text{Para } Z_s \leq Z_{min} \quad C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad 4.3$$

Em que:

z_{min} Altura mínima definida no Quadro 4.5;

z_{max} Altura máxima igual a 200 m de acordo com a cláusula 4.3.2(1) de [3];

k_r Coeficiente de terreno que é função do comprimento de rugosidade Z_0 , determinado através da Equação 4.4.

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_s}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad 4.4$$

Em que:

$z_{0,II}$ 0,05 m (Categoria de terreno II, de acordo com o Quadro NA-4.1 de [3]).

Conclui-se que o valor do coeficiente de rugosidade da torre é 0,98.

4.2.2.5 Vento médio

O valor de referência da velocidade do vento, v_b , é calculado pela Equação 4.5 com base na cláusula 4.2 (2) de [3].

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad 4.5$$

Em que:

c_{dir} 1, tendo em conta a cláusula 4.3.1 Nota 2 de [3];

c_{season} 1, respeitando a cláusula 4.2 Nota 3 de [3];

$v_{b,0}$ Valor básico da velocidade de referência do vento de acordo com o Quadro 4.4.

Com base nestes parâmetros conclui-se que o valor de referência da velocidade do vento é de 30 m/s.

A velocidade média do vento a uma altura z_s acima do solo depende do valor de referência da velocidade do vento, v_b , do coeficiente de orografia, c_0 , e do coeficiente de rugosidade, c_r , sendo calculada a partir da Equação 4.6 que consta da cláusula 4.3.1 (1) de [3].

$$v_m(z_s) = c_r \cdot c_0 \cdot v_b \quad 4.6$$

Em que:

c_0 1, de acordo com o a cláusula 4.3.1 Nota 1 de [3].

Neste projeto, o valor considerado para a velocidade média do vento foi de 29,40 m/s.

4.2.2.6 Turbulência do vento

A intensidade de turbulência do vento à altura Z_s , $I_V(Z_s)$, é definida pelo quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média de vento e determinada pelas Equações 4.7 e 4.8 conforme explicitado na cláusula 4.4(1) de [3].

$$\text{Para } Z_{min} \leq Z_s \leq Z_{max} \quad I_V(Z_s) = \frac{\sigma_V}{v_m(Z_s)} = \frac{k_I}{c_0(Z_s) \cdot \ln(Z_s/Z_0)} \quad 4.7$$

$$\text{Para } Z_s \leq Z_{min} \quad I_V(Z_s) = I_V(Z_{min}) \quad 4.8$$

Em que:

k_I Coeficiente de turbulência (Igual a 1,0 de acordo com a cláusula 4.4(1) Nota 2 de [3]).

O valor da intensidade de turbulência à altura Z_s considerada foi de 0,22.

A escala de turbulência, $L(Z_s)$, representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural. Assim sendo, de acordo com a cláusula B.1 (1) de [3], para alturas inferiores a 200 metros, a escala de turbulência pode ser calculada pelas Equações 4.9 e 4.10.

$$\text{Para } Z_{min} \leq Z_s \leq Z_{max} \quad L(Z_s) = L_t \cdot \left(\frac{Z_s}{Z_t}\right)^\alpha \quad 4.9$$

$$\text{Para } Z_s \leq Z_{min} \quad L(Z_s) = L(Z_{min}) \quad 4.10$$

Em que:

Z_t Altura de referência ($Z_t = 200$ metros);

L_t Escala de referência ($L_t = 300$ metros);

α $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$.

O valor da escala de turbulência considerado é 91,31 metros.

Conforme a Cláusula B1 (2) de [3], a distribuição da energia do vento em frequência é expressa pela função de densidade espectral de potência adimensional, $S_L(z, n)$.

Esta função é obtida pela Equação 4.11.

$$S_L(z_s, n) = \frac{n \cdot S_V(z, n)}{\sigma_V^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z_s, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z_s, n))^{5/3}} \quad 4.11$$

Em que:

c_{dir} 1, de acordo com o a cláusula 4.3.1 Nota 2 de [3];

$f_L(z_s, n)$ $f_L(z_s, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)}$ Frequência adimensional determinada pela frequência $n=n_{1,x}$;

n $n = n_{1,x}$ Frequência própria da estrutura expressa em Hz.

No projeto da torre e uma vez que a frequência própria da estrutura é de 1,06 Hz, o valor da função de densidade espectral de potência adimensional é igual a 0,06.

4.2.2.7 Coeficiente estrutural

Segundo a cláusula 6.1 (1) de [3], “O coeficiente estrutural $c_s c_d$ deverá ter em conta o efeito nas ações do vento da não simultaneidade na ocorrência nas pressões de pico sobre a superfície, c_s , em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência, c_d .”

O valor do coeficiente estrutural foi obtido com recurso à Equação 4.12.

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad 4.12$$

O coeficiente de resposta quase-estática, B^2 , conforme a cláusula B2 (2) de [3], traduz a falta de correlação total das pressões na superfície de construção e determinada pela Equação 4.13.

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} \quad 4.13$$

Em que:

b, h Altura e largura da construção de acordo com a Figura 6.1 de [3];

$L(z_s)$ Escala de turbulência, parâmetro calculado pelas Equações 4.9 e 4.10;

B^2 $B^2 = 1$, em termos conservativos.

Conclui-se, pois, que o valor do coeficiente de resposta quase-estática é igual a 0,60.

As funções de admitância aerodinâmica R_h e R_b para uma configuração de modo fundamental podem ser calculadas pelas Equações 4.14 e 4.15 segundo a cláusula B.2 (6) de [3];

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad R_h = 1. \text{ Para } \eta_h = 0 \quad 4.14$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad R_b = 1. \text{ Para } \eta_b = 0 \quad 4.15$$

Com: $\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x})$ e $\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x})$

Os valores para as funções aerodinâmicas são iguais a: $R_h(\eta_h) = 0,105$ e $R_b(\eta_b) = 0,42$.

Por outro lado, o coeficiente de resposta em ressonância, R^2 , que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração considerado para a estrutura, deverá ser estimado a partir da Equação 4.16, conforme a cláusula B.2 (5) de [3];

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad 4.16$$

Em que:

- δ *Decremento logarítmico total de amortecimento ($\delta = 0,08$, de acordo com o Quadro F.2 de [3], por ser uma construção mista);*
- S_L *Função de densidade espectral de potência adimensional.*

O valor do coeficiente de resposta em ressonância que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração é igual a 1,53.

Um dos parâmetros mais importantes para o cálculo do fator de pico é a frequência de passagens ascendentes, v , que pode ser obtida pela Equação 4.17 conforme B.2 (4) de [3].

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad ; v \geq 0,08 \text{ Hz} \quad 4.17$$

O valor da frequência de passagens ascendentes é igual a 0,54 Hz.

O último parâmetro necessário para o cálculo do coeficiente estrutural é o fator de pico, k_p . Este é definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta, de acordo com a cláusula B.2 (3) de [3]. É possível calcular o fator de pico recorrendo à Equação 4.18.

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v + T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v + T)}} \text{ ou } k_p = 3, \text{ considerando o maior dos valores} \quad 4.18$$

Em que:

T Duração de integração da velocidade média do vento $T = 600$ s.

O valor do fator de pico calculado foi de 3,58 e o coeficiente estrutural 0,93 para a torre em estudo.

4.2.2.8 Pressão dinâmica de pico

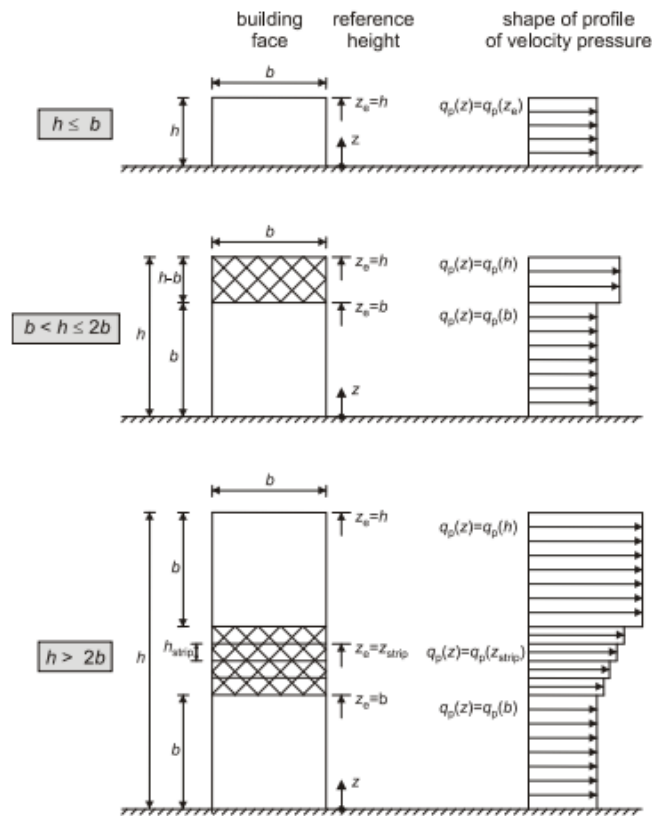
A pressão dinâmica de pico à cota Z , $q_p(z)$, resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento. Esta pressão é calculada pela Equação 4.19, conforme a cláusula 4.5 (1) Nota 1 de [3]

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad 4.19$$

Em que:

ρ Massa volúmica do ar, que depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica prevista para a região durante situações de vento intenso. Considera-se $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ segundo a cláusula 4.5 (1) Nota 2 de [3].

As pressões do vento nos alçados da torre dependem da relação h/b . Nesse sentido determinou-se a altura de referência, Z_e , para os alçados em edifícios de planta regular. Existem 3 casos possíveis, indicados na Figura 4.2.



Legenda

Building face	Fachada do edifício
Reference height	Altura de referência
Shape of profile of velocity pressure	Forma do perfil de pressão dinâmica

NOTA: deverá considerar-se que a pressão dinâmica é uniforme em cada faixa horizontal considerada

Figura 4.2 - Altura de referência z_e em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica [3]

Como a altura total da Torre é de 47,50 metros e a sua largura igual a 9 metros, a relação que existe entre h/b é de $h > 2b$.

Considerando que não há falésias ou colinas, que a direção do vento é a prevista, e que a construção da estrutura não ocorre integralmente entre maio e agosto ($c_0=1$; $c_{dir}=1$; $c_{season}=1$), o valor da pressão de pico para as diferentes alturas conduz aos valores indicados no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Pressão dinâmica de pico para diferentes alturas

Pressão dinâmica de pico	[N/m ²]
$q_p(h)$	1593,57
$q_p(z_{strip})$	1409,19
$q_p(b)$	923,18

4.2.2.9 Coeficiente de força

Conforme referido anteriormente, a estrutura é composta por uma torre de betão e uma torre metálica. A torre de betão é totalmente revestida com chapas de aço, razão pela qual será tratada como um conjunto de paredes verticais. Por outro lado, a torre metálica é composta por duas zonas de geometrias muito diferentes, pelo que o seu estudo será realizado de modo independente, conforme mostra a Figura 4.3.

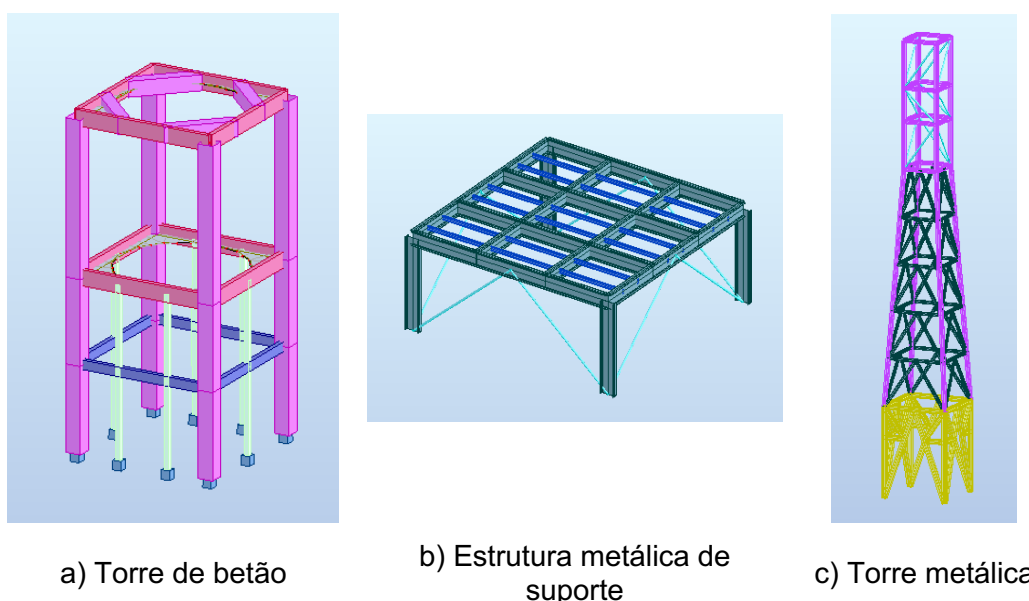
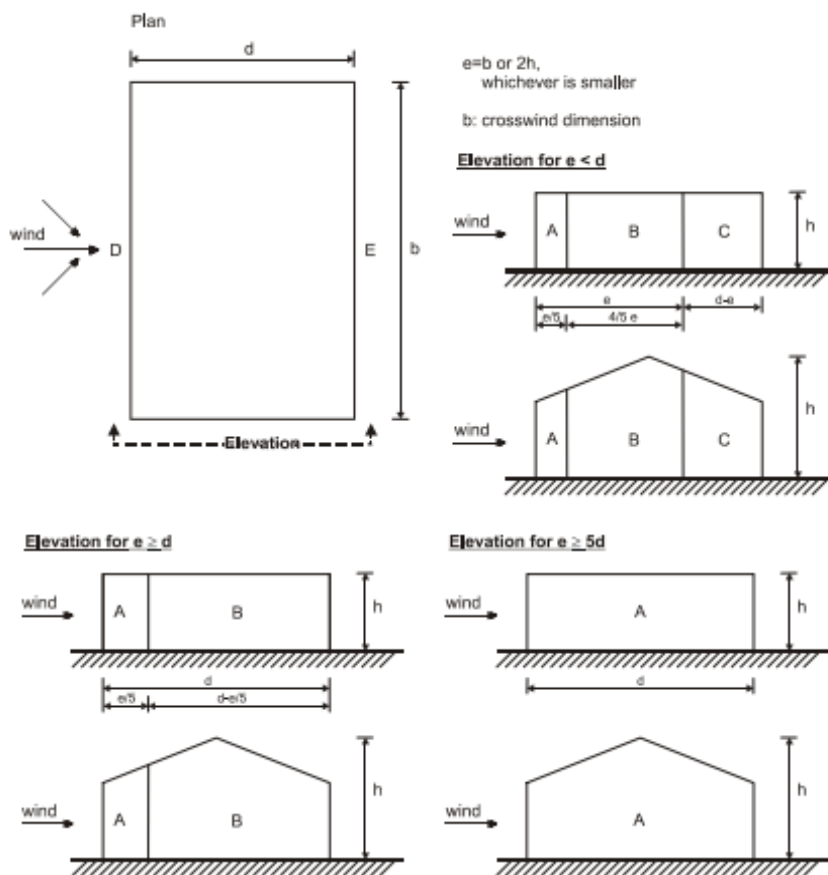


Figura 4.3 - Divisão da torre mista em três estruturas para o cálculo do coeficiente de força

4.2.2.9.1 Torre de betão

Segundo a Figura 7.5 de [3], para o estudo da torre de betão respeitaram-se os seguintes parâmetros:

- Altura de 21 metros e dimensão da base 9 m – $\frac{h}{d} = \frac{21}{9} = 2,3$;
- $e \geq d$ em que e segundo a Figura 4.4 representa o menor dos valores b e $2h$.



Legenda

Plan

Elevation for ...

Wind

$e = b$ or $2h$, whichever is smaller

crosswind dimension

Planta

Alçado para...

Vento

$e =$ menor valor de entre b e $2h$

Dimensão transversal à direção do vento

Figura 4.4 - Zona em paredes verticais [3]

Os valores dos coeficientes de pressão exterior determinados para a torre de betão constam do Quadro 4.7, segundo o Quadro 7.1 de [3].

Quadro 4.7 - Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular [3]

Zona	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	

4.2.2.9.2 Estrutura metálica de suporte

Alguns dos parâmetros geométricos da torre metálica de suporte estão indicados no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 - Parâmetros geométricos da torre metálica de suporte

Soma das áreas projetadas dos elementos (A)	4,99 m ²
Área limitada pelo contorno exterior (A_c)	38,07 m ²
Menor valor da base (d)	9 m
Altura (l)	4 m

Conforme explicita a cláusula 7.13(4) de [3], o índice de cheios, φ , é calculado pela Equação 4.20. Este parâmetro é necessário para o cálculo do coeficiente de força, $c_{f,0}$, determinado pelo ábaco presente na Figura 4.5.

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad 4.20$$

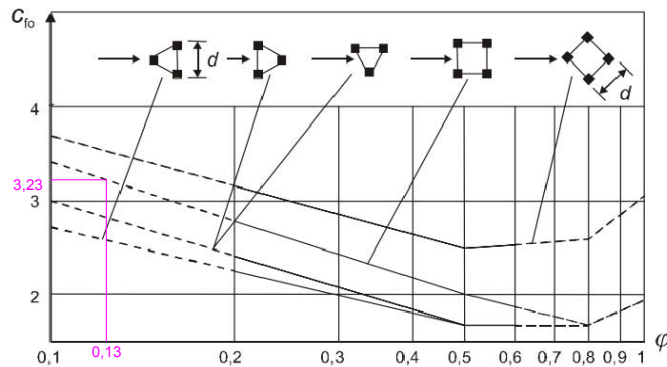


Figura 4.5 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ em função do índice de cheios, φ , para a estrutura metálica de suporte constituída por perfis de secção angular (Adaptado de [3])

Com base no Quadro NA-7.16 de [3], sabendo a posição da estrutura e considerando o vento perpendicular ao plano da construção, a esbelteza efetiva, λ , calcula-se pela Equação 4.21.

$$\lambda = 2l/b \quad 4.21$$

Assim sendo, conhecido o índice de cheios e o valor da esbelteza efetiva, é possível aferir o valor do coeficiente de efeitos de extremidade, ψ_λ , recorrendo ao ábaco da Figura 4.6.

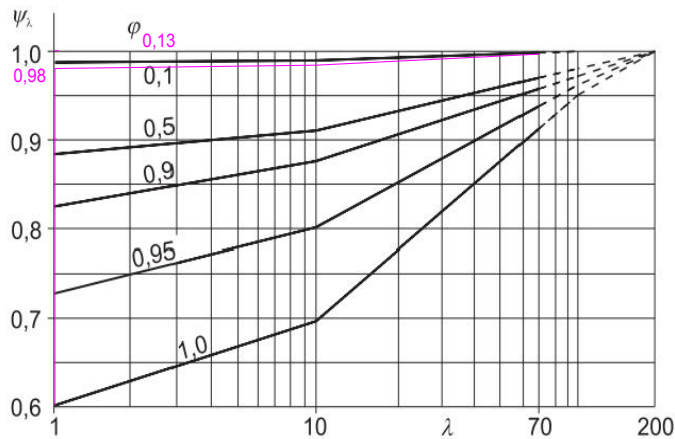


Figura 4.6 - Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade, ψ_λ , em função do índice de cheios, φ , e da esbelteza λ para a estrutura metálica de suporte (Adaptado de [3])

Concluindo, em estruturas treliçadas, o valor do coeficiente de força, c_f , é calculado pela Equação 4.22.

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad 4.22$$

No caso presente, o valor do coeficiente de força é igual a 3,17.

4.2.2.9.3 Torre metálica

No Quadro 4.9 estão indicadas algumas características geométricas que permitem estudar a ação do vento.

Quadro 4.9 - Características geométricas da torre metálica

Soma das áreas projetadas dos elementos (A)	16,96 m ²
Área limitada pelo contorno exterior (A_c)	50,10 m ²
Menor valor da base (d)	3,048 m
Altura (l)	22,395 m

Para esta estrutura, o índice de cheios calculado pela da Equação 4.20 é igual a 0,34. O coeficiente de força para estruturas treliçadas sem efeitos de extremidade em função do número de cheios, $c_{f,0}$, é 2,3, segundo o ábaco da Figura 4.7.

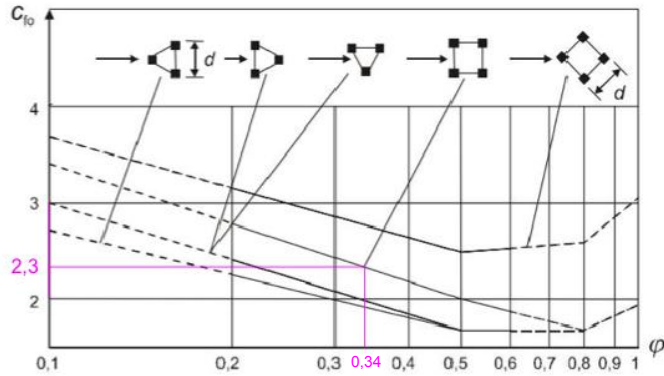


Figura 4.7 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ em função do índice de cheios, φ , para a torre metálica constituída por perfis de secção angularosa (Adaptado de [3])

Conhecido o valor do índice de cheios e o valor da esbelteza efetiva é possível aferir o valor do coeficiente de efeitos de extremidade, ψ_λ , recorrendo ao ábaco da Figura 4.8.

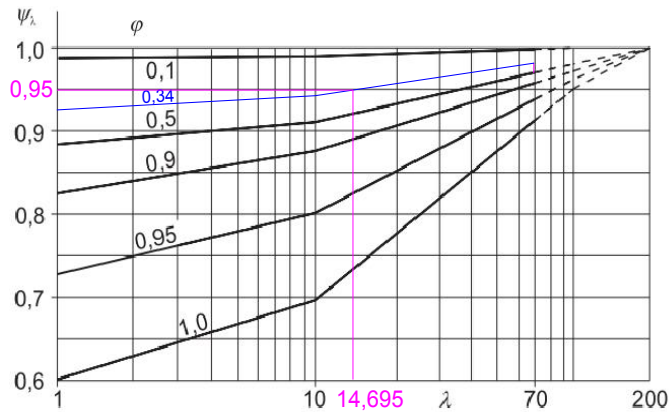


Figura 4.8 - Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade, ψ_λ , em função do índice de cheios, φ , e da esbelteza λ para a torre metálica (Adaptado de [3])

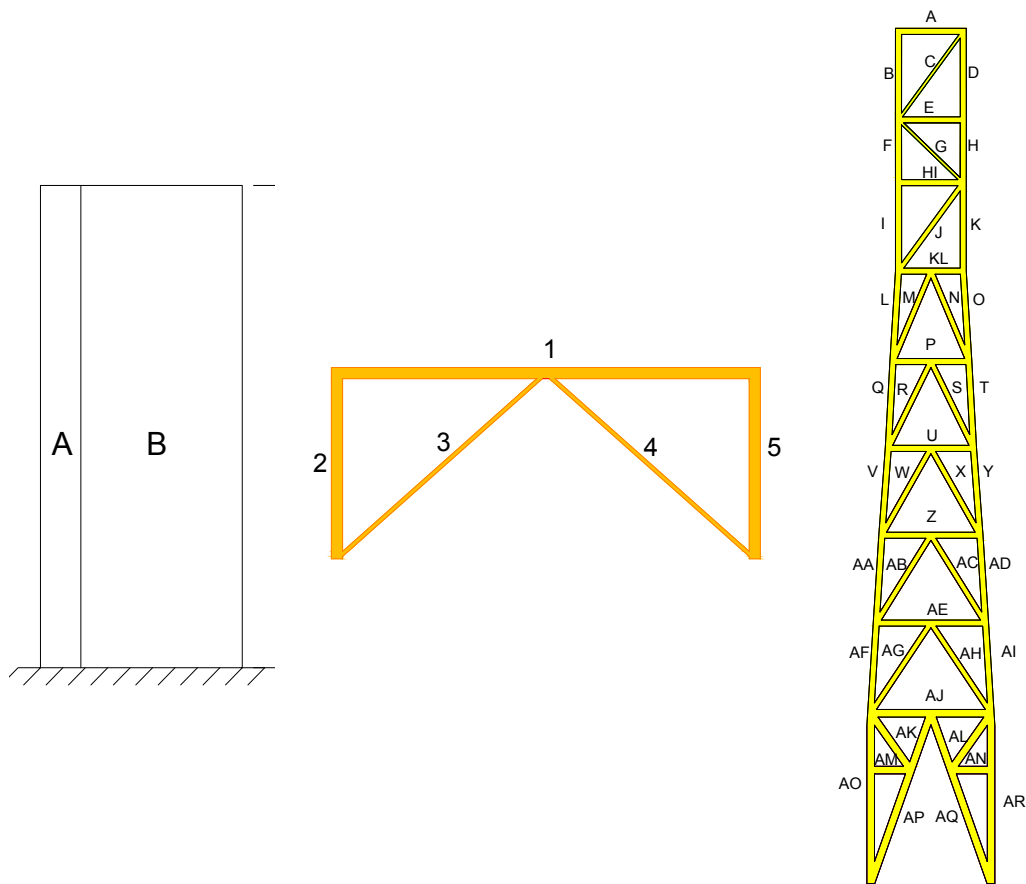
Recorrendo à Equação 4.22, determina-se o coeficiente de força para a torre metálica que é igual a 2,19.

4.2.2.10 Força exercida pelo vento

A força exercida pelo vento numa construção é determinada pela da Equação 4.23.

$$F_W = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad 4.23$$

De modo a aplicar a força que o vento exerce na estrutura foram identificadas as diferentes secções das barras, conforme se indica na Figura 4.9.



a) Torre de betão b) Estrutura metálica de suporte c) Torre metálica

Figura 4.9 - Áreas e secções da estrutura sujeitas à ação do vento

No Quadro 4.10, indicam-se os valores calculados para as forças exercidas pelo vento e na Figura 4.10 esquematizam-se as forças consideradas na torre de betão. Estes valores foram calculados pela Equação 4.23.

Quadro 4.10 - Valores das forças exercidas pelo vento na torre de betão

Alçado		C_{pe}	c_{scd}	Largura [m]	Cota [m]	$q_p(z)$ [KN/m ²]	$C_{pe} \times c_{scd} \times L$	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4
A-B	A da torre de betão	-1,2	0,93	1,80	21	1,197	-2,01	-4,74	-	-	-4,74
					9	0,923		-1,67	-	-	-1,67
					0	0,923		-1,67	-	-	-1,67
	B da torre de betão	-0,8	0,93	7,20	21	1,197	-5,37	-	-4,10	-4,10	-
					9	0,923		-	-3,16	-3,16	-
					0	0,923		-	-3,16	-3,16	-
D	D da torre de betão	0,8	0,93	9,00	21	1,197	6,71	4,02	-	-	4,02
					9	0,923		3,10	-	-	3,10
					0	0,923		3,10	-	-	3,10
E	E da torre de betão	-0,57	0,93	9,00	21	1,197	-4,75	-	-2,85	-2,85	-
					9	0,923		-	-2,19	-2,19	-
					0	0,923		-	-2,19	-2,19	-

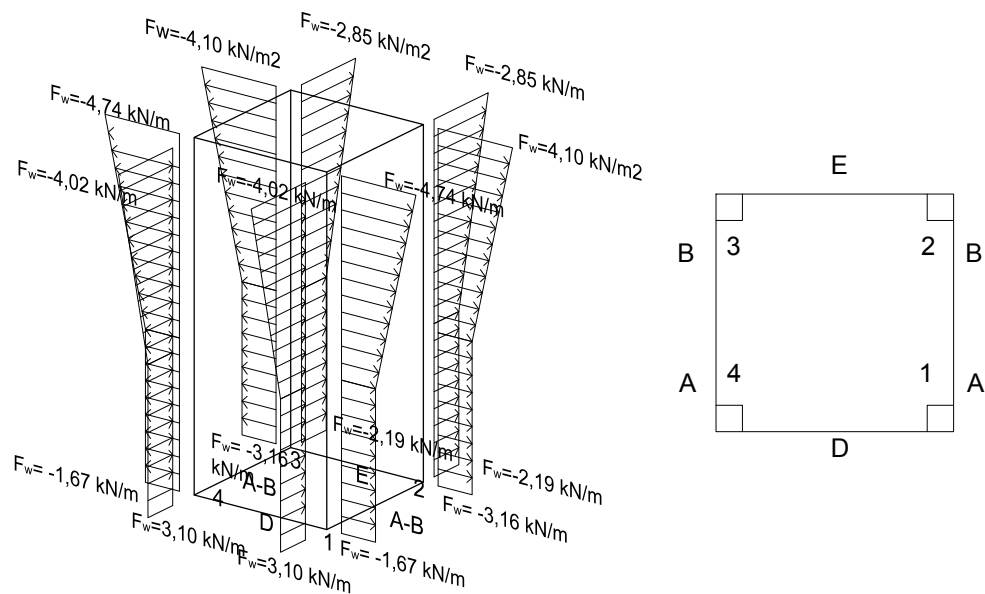


Figura 4.10 - Esquema das forças exercidas pelo vento na torre de betão

No Quadro 4.11 e no Quadro 4.12, resumem-se os valores das forças do vento na estrutura metálica de suporte e na torre metálica, respetivamente. Estes valores foram calculados pela Equação 4.23.

Quadro 4.11 - Valores das forcas exercidas pelo vento na estrutura metálica de suporte

Elemento	Secção	Altura [m]	Comprimento [m]	Cota [m]	$q_p(z)$ [KN/m ²]	cscd	cf	Fw [KN/m]
1	IPE600	0,6	9	25	1,29	0,93	3,17	2,281
2	IPE 220	0,22	4	23	1,24	0,93	3,17	0,807
3	Tubo 139 x 6.3	0,139	6,02	23	1,24	0,93	3,17	0,510
4	Tubo 139 x 6.3	0,139	6,02	23	1,24	0,93	3,17	0,510
5	IPE 220	0,22	4	23	1,24	0,93	3,17	0,807

Quadro 4.12 - Valores das forças exercidas pelo vento na torre metálica

Elemento	Secção	Altura [m]	Comprimento [m]	Cota [m]	qp (z) [KN/m ²]	cscd	cf	Fw [KN/m]
A	HEB 100	0,10	1,70	47,40	1,59	0,93	2,19	0,325
B	HEB 100	0,10	2,33	46,23	1,59	0,93	2,19	0,325
C	Tubo 60 x 4	0,06	2,88	46,23	1,59	0,93	2,19	0,195
D	HEB 100	0,10	2,33	46,23	1,59	0,93	2,19	0,325
E	HEB 100	0,10	1,70	45,07	1,59	0,93	2,19	0,325
F	HEB 100	0,10	1,65	44,25	1,59	0,93	2,19	0,325
G	Tubo 60 x 4	0,06	2,37	44,25	1,59	0,93	2,19	0,195
H	HEB 100	0,10	1,65	44,25	1,59	0,93	2,19	0,325
HI	HEB 100	0,10	1,70	43,42	1,59	0,93	2,19	0,325
I	HEB 100	0,10	2,33	42,26	1,59	0,93	2,19	0,325
J	Tubo 60 x 4	0,06	2,88	42,26	1,59	0,93	2,19	0,195
K	HEB 100	0,10	2,33	42,26	1,59	0,93	2,19	0,325
KL	HEB 100	0,10	1,70	41,10	1,59	0,93	2,19	0,325
L	HEB 140	0,14	2,38	39,91	1,59	0,93	2,19	0,454
M	Tubo 60 x 4	0,06	2,58	39,91	1,59	0,93	2,19	0,195
N	Tubo 60 x 4	0,06	2,58	39,91	1,59	0,93	2,19	0,195
O	HEB 140	0,14	2,38	39,91	1,59	0,93	2,19	0,454
P	HEB 100	0,10	1,99	38,72	1,59	0,93	2,19	0,325
Q	HEB 140	0,14	2,29	37,58	1,57	0,93	2,19	0,449
R	Tubo 60 x 4	0,06	2,55	37,58	1,57	0,93	2,19	0,192
S	Tubo 60 x 4	0,06	2,55	37,58	1,57	0,93	2,19	0,192
T	HEB 140	0,14	2,29	37,58	1,57	0,93	2,19	0,449
U	HEB 100	0,10	2,24	36,44	1,55	0,93	2,19	0,316
V	HEB 140	0,14	2,29	35,30	1,52	0,93	2,19	0,434
W	Tubo 60 x 4	0,06	2,62	35,30	1,52	0,93	2,19	0,186
X	Tubo 60 x 4	0,06	2,62	35,30	1,52	0,93	2,19	0,186
Y	HEB 140	0,14	2,29	35,30	1,52	0,93	2,19	0,434
Z	HEB 100	0,10	2,58	34,16	1,50	0,93	2,19	0,305
AA	HEB 140	0,14	2,32	33,00	1,47	0,93	2,19	0,419
AB	Tubo 60 x 4	0,06	2,72	33,00	1,47	0,93	2,19	0,180
AC	Tubo 60 x 4	0,06	2,72	33,00	1,47	0,93	2,19	0,180
AD	HEB 140	0,14	2,32	33,00	1,47	0,93	2,19	0,419
AE	HEB 100	0,10	2,87	31,85	1,44	0,93	2,19	0,294
AF	HEB 140	0,14	2,38	30,66	1,42	0,93	2,19	0,404
AG	Tubo 60 x 4	0,06	2,85	30,66	1,42	0,93	2,19	0,173
AH	Tubo 60 x 4	0,06	2,85	30,66	1,42	0,93	2,19	0,173
AI	HEB 140	0,14	2,38	30,66	1,42	0,93	2,19	0,404
AJ	HEB 160	0,16	3,16	29,48	1,39	0,93	2,19	0,453
AK	HEB 100	0,10	1,83	28,72	1,37	0,93	2,19	0,280
AL	HEB 100	0,10	1,83	28,73	1,37	0,93	2,19	0,280
AM	HEB 100	0,10	1,05	27,99	1,36	0,93	2,19	0,276
NA	HEB 100	0,10	1,05	27,99	1,36	0,93	2,19	0,276
AO	HEB 160	0,16	4,48	27,24	1,34	0,93	2,19	0,436
AP	HEB 100	0,10	4,75	27,24	1,34	0,93	2,19	0,273
AQ	HEB 100	0,10	4,75	27,24	1,34	0,93	2,19	0,273
AR	HEB 160	0,16	4,48	27,24	1,34	0,93	2,19	0,436

4.2.3 Sismo

O estudo da ação sísmica foi realizado com base na NP EN 1998-1, 2010, [8]. Segundo a cláusula 1.1.1 (1) de [8], esta norma tem por finalidade assegurar no caso de ocorrência de um sismo:

- As vidas humanas;
- Limitação de danos;
- Manter as estruturas de proteção civil operacionais.

Neste projeto recorreu-se à quantificação do sismo através de espectros de resposta com base na localização geográfica e nas características geotécnicas do local onde a estrutura será construída.

4.2.3.1 Zonamento sísmico

O sismo do tipo 1 representa um sismo de magnitude moderada e de pequena distância do epicentro.

O sismo do tipo 2 consiste num sismo de grande magnitude a uma distância significativa do epicentro.

O zonamento sísmico para Portugal é estabelecido através de concelhos, de acordo com o anexo NA.I e ilustrado nas figuras NA.I, Na.II e Na.III de [8]. Como a estrutura em estudo se localiza no concelho da Figueira da Foz, de acordo com o anexo NA.I de [8], com o código 0605, a aceleração com base no zonamento sísmico obtém-se a partir dos parâmetros que constam do Quadro 4.13.

Quadro 4.13 - Aceleração com base no zonamento sísmico

Concelho	Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
	Zona Sísmica	a_{gR} [m/s ²]	Zona Sísmica	a_{gR} [m/s ²]
Figueira da Foz	1,5	0,6	2,4	1,1

4.2.3.2 Tipo de terreno

Para o estudo do sismo foi necessário consultar a informação geotécnica disponível. Estes estudos incluem a informação retirada de ensaios SPT e de recolhas de amostras do solo.

Do relatório técnico geotécnico analisado, conclui-se que o terreno para a fundação da estrutura é do tipo B segundo o Quadro 4.14, de acordo com a cláusula 3.1.2 (1).

Quadro 4.14 - Tipo de terreno

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} (pancadas/30cm)	C_u [kPa]
B	Depósito de areia muito compacta, de seixo, cascalho ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	>50	>250

Segundo o quando NA-3.2 de [8], os valores a considerar para terrenos do tipo B na definição do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do tipo 1 são os indicados no Quadro 4.15.

Quadro 4.15 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do tipo 1

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B [S]	T_C [S]	T_D [S]
B	1,35	0,1	0,6	2,0

Em relação à ação sísmica do tipo 2, os valores adotados para terreno do tipo B na definição dos espectros de resposta elástico constam do Quadro NA-3.3 de [8] e encontram-se transcritos no Quadro 4.16.

Quadro 4.16 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do tipo 2

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B [S]	T_C [S]	T_D [S]
B	1,35	0,1	0,25	2,0

4.2.3.3 Classe e coeficiente de importância

Segundo a cláusula 4.2.5 de [8], os edifícios são classificados em 4 classes de importância com base nas consequências de colapso em termos de vidas humanas, da importância para a segurança pública e para proteção civil. Segundo o Quadro 4.3 de [8], a torre industrial deste projeto enquadra-se na classe de importância II, sendo que o Quadro 4.17 define a classe de importância.

Quadro 4.17 - Classe de importância do edifício

Classe de importância	Edifícios
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias

Segundo o Anexo Nacional, os coeficientes de importância γ_1 estão indicados no Quadro NA.II de [8], conforme o Quadro 4.18.

Quadro 4.18 - Coeficiente de importância γ_1

Classe de importância	Ação sísmica do tipo 1	Ação sísmica do tipo 2	
		Continente	Açores
II	1,00	1,00	1,00

Conforme a cláusula NA-3.2.2.2 (2)P de [8], em Portugal, o valor de parâmetro do solo S para a definição dos espectros de resposta elásticos é calculado com recurso às Equações 4.24, 4.25 e 4.26.

$$\text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad 4.24$$

$$\text{Para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad 4.25$$

$$\text{Para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1 \quad 4.26$$

Os valores considerados para os parâmetros do solo encontram-se resumidos no Quadro 4.19.

Quadro 4.19 - Quadro resumo dos parâmetros do solo (S)

Sismo	Parâmetro do solo (S)
1	1,35
2	1,306

4.2.3.4 Espectros de cálculo para análise elástica

Segundo a cláusula 3.2.2.1 (1) de [8], “O movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno”.

Por outro lado, e sabendo que uma estrutura pode sofrer danos na ocorrência de sismos, a cláusula 3.2.2.5 (2) de [8] indica que as estruturas têm capacidade de dissipação de energia, principalmente obtida pelo comportamento dúctil dos elementos, podendo assim efetuar-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta com base num espectro de resposta elástico reduzido, chamado espectro de cálculo. Este espectro é reduzido recorrendo a um coeficiente de comportamento, q .

As equações 4.27, 4.28, 4.29 e 4.30 definem as componentes horizontais da ação sísmica, sendo que o espectro de cálculo, $s_d(T)$ é calculado com base na cláusula 3.2.2.5 (4) de [8].

$$0 \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 4.27$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad 4.28$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 4.29$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 4.30$$

Em que:

$S_d(T)$ Espectro de cálculo;

T Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

T_B Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C Limite Superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S Coeficiente do solo;

q Coeficiente de comportamento ($q = 1,5$);

β Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal ($\beta=0,2$).

A partir das equações 4.27, 4.28, 4.29 e 4.30 foi possível definir os espectros de cálculo para os sismos tipo 1 e 2 representados no gráfico presente na Figura 4.11.

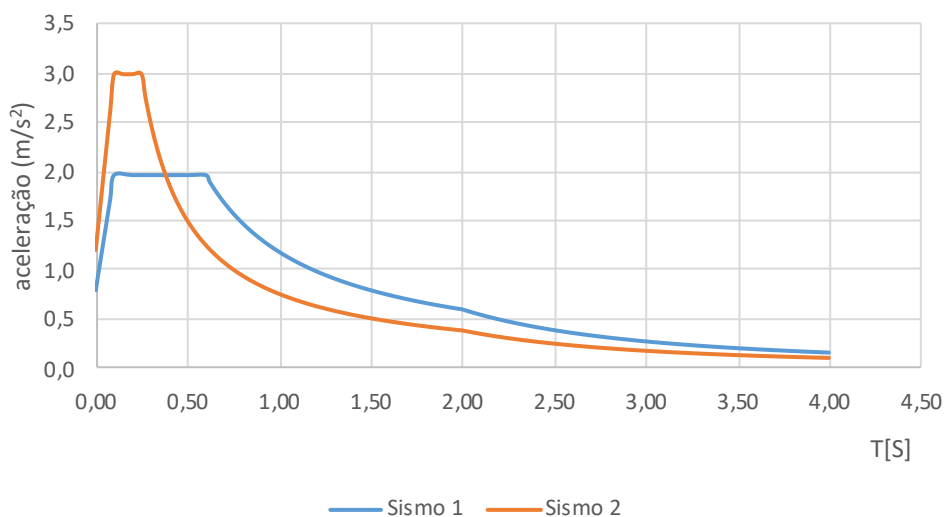


Figura 4.11 - Espectro de resposta de cálculo

De acordo com a cláusula 4.3.3.3.1 de [8], a exigência para a análise modal por espectro de resposta tem de verificar:

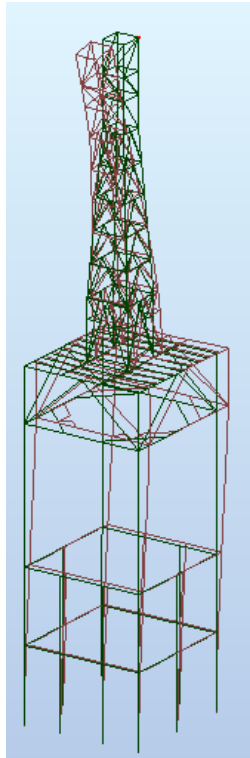
- A soma das massas nodais efetivas dos modos considerados devem mobilizar pelo menos 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas nodais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados.

Para a análise dinâmica recorreu-se ao programa de cálculo automático “Robot Structural Analysis” tendo-se considerado 19 modos de vibração de modo a alcançar os 90% de massa mobilizada para cada uma das direções, conforme se mostra no Quadro 4.20.

Quadro 4.20 - Modos de vibração e participação de massa

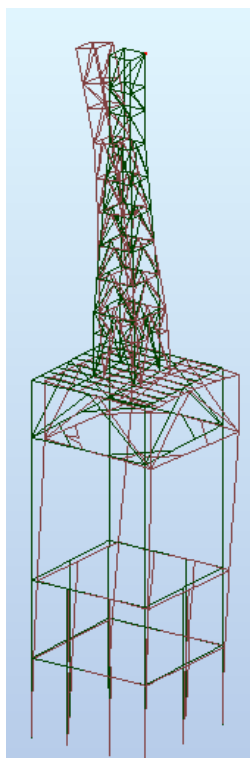
Modo	Frequência [Hz]	Período [S]	Massa mobilizada UX [%]	Massa mobilizada UY [%]	Massa mobilizada acumulada UX [%]	Massa mobilizada acumulada UY [%]
1	1,06	0,94	0,77	32,83	0,77	32,83
2	1,08	0,92	32,09	0,94	32,87	33,77
3	1,48	0,68	0,04	45,58	32,91	79,35
4	1,48	0,67	40,35	0,11	73,26	79,46
5	1,80	0,55	5,80	0,01	79,06	79,47
6	2,60	0,38	0,05	0,19	79,11	79,66
7	2,85	0,35	0,10	0,10	79,21	79,76
8	3,05	0,33	0,00	0,00	79,21	79,76
9	3,44	0,29	0,00	0,17	79,21	79,94
10	4,02	0,25	0,69	0,00	79,90	79,94
11	4,05	0,25	0,00	0,17	79,90	80,11
12	4,06	0,25	0,00	0,00	79,90	80,11
13	4,08	0,25	0,21	0,00	80,11	80,11
14	4,27	0,23	0,00	0,28	80,11	80,39
15	5,32	0,19	0,00	0,00	80,11	80,39
16	5,34	0,19	0,00	0,36	80,11	80,74
17	5,83	0,17	0,03	14,10	80,14	94,84
18	5,85	0,17	0,00	0,76	80,14	95,61
19	5,93	0,17	15,24	0,03	95,38	95,63

Os modos de vibração principais são ilustrados na Figura 4.12 e na Figura 4.13.



Modo de vibração 3
Participação modal : 45,62 %
Frequência: 1,48 Hz
Período: 0,68 s
Direção: y-y

Figura 4.12 - Configuração do 3º modo de vibração



Modo de vibração 4
Participação modal : 40,46 %
Frequência: 1,48 Hz
Período: 0,67 s
Direção: x-x

Figura 4.13 - Configuração do 4º modo de vibração

5 Combinação de ações

De forma a garantir a segurança da estrutura para os estados limites últimos e para os estados limites de utilização/serviço, foram adotadas as combinações impostas por [1]. De acordo com as cláusulas 1.5.2.13 e 1.5.2.14 de [1], os estados limites compreendem:

- **Estados Limites Últimos (ELU)** – Estados associados ao colapso ou outras formas semelhantes de ruína estrutural;
- **Estado Limite de Utilização/ Serviço (SLS)** – Estados que correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural deixam de ser satisfeitos.

Segundo a teoria das probabilidades, não se consideram os valores máximos das ações nas combinações, uma vez que a probabilidade de elas ocorrerem todas em simultâneo é praticamente nula. Neste sentido, o Quadro 5.1 indica os valores recomendados para os coeficientes ψ para cada uma das ações, de acordo com o Quadro A.1.1 de [1]. Uma vez que os valores ψ para a sobrecarga não se encontram especificados para estruturas industriais, optou-se de acordo com o dono de obra pelos valores indicados no quadro seguinte.

Quadro 5.1 - Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga	0,7	0,5	0,3
Vento	0,6	0,2	0
Temperatura	0,6	0,5	0

O Quadro 5.2 indica os coeficientes parciais de segurança que se encontram discriminados no Quadro NA-A1.2(B) de [1].

Quadro 5.2 - Coeficientes parciais de segurança

Símbolos	Valores	
	Casos desfavoráveis	Casos favoráveis
γ_G	1,35	1,0
γ_Q	1,5	0

5.1 Estados limites últimos

5.1.1 Combinação de projeto persistente ou transitórias

Conforme estipula a cláusula 6.4.3.2(3) [1], a combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais) é traduzida pela Equação 5.1.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i} \quad 5.1$$

5.1.2 Combinação sísmica

De acordo com a cláusula 6.4.3.4(2) de [1], a combinação de ações para situações de projeto sísmicas calcula-se pela Equação 5.2.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 5.2$$

No entanto, a cláusula 3.2.4 (2) de [8] diz que devem ser avaliados os efeitos da inércia da ação sísmica de cálculo tendo em conta a presença de massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na Equação 5.3.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad 5.3$$

Com os coeficientes de combinação, $\psi_{E,i}$, calculados de acordo com a Equação 5.4, conforme a cláusula 4.2.4 de [8].

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,1} \quad 5.4$$

O valor de φ utilizado para esta estrutura foi de 1,0.

A cláusula 4.3.3.5.1 (3) de [8], refere ainda que as componentes horizontais da ação sísmica nas direções x e y devem ser consideradas simultaneamente e que os esforços devidos à combinação das componentes horizontais podem ser calculadas a partir das Equações 5.5 e 5.6.

$$E = E_{Edx} + 0,3 E_{Edy} \quad 5.5$$

$$E = 0,3 E_{Edx} + E_{Edy} \quad 5.6$$

5.2 Estados limites de utilização

5.2.1 Combinação característica

Conforme consta na cláusula 6.5.3 (2) a) de [1], a combinação característica de ações para os estados limites de utilização calcula-se pela Equação 5.7.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,i} + \sum_{1 > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 5.7$$

5.2.2 Combinação frequente

A combinação frequente, conforme explicita a cláusula 6.5.3 (2) b) de [1], é determinada pela Equação 5.8.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{1 > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 5.8$$

5.2.3 Combinação quase-permanente

De acordo com a cláusula 6.5.3 (2) c) de [1], a combinação quase frequente de ações para os estados limites de utilização é calculada pela Equação 5.9.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{1 > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 5.9$$

Em que:

" + "	Significa "a combinar com";
G_k	Valor característico de uma ação permanente;
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável;
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma ação variável base;
P	Ação do pré-esforço;
A_{Ed}	Valor de cálculo para a ação sísmica;
γ_G	Coefficiente parcial de segurança para as ações permanentes;
γ_Q	Coefficiente parcial de segurança para as ações variáveis;
γ_P	Coefficiente parcial de segurança para as ações do pré-esforço;
ψ_0	Coefficiente de combinação para ações variáveis;
ψ_1	Coefficiente de combinação frequente para ações variáveis;
ψ_2	Coefficiente de combinação quase frequente para ações variáveis;
$\psi_{E,i}$	Coefficientes de combinação;
E_{Edx}	Representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo a direção x escolhido para a estrutura;
E_{Edy}	Representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo a direção y escolhido para a estrutura;

No Quadro 5.3 resumem-se as combinações consideradas para os estados limites últimos.

Quadro 5.3 - Combinações de ações para o ELU – Situação de projeto persistente ou transitória

Comb.	Ações permanentes		Ações variáveis														
	PP	RCP	SC		Vento								Sismo 1		Sismo 2		
					W _x		W _{xx}		W _y		W _{yy}		Sismo 1 x	Sismo 1 y	Sismo 2 x	Sismo 2 y	
	γ_G	γ_G	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ	γ	γ	γ	
ULS/1	1,35	1,35	1,5	1,0													
ULS/2	1,35	1,35	1,5	1,0	1,5	0,6											
ULS/3	1,35	1,35	1,5	1,0			1,5	0,6									
ULS/4	1,35	1,35	1,5	1,0					1,5	0,6							
ULS/5	1,35	1,35	1,5	1,0							1,5	0,6					
ULS/6	1,35	1,35	0,0														
ULS/7	1,0	1,0	1,5	1,0													
ULS/8	1,0	1,0	1,5	1,0	1,5	0,6											
ULS/9	1,0	1,0	1,5	1,0			1,5	0,6									
ULS/10	1,0	1,0	1,5	1,0					1,5	0,6							
ULS/11	1,0	1,0	1,5	1,0							1,5	0,6					
ULS/12	1,0	1,0	0,0														
ULS/13	1,35	1,35	1,5	0,7	1,5	1,0											
ULS/14	1,35	1,35	1,5	0,7			1,5	1,0									
ULS/15	1,35	1,35	1,5	0,7					1,5	1,0							
ULS/16	1,35	1,35	1,5	0,7							1,5	1,0					
ULS/17	1,35	1,35	0,0		1,5	1,0											
ULS/18	1,35	1,35	0,0				1,5	1,0									
ULS/19	1,35	1,35	0,0						1,5	1,0							
ULS/20	1,35	1,35	0,0								1,5	1,0					
ULS/21	1,0	1,0	1,5	0,7	1,5	1,0											
ULS/22	1,0	1,0	1,5	0,7			1,5	1,0									
ULS/23	1,0	1,0	1,5	0,7					1,5	1,0							
ULS/24	1,0	1,0	1,5	0,7							1,5	1,0					
ULS/25	1,0	1,0			1,5	1,0											
ULS/26	1,0	1,0					1,5	1,0									
ULS/27	1,0	1,0							1,5	1,0							
ULS/28	1,0	1,0									1,5	1,0					

O Quadro 5.4 resume as combinações para o ELU – situação de projeto sísmico.

Quadro 5.4 - Combinações de ações para o ELU – Situação de projeto sísmico

Comb.	Ações permanentes		Ações variáveis													
	PP	RCP	SC		Vento								Sismo 1		Sismo 2	
					W _x		W _{xx}		W _y		W _{yy}		Sismo 1 x	Sismo 1 y	Sismo 2 x	Sismo 2 y
	γ_G	γ_G	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ	γ	γ	γ
CQC/27	1,0	1,0	1,0	0,3									1,0	0,3		
CQC/28	1,0	1,0	1,0	0,3									1,0	-0,3		
CQC/29	1,0	1,0	1,0	0,3									0,3	1,0		
CQC/30	1,0	1,0	1,0	0,3									0,3	-1,0		
CQC/33	1,0	1,0	1,0	0,3											1,0	0,3
CQC/34	1,0	1,0	1,0	0,3											1,0	-0,3
CQC/35	1,0	1,0	1,0	0,3											0,3	1,0
CQC/36	1,0	1,0	1,0	0,3											0,3	-1,0

O Quadro 5.5 resume as combinações adotadas para os estados limites de utilização analisadas a partir das Equações 5.7, 5.8 e 5.9.

Quadro 5.5 - Combinações de ações para os estados limites de utilização

Combinação	Ações permanentes		Ações variáveis														
	PP	RCP	SC		Vento								Sismo 1		Sismo 2		
					W _x		W _{xx}		W _y		W _{yy}		-	-	-	-	
			Q	γ_Q	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ	γ	γ
SLS:CHR/1	1,0	1,0	1,0	1,0													
SLS:CHR/2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,6											
SLS:CHR/3	1,0	1,0	1,0	1,0			1,0	0,6									
SLS:CHR/4	1,0	1,0	1,0	1,0					1,0	0,6							
SLS:CHR/5	1,0	1,0	1,0	1,0							1,0	0,6					
SLS:CHR/6	1,0	1,0															
SLS:CHR/7	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0											
SLS:CHR/8	1,0	1,0	1,0	0,7			1,0	1,0									
SLS:CHR/9	1,0	1,0	1,0	0,7					1,0	1,0							
SLS:CHR/10	1,0	1,0	1,0	0,7							1,0	1,0					
SLS:CHR/11	1,0	1,0			1,0	1,0											
SLS:CHR/12	1,0	1,0					1,0	1,0									
SLS:CHR/13	1,0	1,0							1,0	1,0							
SLS:CHR/14	1,0	1,0									1,0	1,0					
SLS:FRE/15	1,0	1,0	1,0	0,5													
SLS:FRE/16	1,0	1,0															
SLS:FRE/17	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	0,2											
SLS:FRE/18	1,0	1,0	1,0	0,3			1,0	0,2									
SLS:FRE/19	1,0	1,0	1,0	0,3					1,0	0,2							
SLS:FRE/20	1,0	1,0	1,0	0,3							1,0	0,2					
SLS:FRE/21	1,0	1,0			1,0	0,2											
SLS:FRE/22	1,0	1,0					1,0	0,2									
SLS:FRE/23	1,0	1,0							1,0	0,2							
SLS:FRE/24	1,0	1,0									1,0	0,2					
SLS:QPR/25	1,0	1,0	1,0	0,3													
SLS:QPR/26	1,0	1,0															

O Quadro 5.6 resume as combinações para os estados limites STR GEO com base na seção 6.2.2.3.1.

Quadro 5.6 - Combinações de ações para os estados limites STR e GEO

Combinação	Ações permanentes		Ações variáveis															
	PP	R CP	SC		Vento								Sismo 1		Sismo 2			
					W _x		W _{xx}		W _y		W _{yy}		-	-	-	-		
			Q	γ_Q	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ	γ	γ	γ
Comb. 1	1,0	1,0	1,3	1,0														
Comb. 2	1,0	1,0	1,3	1,0	1,3	0,6												
Comb. 3	1,0	1,0	1,3	1,0			1,3	0,6										
Comb. 4	1,0	1,0	1,3	1,0					1,3	0,6								
Comb. 5	1,0	1,0	1,3	1,0							1,3	0,6						
Comb. 6	1,0	1,0	1,3	0,7	1,3	1,0												
Comb. 7	1,0	1,0	1,3	0,7			1,3	1,0										
Comb. 8	1,0	1,0	1,3	0,7					1,3	1,0								
Comb. 9	1,0	1,0	1,3	0,7							1,3	1,0						
Comb. 10	1,0	1,0			1,3	0,6												
Comb. 11	1,0	1,0					1,3	0,6										
Comb. 12	1,0	1,0							1,3	0,6								
Comb. 13	1,0	1,0									1,3	0,6						
Comb. 14	1,0	1,0			1,3	1,0												
Comb. 15	1,0	1,0					1,3	1,0										
Comb. 16	1,0	1,0							1,3	1,0								
Comb. 17	1,0	1,0									1,3	1,0						
Comb. 18	1,0	1,0	1,0	0,7									1,0	0,3				
Comb. 19	1,0	1,0	1,0	0,7									1,0	-0,3				
Comb. 20	1,0	1,0	1,0	0,7									0,3	1,0				
Comb. 21	1,0	1,0	1,0	0,7									0,3	-1,0				
Comb. 22	1,0	1,0	1,0	0,7											1,0	0,3		
Comb. 23	1,0	1,0	1,0	0,7											1,0	-0,3		
Comb. 24	1,0	1,0	1,0	0,7											0,3	1,0		
Comb. 25	1,0	1,0	1,0	0,7											0,3	-1,0		

6 Critérios de dimensionamento

6.1 Elementos metálicos

6.1.1 Enquadramento

Como referido anteriormente, a NP EN 1993-1-1 [6], estabelece os principais critérios de dimensionamento em relação aos estados limites últimos e de utilização para estruturas metálicas bem como a durabilidade, os materiais e a análise estrutural.

Os elementos são calculados com base nos esforços de cálculo das seções e das barras mais solicitadas e no caso de vigas, colunas e colunas-vigas são efetuados, também, os cálculos que controlam os fenómenos de encurvadura por compressão, flexão e torção.

De acordo com a cláusula 5.5.2 (1) de [6], as seções transversais são definidas nas seguintes classes:

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

A classificação da secção transversal depende da relação entre a largura e espessura dos seus elementos comprimidos, de acordo com o quadro 5.2 de [6]. De referir que a classe da seção é a classe mais alta dos seus elementos.

Os coeficientes parciais de segurança estão definidos na seção 6.2 Nota 2B de [6] e são os seguintes:

- $\gamma_{M0} = 1,00$;
- $\gamma_{M1} = 1,00$;
- $\gamma_{M2} = 1,25$;

Nos elementos metálicos, o dimensionamento referente aos estados limites de utilização e estados limites últimos foram efetuados segundo os seguintes critérios:

- Estados limites últimos – Determinação da resistência das seções transversais, elementos (encurvadura) e ligações;
- Estados limites de utilização – Cálculo dos deslocamentos horizontais e verticais admissíveis.

Os critérios e fluxogramas apresentados em seguida serviram de base para a realização de uma folha de cálculo em “Excel” que se encontra no Anexo 1.

6.1.2 Estados limites últimos

A verificação aos estados limites últimos foi realizada respeitando os coeficientes de segurança expressos no capítulo anterior e as expressões definidas no Eurocódigo 3.

O Quadro 6.1 resume as verificações efetuadas para os estados limites últimos tanto para as seções transversais como para os elementos.

Quadro 6.1 - Verificações da NP EN 1993-1-1

Tipo de elemento	Verificações de resistência	Tipo de esforço
Colunas / tirantes	Seções transversais	Tração
		Compressão
	Elemento - coluna	Elementos comprimidos
Vigas	Seções transversais	Esforço transversal
		Momento Fletor
		Flexão com esforço transversal
		Flexão desviada
	Elemento	Elementos fletidos
Coluna-Viga	Seções transversais	Compressão
		Esforço transversal
		Momento fletor
		Flexão com esforço transversal
		Flexão composta
		Flexão composta com esforço transversal
		Flexão composta desviada
	Elemento	Flexão composta com compressão

6.1.2.1 Resistência das seções transversais

O [6] define expressões necessárias ao dimensionamento das seções transversais. Nos capítulos seguintes indicam-se as expressões de dimensionamento.

6.1.2.1.1 Tração (N>0)

Conforme a cláusula 6.2.3 de [6], o valor do esforço de tração calcula-se de acordo com o fluxograma da Figura 6.1.

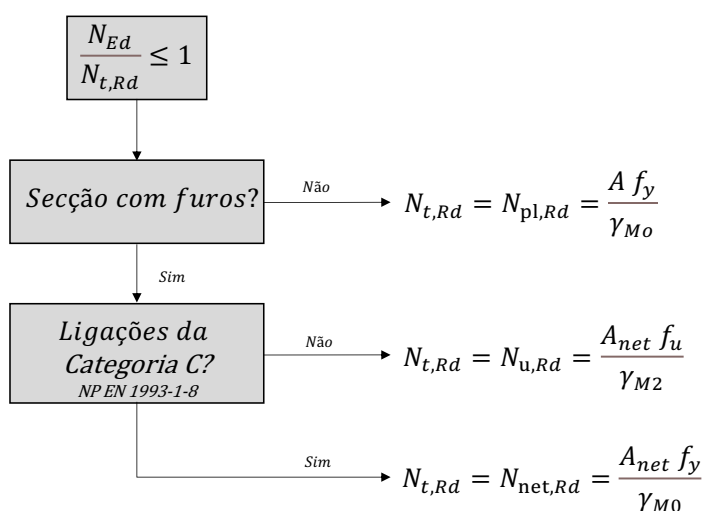


Figura 6.1 - Fluxograma de verificação da segurança de seções à tração

Em que:

- N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial atuante;
- $N_{t,Rd}$ Valor de cálculo do esforço axial resistente de tração;
- $N_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do esforço axial resistente plástico da seção bruta;
- $N_{u,Rd}$ Valor de cálculo do esforço axial resistente último;
- A Área;
- f_y Tensão de cedência;
- γ_{M0} Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe;
- γ_{M2} Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais em zonas com furos de ligação.

6.1.2.1.2 Compressão (N<0)

A verificação da segurança deve satisfazer as condições do fluxograma da Figura 6.2, segundo a cláusula 6.2.4 de [6].

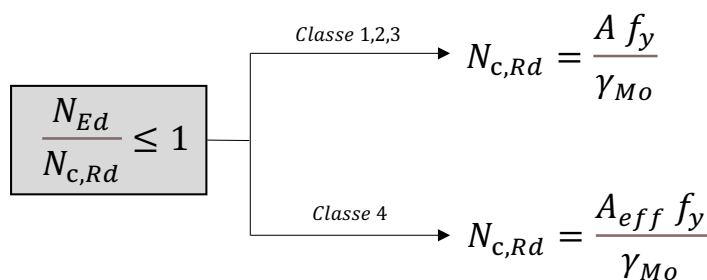


Figura 6.2 - Fluxograma de verificação da segurança de seções à compressão

Em que:

- N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial atuante;
- $N_{c,Rd}$ Valor de cálculo do esforço axial resistente de compressão;
- A Área da secção transversal;
- A_{eff} Área efetiva de uma secção transversal;
- f_y Tensão de cedência;
- γ_{M0} Coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe.

6.1.2.1.3 Flexão (M)

A resistência à flexão é verificada segundo as expressões da Figura 6.3, presentes na cláusula 6.2.5 de [6].

Esta verificação depende do tipo de classe da secção transversal. Para classes do tipo 1 e 2, a resistência é calculada considerando o módulo de flexão plástico e, por outro lado, quando as seções são do tipo 3 e 4, a resistência é determinada considerando o módulo de flexão elástico mínimo e o módulo de flexão efetivo, respetivamente.

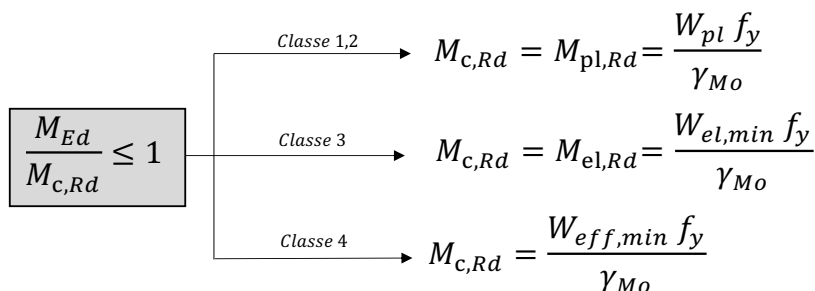


Figura 6.3 - Fluxograma de verificação da segurança de seções ao momento fletor

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 de uma secção transversal;

$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico;
W_{pl}	Módulo de flexão plástico de uma seção transversal;
$W_{el,min}$	Módulo de flexão elástico mínimo de uma seção transversal;
$W_{eff,min}$	Módulo de flexão mínimo de uma seção transversal efetiva;
f_y	Tensão de cedência;
γ_{M0}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.

6.1.2.1.4 Esforço transversal (V)

A segurança ao esforço transversal é realizada recorrendo às expressões indicadas no fluxograma da Figura 6.4. Estas condições estão de acordo com a cláusula 6.2.6 de [6].

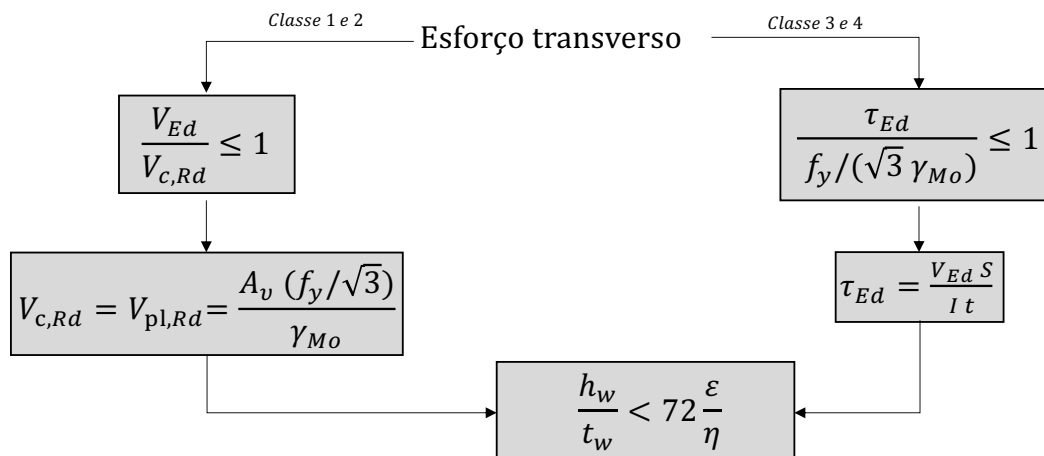


Figura 6.4 - Fluxograma de verificação da segurança de seções ao esforço transversal

Em que:

V_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante;
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal atuante;
$V_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente;
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico;
A_v	Área resistente ao esforço transversal;
S	Momento estático;
I	Momento de inércia;
t	Espessura da secção no ponto considerado;
τ_{Ed}	Valor de cálculo da tensão tangencial local atuante;
f_y	Tensão de cedência;
h_w	Altura da alma;
t_w	Espessura da alma;
ϵ	Extensão;
η	Coefficiente para calcular a área de corte;

γ_{M0} Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.

6.1.2.1.5 Flexão com esforço transversal (M+V)

A verificação da segurança à flexão com esforço transversal é feita recorrendo às expressões da Figura 6.5 transcritas da cláusula 6.2.8 de [6].

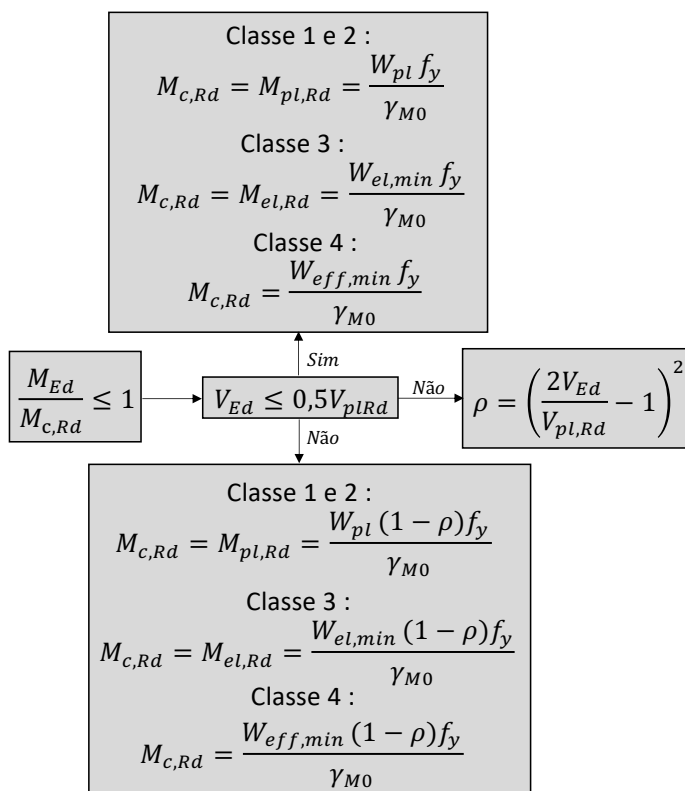


Figura 6.5 - Fluxograma de verificação da segurança de secções à flexão com esforço transversal

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 de uma secção transversal;
- $M_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico;
- $M_{el,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico;
- V_{Ed} Valor de cálculo do esforço transversal atuante;
- $V_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico;
- ρ Coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos;
- W_{pl} Módulo de flexão plástico de uma secção transversal;
- $W_{el,min}$ Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal;

$W_{eff,min}$ Módulo de flexão mínimo de uma seção transversal efetiva;
 f_y Tensão de cedência;
 γ_{M0} Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.

6.1.2.1.6 Flexão composta (M+N)

Para as classes 1 e 2, a resistência à flexão composta é verificada segundo o fluxograma da Figura 6.6. Estas expressões compõem a cláusula 6.2.9 de [6].

Para as classes 3 e 4 é necessário fazer uma análise de tensões, garantindo-se que as tensões nas fibras mais solicitadas sejam inferiores à tensão de cedência no aço.

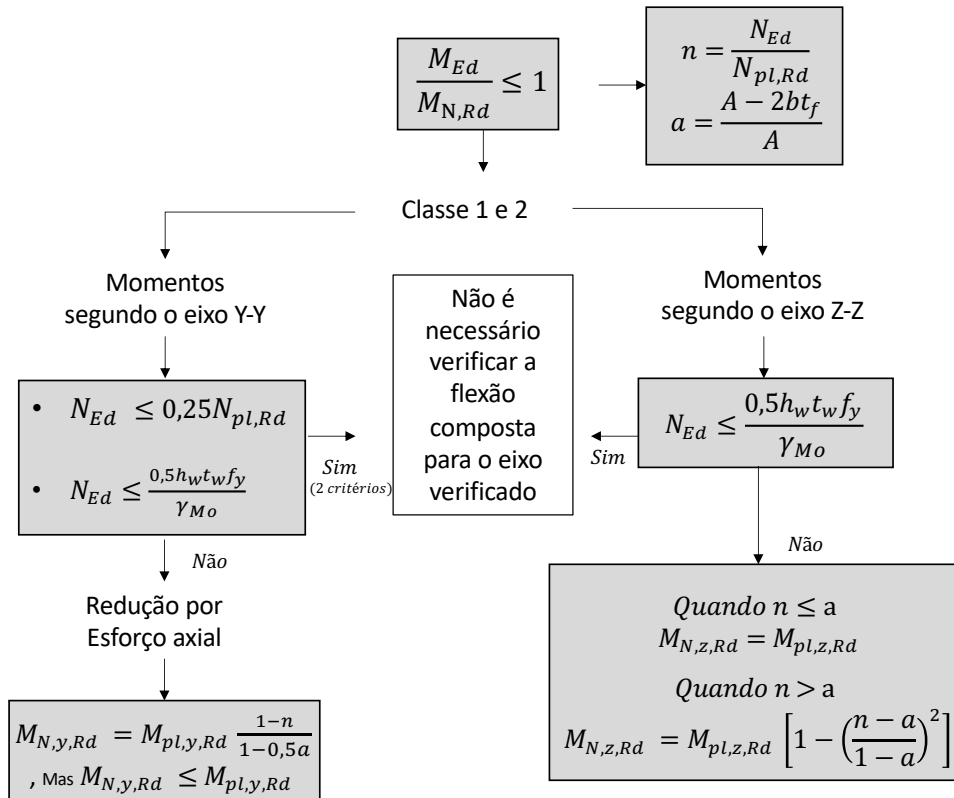


Figura 6.6 - Fluxograma de verificação da segurança de seções à flexão composta

Em que:

M_{Ed} Valor de cálculo do momento fletor atuante;
 $M_{N,Rd}$ Valor de cálculo dos momentos fletores resistente reduzidos pela interação com os esforços transversos;
 $M_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico;
 N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial atuante;
 $N_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do esforço axial resistente plástico da seção bruta;

A	Área da secção transversal;
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;
t_f	Espessura do banzo;
h_w	Altura da alma;
t_w	Espessura da alma;
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico;
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico;
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal atuante;
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico;
ρ	Coefficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos;
W_{pl}	Módulo de flexão plástico de uma secção transversal;
$W_{el,min}$	Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal;
$W_{eff,min}$	Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva;
f_y	Tensão de cedência;
γ_{M0}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.

6.1.2.1.7 Flexão composta desviada ($M_y + M_z + N$)

A segurança à flexão composta desviada é verificada pela expressão presente na Figura 6.7, de acordo com a cláusula 6.2.9 de [6].

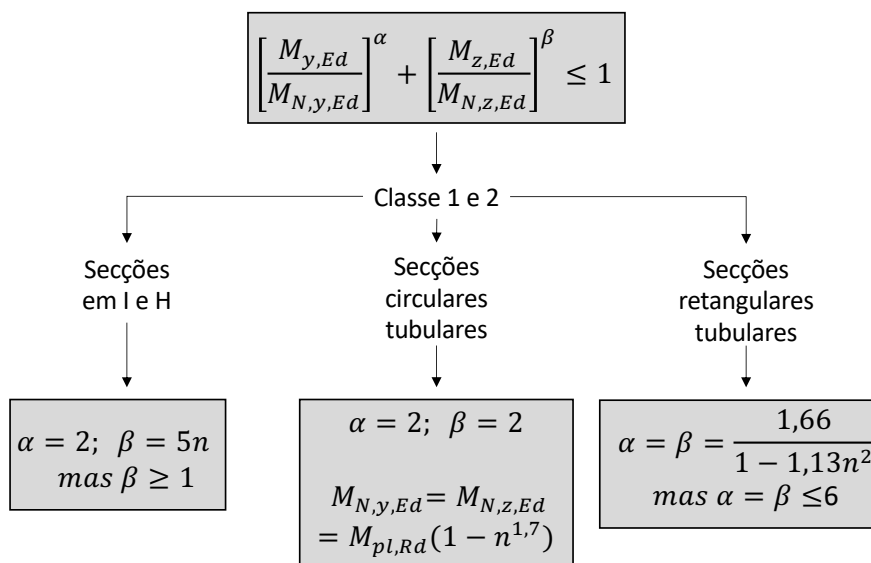


Figura 6.7 - Fluxograma de verificação da segurança de secções à flexão composta desviada

Em que:

M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante;
$M_{N,Rd}$	Valor de cálculo dos momentos fletores resistente reduzidos pela interação com os esforços transversos;
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico;
α	Parâmetro para tomar em consideração o efeito da flexão desviada;
β	Parâmetro para tomar em consideração o efeito da flexão desviada;
n	Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuante e resistente plástico de uma seção transversal bruta.

6.1.2.1.8 Flexão composta com esforço transversal (M+N+V)

Segundo a cláusula 6.2.10 de [6], a flexão composta com esforço transversal é semelhante à flexão composta, sendo apenas alterados os seguintes parâmetros:

- $V_{Ed} < 0,5V_{pl,Rd} \Rightarrow$ Flexão composta = Flexão composta com esforço transversal
- $V_{Ed} \geq 0,5V_{pl,Rd} \Rightarrow$ Tensão de cedência (f_y) = $(1 - \rho)f_y$ em que $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2$

6.1.2.2 Resistência de elementos à encurvadura

Os fenómenos de encurvadura por compressão, flexão, torção e flexão mais torção caracterizam-se pela ocorrência de grandes deformações transversais e longitudinais.

Uma vez que os elementos metálicos têm uma resistência muito elevada e esbeltezas consideráveis, é necessário ter presente fenómenos de instabilidade que possam ocorrer.

6.1.2.2.1 Colunas

As colunas são elementos solicitados à compressão.

Nestes elementos define-se a carga crítica como o esforço a partir da qual se está perante fenómenos de encurvadura. A Figura 6.8 indica os comprimentos de encurvadura a considerar em colunas, consoante o tipo de ligações ao exterior.

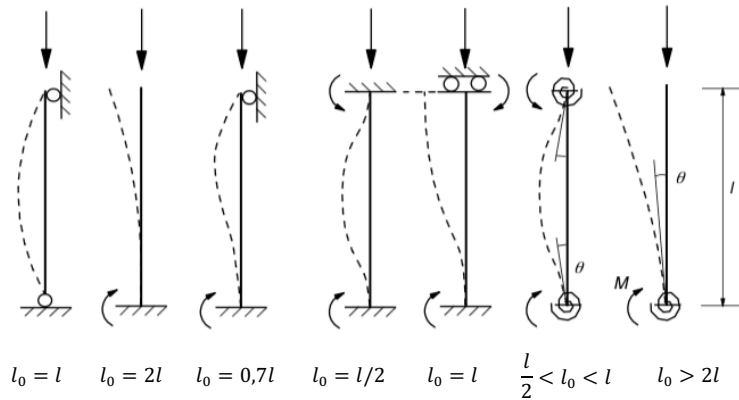


Figura 6.8 - Exemplos de diferentes modos de encurvadura e correspondentes comprimentos efetivos para elemento isolados [5]

A carga crítica, usualmente conhecida como carga crítica de Euler, de uma coluna perfeita é calculada pela expressão da Equação 6.1.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad 6.1$$

Apesar de [6] não definir os valores máximos para a esbelteza, normalmente adotam-se valores compreendidos entre 180 e 250, sendo que 180 para elementos principais e 250 para elementos secundários [10]. A esbelteza é definida pela Equação 6.2.

$$\lambda = \frac{L_E}{i} \quad 6.2$$

Em que:

M_{Ed} Comprimento de encurvadura;

i Raio de giração $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$;

I Inércia;

A Área.

Segundo a cláusula 6.3.1 de [6], a verificação da resistência à encurvadura é feita com base nas expressões indicadas no fluxograma da Figura 6.9.

Os outros parâmetros necessários para o estudo da compressão são calculadas pelas Equações 6.3, 6.4, 6.5, 6.6, 6.7 e 6.8 de acordo com a cláusula 6.3.1.2 de [6].

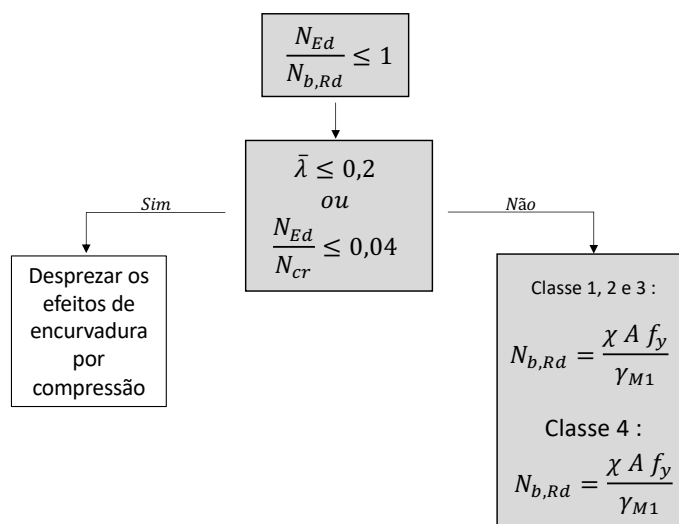


Figura 6.9 - Fluxograma de verificação da resistência à encurvadura de elementos comprimidos

Com:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad 6.3$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad 6.4$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}, \text{ para seções transversais da classe 1,2 e 3} \quad 6.5$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}, \text{ para seções transversais da classe 4} \quad 6.6$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad 6.7$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad 6.8$$

Em que α é determinado a partir dos Quadros 6.2 e 6.3 de [6].

Em que:

N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço axial atuante;
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
N_{cr}	Valor crítico do esforço axial para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da seção transversal bruta;
χ	Coefficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;
ϕ	Valor para determinar o coeficiente de redução χ ;
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada;
ε	$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$;
N_{cr}	Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da seção transversal bruta;
α	Fator de imperfeição das curvas de encurvadura.

6.1.2.2.2 Vigas

Em elementos sujeitos a flexão é necessário, também, realizar o estudo da encurvadura lateral por flexão-torção. Este fenómeno é denominado bambeamento e ocorre, normalmente, em secções abertas com pouca rigidez de torção, conforme se exemplifica na Figura 6.10 a). O bambeamento é caracterizado por deslocamentos laterais (flexão em torno de Z) acompanhados por rotação das secções transversais segundo o eixo X (Figura 6.10 b).

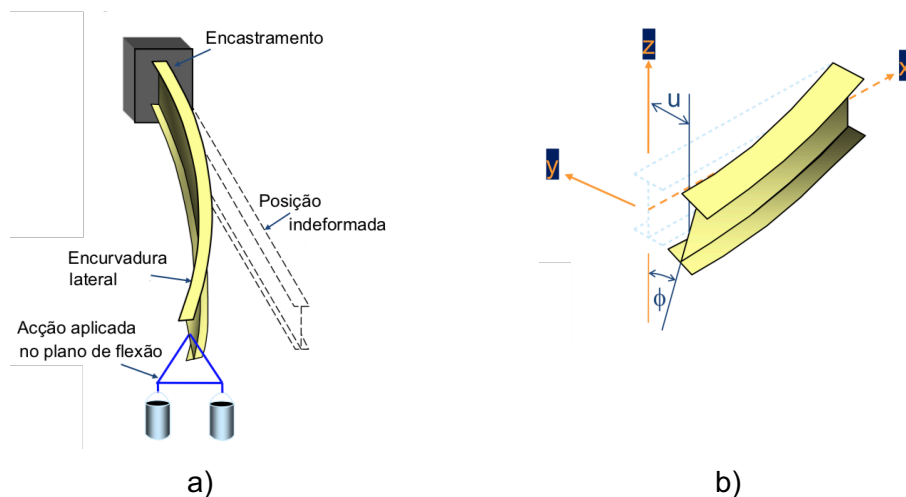


Figura 6.10 - Flexão lateral [11]

A verificação da resistência em elementos à flexão é calculada a partir da informação indicada no fluxograma da Figura 6.11, que respeita a cláusula 6.3.2 de [6].

Para o cálculo das grandezas auxiliares utilizam-se as Equações 6.9, 6.10, 6.11, 6.12 e 6.13 presentes na cláusula 6.3.2.2 de [6]. Para a determinação do momento crítico recorre-se à Equação 6.14 presente no capítulo 2 de [12].

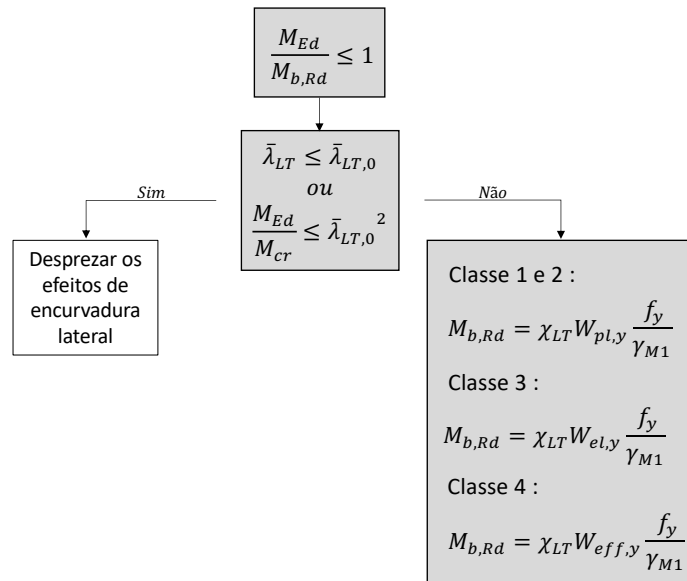


Figura 6.11 - Fluxograma de verificação da resistência à encurvadura de elementos à flexão

Com:

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad 6.9$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad 6.10$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}, \text{ para seções transversais da classe 1 e 2} \quad 6.11$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} f_y}{N_{cr}}}, \text{ para seções transversais da classe 3} \quad 6.12$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} f_y}{N_{cr}}}, \text{ para seções transversais da classe 4} \quad 6.13$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g)^2} - C_2 Z_g \right\} \quad 6.14$$

Em que α é calculado a partir dos Quadros 6.1 e 6.2 de [6].

Em que:

- M_{Ed} Valor de cálculo do momento fletor atuante;
- N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial atuante;
- $M_{b,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral (vigas por flexão torção);

M_{cr}	Momento crítico elástico de encurvadura lateral;
χ_{LT}	Coefficiente de redução para o modo de encurvadura lateral;
ϕ_{LT}	Valor para determinar o coeficiente de redução χ ;
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	Comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$ de acordo com o a cláusula NA-6.3.2.3(1) de [6];
$W_{pl,y}$	Módulo de flexão plástico de uma seção transversal em relação ao eixo y-y;
$W_{el,y}$	Módulo de flexão elástico de uma seção transversal em relação ao eixo y-y;
$W_{eff,y}$	Módulo de flexão da seção transversal efetiva em relação ao eixo y-y;
M_{cr}	Momento crítico elástico de encurvadura lateral;
L	Vão da viga;
C_1, C_2	Coefficientes que dependem das ligações da viga ao exterior e do diagrama de momentos fletores de acordo com a tabela F.1.2 de [13];
k	Fator que se refere às rotações nos apoios em torno do eixo z-z. É igual a 0,5 se as rotações das seções extremas estiverem impedidas, 0,7 se uma rotação estiver livre e a outra impedida e 1 se ambas as rotações estiverem livres;
k_w	Fator que se refere ao empenamento nos apoios em torno do eixo z-z.
I_w	Constante de empenamento;
I_t	Constante de torção uniforme;
I_z	Inércia segundo z-z;
Z_g	Distância do ponto de aplicação da carga ao centro de corte da seção transversal.

6.1.2.2.3 Colunas-Viga

As colunas-viga são elementos sujeitos a flexão composta com compressão.

A segurança das colunas-viga é assegurada pelas expressões indicadas na Figura 6.12 que fazem parte da cláusula 6.3.3 de [6].

Nas colunas-viga é necessário calcular os fatores de interação K_{ij} . Nesse sentido, existe a opção de utilizar o Método 1, Anexo A de [6], ou o Método 2 presente no Anexo B de [6]. Neste projeto optou-se pela utilização do Método 2 sendo que é o mais utilizado.

De modo a assegurar a estabilidade dos elementos uniformes, a cláusula 6.3.3 de [6] faz a seguinte distinção:

- Elementos não suscetíveis às deformações por torção, de que são exemplo, seções tubulares ou seções “travadas” de modo a impedir a torção.
- Elementos suscetíveis às deformações por torção, que são as seções transversais abertas e não travadas em relação à torção.

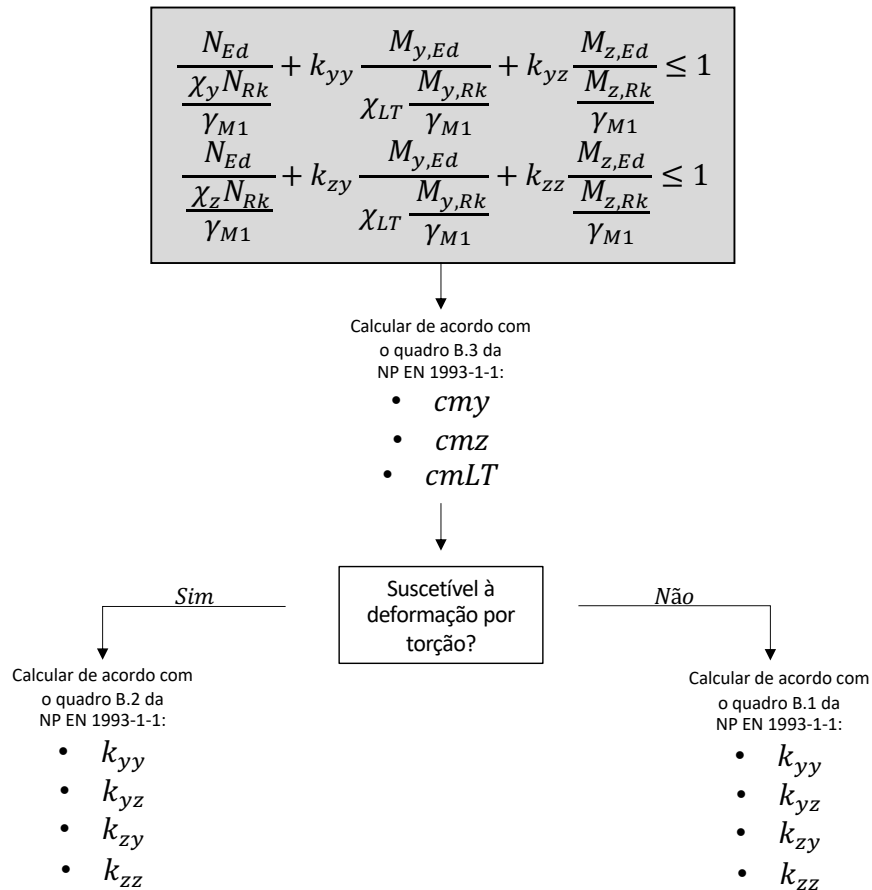


Figura 6.12 - Fluxograma de verificação da resistência à encurvadura de elementos sujeitos a flexão composta

Em que:

- N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial atuante;
- M_{Ed} Valor de cálculo do momento fletor atuante;
- χ_y Coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y;
- $M_{y,Rk}$ Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo y-y;
- $M_{z,Rk}$ Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo z-z;
- N_{Rk} Valor característico da resistência à compressão;
- χ_{LT} Coeficiente de redução para o modo de encurvadura lateral;
- Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenômenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento;
- γ_{M1}
- $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ Fator de interação;
- c_{my}, c_{mz}, c_{mLT} Coeficiente de momento uniforme equivalente.

6.1.3 Estados limites de utilização

A cláusula 7 de [6] impõe o estudo dos estados limites de utilização para estruturas metálicas e remete para cláusulas específicas de [1], sendo o Anexo A.1.4 de [1] focado em deformações e deslocamentos horizontais.

Os requisitos gerais relativos aos estados limites de utilização são indicados na cláusula 3.4 de [1] e devem garantir que as vibrações, as deformações ou outros danos não comprometam:

- O correto funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais, incluindo o funcionamento de máquinas ou de outras instalações;
- O conforto das pessoas;
- Aspetto da construção;
- Durabilidade.

Nota: No contexto de utilização o “aspeto” diz respeito a critérios relacionados, por exemplo, com grandes deslocamentos e com fendilhações excessivas.

6.1.3.1 Deslocamentos verticais

Os valores limites de deslocamento vertical devem ser especificados para cada projeto e acordados com o dono de obra, conforme a cláusula 7.2.1 de [6]. Se não forem acordados com o dono de obra outros valores, as flechas recomendadas são as indicadas no Quadro 6.2, ilustrados de acordo com a Figura 6.13.

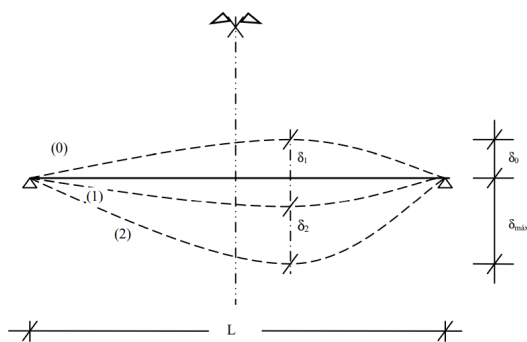


Figura 6.13 - Deslocamentos verticais a considerar [6]

O deslocamento máximo é obtido segundo a Equação 6.15.

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad 6.15$$

Em que:

- δ_{max} Flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios;
- δ_0 Contra-flecha da viga no estado não carregado, (estado (0));
- δ_1 Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação, (estado (1));

δ_2 Variação da flecha da viga devido à ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis (estado (2)).

Quadro 6.2 - Valores recomendados para as flechas verticais [6]

Condições	Limites	
	δ_{max}	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 δ_{max} 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		

6.1.3.2 Deslocamentos horizontais

Segundo a cláusula 7.2.1 de [6] e cláusula A1.4.3 (7) de [1], os deslocamentos horizontais máximos são os indicados na Figura 6.14.

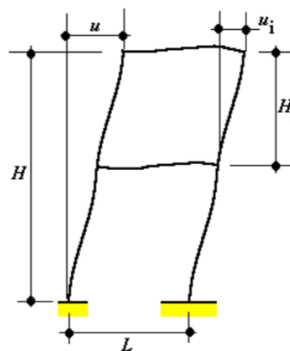


Figura 6.14 - Definição dos deslocamentos horizontais [1]

Em que:

u Deslocamento horizontal global à altura H do edifício

u_i Deslocamento horizontal à altura H_i de um piso

No caso de não serem definidos outros valores com o dono de obra, os limites aconselháveis para os deslocamentos horizontais no topo das colunas para as

combinações características são os que constam no Quadro 6.3, conforme a cláusula NA-7.2.2(1) B de [6].

Quadro 6.3 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos horizontais [6]

Pórticos sem aparelhos de elevação		$H/150$
Outros edifícios de um só piso		$H/300$
Edifícios de vários pisos	Em cada piso	$h_i/300$
	Na estrutura globalmente	$H/500$

Em que:

h Altura da coluna ou do piso;

h_0 Altura da estrutura.

6.2 Elementos de betão armado

6.2.1 Enquadramento

Como referido na seção 1.2, a NP EN 1992-1-1 2010, [5], estabelece os principais critérios de dimensionamento para estruturas de betão armado.

De acordo com cláusula 5.1.1 (1) de [5], “O objetivo de uma análise estrutural é o de determinar a distribuição, quer de esforços, quer de tensões, extensões e deslocamentos, em toda ou parte da estrutura. Sempre que necessário deve ser efetuada uma análise local complementar”.

Os coeficientes parciais de segurança estão definidos no Quadro 2.1N de [5] e são os seguintes:

Quadro 6.4 - Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos

Situações de projeto	γ_c para betão	γ_s para aço de armaduras para betão armado	γ_s para aço de armaduras de pré-esforço
Persistentes transitórias	1,5	1,15	1,15
Acidentais	1,2	1,0	1,0

6.2.2 Estados limites últimos

Os estados limites últimos, conforme já se referiu, estão ligados diretamente a danos graves na estrutura levando a que a estrutura possa ficar inapta a cumprir as funções que lhe foram impostas.

De referir que os estados limites últimos referem-se, em primeiro lugar, que a segurança das pessoas seja salvaguardada.

6.2.2.1 Pilares

O dimensionamento dos pilares foi feito de acordo com a cláusula 9.5 de [5]. Consideram-se pilares os elementos cuja maior dimensão h não é superior a 4 vezes a menor dimensão b da seção transversal.

Para os estados limites últimos dos pilares foi verificada a segurança à:

- Flexão composta desviada com tração/compressão
- Esforço transverso

6.2.2.1.1 Flexão composta desviada (M_y+M_z+N)

A segurança à flexão é verificada segundo a cláusula 5.8.9 (4) de [5], que indica que, na ausência de um cálculo rigoroso da seção transversal em relação à flexão desviada, poderá utilizar-se a Equação 6.16.

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1 \quad 6.16$$

Em que:

$M_{Edz/y}$ Momento de cálculo

$M_{Rdz/y}$ Contra-flecha da viga no estado não carregado, (estado (0));

a Expoente

Para secções circulares e elípticas $a = 2$

Para secções retangulares:

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a (*)	1,0	1,5	2,0

(*) Com interpolação linear para os valores intermédios

Sendo o esforço axial resistente (N_{Rd}) calculado de acordo com a Equação 6.17.

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad 6.17$$

Em que:

N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial;

N_{Rd} Valor do esforço axial resistente;

A_c Área bruta da seção transversal de betão;

A_s Área da seção e armaduras longitudinais.

Em relação às armaduras, a cláusula NA-9.5.2(1) de [5], indica que os diâmetros mínimos (ϕ_{min}) dos varões não devem ser inferiores a 10 mm.

A área mínima de armadura longitudinal ($A_{s,min}$) segundo a cláusula 9.5.2(2) de [5], é calculada pela Equação 6.18.

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0,1N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002A_C\right) \quad 6.18$$

Em que:

f_{yd} Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;

N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial de compressão.

A área longitudinal máxima ($A_{s,max}$), respeita a Equação 6.19, conforme a cláusula 9.5.2(3) de [5].

$$A_{s,max} = 0,04 A_C \quad 6.19$$

Nas seções de empalmes (emendas por sobreposição) a mesma cláusula define a Expressão 6.20.

$$A_{s,max} = 0,08 A_C \quad 6.20$$

O espaçamento mínimo entre varões (d) deve estar de acordo com a cláusula 8.2 de [5] que se traduz pelas expressões indicadas na Equação 6.21. A distância mínima entre varões permite não só uma betonagem e uma compactação do betão satisfatória e assegura também adequadas condições de aderência.

$$d \geq \max\left\{\begin{array}{l} k_1 \phi \\ d_g + k_2 \text{ em mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array}\right. \quad 6.21$$

Em que:

k_1 Coeficiente $k_1 = 1 \text{ mm}$ conforme a cláusula 8.2 (2) de [5];

ϕ Diâmetro dos varões;

d_g Dimensão nominal máxima do agregado;

k_2 Coeficiente $k_2 = 5 \text{ mm}$ conforme a cláusula 8.2 (2) de [5].

6.2.2.1.2 Esforço transversal (V)

A rotura por esforço transversal em elementos de betão armado pode ocorrer devido ao esmagamento das bielas de betão ($V_{Rd,max}$) ou pela cedência das armaduras transversais ($V_{Rd,s}$).

Neste sentido, a cláusula 6.2.3 (3) impõe para um dimensionamento correto as Equações 6.22, 6.23, 6.24 e 6.25.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad 6.22$$

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} \\ V_{Rd,max} \end{array} \right. \quad 6.23$$

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z \cot \theta \quad 6.24$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w z}{\tan \theta + \cot \theta} \quad 6.25$$

Em que:

V_{Ed}	Valor do esforço transversal atuante;
V_{Rd}	Valor de cálculo do esforço transversal resistente;
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência;
$V_{Rd,max}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo;
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
A_{sw}	Área de seção transversal das armaduras de esforço transversal;
s	Espaçamento dos estribos;
z	Braço do binário da seção composta $z = 0,9 d$;
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;
α_{cw}	Coefficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido $\alpha_{cw} = 1$;
v_1	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal $v_1 = v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{20} \right]$.

A armadura de esforço transversal é calculada pela Equação 6.26.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} z \cot \theta} \quad 6.26$$

Em que:

A_{sw}	Área da seção transversal das armaduras de esforço transversal;
s	Espaçamento dos estribos;
V_{Ed}	Valor do esforço transversal atuante;
z	Braço do binário da seção composta $z = 0,9 d$;
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

Esta armadura não pode ser superior nem inferior a determinados valores que são definidos pelas Equações 6.27 e 6.28.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{w,min} b_w \sin \alpha \quad 6.27$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} = 0,5 \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w}{f_{ywd}} \quad 6.28$$

Com:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad 6.29$$

$$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad 6.30$$

Em que:

- $\rho_{w,min}$ Taxa mínima de armadura de esforço transverso;
- α Ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal;
- v_1 Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;
- b_w Largura da alma do elemento;
- α_{cw} Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido;
- f_{cd} Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- f_{ywd} Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;
- f_{ck} Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;
- f_{yk} Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras.

A Equação 6.31 indica o espaçamento máximo das armaduras a respeitar segundo a cláusula 9.5.3 (3).

$$s_{cl,tmax} = \min\{15 \phi_{min} ; b ; 300 \text{ mm}\} \quad 6.31$$

Em que:

- ϕ_{min} Diâmetro mínimo de armadura de esforço transverso;
- b Menor dimensão do pilar.

6.2.2.2 Vigas

Conforme a cláusula 5.3.1 (3) de [5], “Uma viga é um elemento cujo vão não é inferior a 3 vezes a altura total da sua seção transversal.”

O dimensionamento das vigas em relação aos estados limites últimos deve ser realizado:

- À flexão composta com tração/compressão
- Ao esforço transverso

6.2.2.2.1 Flexão composta(M+ N)

A flexão composta foi estudada a partir de expressões e dos ábacos de [14], recorrendo também aos softwares desenvolvidos pela Universidade de Aveiro que são exemplo o “XD-ConServ” e o “XD-CoSec”.

6.2.2.2.2 Esforço transverso

O dimensionamento ao esforço transverso foi realizado pelas mesmas expressões da seção 6.2.2.1.2 utilizadas para os pilares.

Conforme a cláusula 9.2.2(6) de [5], o espaçamento longitudinal máximo entre as armaduras ($s_{l,max}$) é obtido pela Equação 6.32.

$$s_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) \quad 6.32$$

Em que:

- | | |
|----------|---|
| d | Altura útil da viga; |
| α | Inclinação das armaduras de esforço transverso em relação ao eixo longitudinal da viga. |

Segundo a cláusula 9.2.2(8) de [5], o espaçamento transversal máximo ($s_{t,max}$) entre os ramos de estribos é calculado pela Equação 6.33.

$$s_{t,max} = 0,75 d \leq 600 \text{ mm} \quad 6.33$$

6.2.2.3 Fundação

A fundação da torre mista deste projeto é direta e assegura a ligação entre a estrutura e o terreno.

Esta fundação foi calculada considerando a capacidade resistente do solo segundo o EC7 [7] tendo em conta, também, as tensões admissíveis do terreno.

As verificações de segurança realizadas para os estados limites últimos são as indicadas no Quadro 6.5.

Quadro 6.5 - Verificação da segurança aos estados limites últimos para sapatas

Terreno	Rotura por corte ou punçoamento do solo
	Deslizamento
	Derrubamento
Sapatas	Flexão
	Punçoamento

A segurança foi verificada em termos de:

- Resistência do solo de fundação;
- Resistência da sapata como elemento de betão armado.

6.2.2.3.1 Resistência do solo de fundação

Neste projeto foi utilizada a Abordagem de Cálculo 1, descrita na cláusula 2.4.7.3.4.2 (1) de [7], que indica as combinações de cálculo através das Expressões 6.34 e 6.35.

$$\text{Combinação 1: } A1 \text{ " + " } M1 \text{ " + " } R1 \quad 6.34$$

$$\text{Combinação 2: } A2 \text{ " + " } M2 \text{ " + " } R1 \quad 6.35$$

" + "significa: "combinado com"

Em que:

- A1* Parâmetro das ações;
M1 Parâmetro do terreno;
R1 Parâmetro de resistência.

De acordo com o Quadro A.3, Quadro A.4 e Quadro A.5 de [7], resume-se no Quadro 6.6 os parâmetros necessários ao cálculo da fundação.

Quadro 6.6 - Coeficientes parciais para ações, para os parâmetros do solo e para as capacidades resistentes

Ação		Símbolo	Conjunto		
			A1	A2	
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0	
	Favorável		1,0	1,0	
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3	
	Favorável		0	0	
Parâmetro do solo		Símbolo	Conjunto		
			M1	M2	
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas		$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25	
Coesão em tensões efetivas		$\gamma_{c'}$	1,0	1,25	
Resistência ao corte não drenada		γ_{cu}	1,0	1,4	
Resistência à compressão uniaxial		γ_{qu}	1,0	1,4	
Peso volúmico		γ_γ	1,0	1,0	
Capacidade resistente		Símbolo	Conjunto		
			R1	R2	R3
Carregamento do terreno		$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamento		$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

▪ **Rotura por corte**

A verificação da capacidade resistente do terreno é feita pela Equação 6.36, conforme estipula a cláusula 6.5.2.1 (1) de [7].

$$V_d \leq R_d \quad 6.36$$

Em que:

V_d Valor de cálculo da força vertical;

R_d Valor de cálculo da força vertical resistente

Nota: deve incluir o peso da fundação, o peso de qualquer material de aterro de preenchimento e todas as pressões de terras, quer favoráveis quer desfavoráveis. As pressões da água que não sejam causadas pelo carregamento da fundação devem ser incluídas nas ações.

A capacidade resistente depende das condições drenadas ou não drenadas do terreno.

Para as condições não drenadas, ou seja, em solos pouco permeáveis a resistência depende sempre da coesão, que corresponde à resposta imediata do solo, sempre que não existam condições favoráveis à dissipação das pressões

intersticiais. Por outro lado, para condições drenadas, consegue-se uma dissipação de pressões de um modo imediato.

Segundo a cláusula D.3 de [7], em condições não drenadas o valor da capacidade resistente do terreno é calculado pela Equação 6.37.

$$q_{Rd} = \frac{R}{A'} = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q \quad 6.37$$

Em que:

- Geometria da fundação

$$s_c = 1 + 0,2(B'/L') \quad \text{Para uma forma retangular}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Para uma forma quadrada ou circular}$$

- No caso da inclinação da carga, tem-se:

$$i_c = \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right]$$

Com $H \leq A'c_u$

Para condições drenadas, e segundo a cláusula D.4 de [7], a capacidade resistente do terreno é determinada recorrendo à Equação 6.38.

$$q'_{Rd} = \frac{R}{A'} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad 6.38$$

Em que:

- Capacidade resistente do terreno ao carregamento:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45 + \varphi'/2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi';$$

$$N_\gamma = 2(b_q - 1) \tan \varphi', \text{ com } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (base rugosa);}$$

- Inclinação da base da fundação:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \varphi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2;$$

- Geometria da fundação:

$$s_q = 1 + (B' + L') \sin \varphi' \quad \text{Para uma forma retangular;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{Para uma forma quadrada ou circular;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B' + L') \quad \text{Para uma forma retangular;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{Para uma forma quadrada ou circular;}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Para uma forma retangular, quadrada ou circular;

- Inclinação da carga, devido a forças horizontais H:

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi');$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^{m+1};$$

Em que

$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] \quad \text{Quando H atua na direção de } B';$$

$$m = m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] \quad \text{Quando H atua na direção de } L'.$$

Nos casos em que a componente horizontal da carga atua numa direção formando um ângulo θ com a direção L' , m pode ser calculado por:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Em que:

A' Área efetiva da base $A' = B' \times L'$;

c_u Resistência ao corte não drenada;

φ' Ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) em tensões efetivas;

b Valores de cálculo dos coeficientes de inclinação da base com os índices c , q e γ ;

s Coeficientes de forma da base da fundação, com os índices c , q e γ ;

i Coeficientes de inclinação da carga, com os índices relativos à coesão c , à sobrecarga q e ao peso volúmico γ ;

q Pressão vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos subjacentes ou a sobrecargas;

N Coeficientes de capacidade resistente do terreno ao carregamento, com índices c , q e γ ;

q' Valor de cálculo da pressão efetiva vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos subjacentes;

γ' Valor de cálculo do peso volúmico submerso do solo abaixo do nível de fundação;

B' Largura efetiva da fundação;

δ Ângulo de atrito no contacto terreno-estrutura;

α Inclinação da base da fundação em relação à horizontal;

L' Comprimento efetivo da fundação;

H Carga horizontal;

V Carga vertical;

m Expoente nas fórmulas de cálculo do coeficiente e inclinação i .

▪ Deslizamento

Quando as sapatas estão sujeitas a forças horizontais que possam provocar deslocamentos é necessário verificar a Equação 6.39.

$$H_d \leq R_{hd} + R_{pd} \quad 6.39$$

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 contato da fundação com o terreno;
- R_{pd} Valor de cálculo resistência lateral mobilizada pelo movimento da sapata e que corresponde total ou parcialmente ao impulso passivo.

Numa análise de tensões efetivas, para condições drenadas, o valor de cálculo da força horizontal resistente, R_{hd} , é calculado pela Equação 6.40.

$$R_{hd} = V'_d \tan \delta_d \quad 6.40$$

Em que:

- δ_d $\delta_d = \phi'_{cr}$ para fundações betonadas contra o terreno ou $\delta_d = 2/3 \phi'_{cr}$ para fundações pré-fabricadas;
- V'_d Valor de cálculo da força efetiva atuante normal à base de fundação;
- δ_d Valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte na interface fundação/solo;
- ϕ'_{cr} Ângulo de atrito crítico.

Numa análise para condições não drenadas, o valor de cálculo da força horizontal resistente é obtido pela Equação 6.41.

$$R_{hd} = A' c_{ud} \quad 6.41$$

Em que:

- A' Área da sapata;
- c_{ud} Valor de cálculo da coesão não drenada do solo de fundação.

▪ Derrubamento

Em sapatas isoladas é necessário proceder ao estudo do derrubamento recorrendo à Equação 6.42.

$$\frac{\sum M_{Est}}{\sum M_{inst}} \geq 1,5 \quad 6.42$$

Em que:

M_{Est} Valor de cálculo do momento estabilizante;

M_{inst} Valor de cálculo do momento de derrubamento.

6.2.2.3.2 Armaduras de flexão

As armaduras de flexão foram calculadas com base nos esforços condicionantes tendo em conta os materiais utilizados. O [5] impõe valores máximos e mínimos para as armaduras longitudinais.

A armadura longitudinal (A_s) pode ser calculada pela Equação 6.43, recorrendo a grandezas auxiliares a partir das Equações 6.44 e 6.45.

$$A_s = \frac{\omega b_t d f_{cd}}{f_{yd}} \quad 6.43$$

Com:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad 6.44$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} \quad 6.45$$

Em que:

A_s Área de armadura longitudinal;

ω Percentagem mecânica das armaduras de flexão;

b_t Largura média da zona tracionada;

d Altura útil da seção transversal;

f_{cd} Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

μ Momento fletor reduzido;

M_{Ed} Momento fletor atuante.

Segundo a cláusula 9.2.1.1 (1) de [5], a área mínima de armadura ($A_{s,min}$) obtém-se pela Equação 6.46.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, mas \geq 0,0031 b_t d \quad 6.46$$

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 da alma (zona tracionada);
- d Altura útil da seção.

A cláusula 9.2.1.1 (3) de [5] define o valor da área máxima de armadura ($A_{s,max}$) dada pela Equação 6.47.

$$A_{s,max} = 0,04 A_c \quad 6.47$$

Em que:

- A_c Área da seção transversal de betão armado.

6.2.2.3.3 Armadura de esforço transverso

O dimensionamento ao esforço transverso foi realizado pelas mesmas expressões da seção 6.2.2.1 utilizadas para os pilares.

Respeitou-se, também, a cláusula 9.2.2(6) de [5], que define o espaçamento longitudinal máximo das armaduras ($s_{l,max}$) através da Equação 6.32.

$$s_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) \quad 6.48$$

Em que:

- d Altura útil da viga;
- α Inclinação das armaduras de esforço transverso em relação ao eixo longitudinal da viga.

Segundo a cláusula 9.2.2(8) de [5], o espaçamento transversal máximo ($s_{t,max}$) entre os ramos de estribos obtém-se pela Equação 6.33.

$$s_{t,max} = 0,75 d \leq 600 \text{ mm} \quad 6.49$$

6.2.2.3.4 Punçoamento

As sapatas rígidas garantem, de um modo geral, a segurança ao punçoamento.

6.2.3 Estados limites de utilização

A verificação da segurança aos estados limites de serviço/utilização (SLS) tem como principal objetivo garantir o bom funcionamento das estruturas em situação de serviço, ou seja, assegurar o seu bom funcionamento e durabilidade. Neste sentido foi feita a verificação aos estados limites de utilização/serviço de acordo com a cláusula 7.1 de [5] respeitando os seguintes critérios:

- Controlo da fendilhação;
- Controlo das deformações.

6.2.3.1 Controlo da fendilhação

Segundo a cláusula 7.3.1 de [5], é normal a existência de fendilhação, dentro de certos limites, em estruturas de betão armado sujeitas a flexão, esforço transversal, torção ou tração resultante de ações diretas ou de coação, ou de deformações impostas. A fendilhação pode aparecer devido a outros fatores, tais como: retração plástica ou reações químicas expansivas internas do betão endurecido. O [5] limita a fendilhação de modo a não prejudicar o correto funcionamento, a durabilidade das estruturas e o seu especto.

O estudo da fendilhação pode ser feito recorrendo ao método direto ou indireto.

O método direto consiste no cálculo da largura das fendas e deve ser feito segundo a cláusula 7.3.4 de [5]. Por outro lado, o cálculo indireto “controla a fendilhação” impondo diâmetros e espaçamentos máximos para os varões, de acordo com a cláusula 7.3.3 (2) de [5].

O valor máximo da abertura das fendas (w_{max}) adotado foi de 0,3 mm, tendo em conta as indicações do Quadro 7.1N de [5] para a estrutura em estudo.

No momento em que ocorre a fendilhação a tensão nas armaduras é calculada pela Equação 6.50.

$$\sigma_s \leq \frac{f_{yd}}{\gamma_c} \quad 6.50$$

Em que:

σ_s Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda

O valor do espaçamento e diâmetro máximo em função da tensão no aço é obtido recorrendo ao Quadro 6.7 , adaptado dos Quadros 7.2N e 7.3N de [5].

Quadro 6.7 - Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação [5]

Tensão no aço [MPa]	Diâmetros máximos dos varões [mm]			Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$W_k=0,4$ [mm]	$W_k=0,3$ [mm]	$W_k=0,3$ [mm]	$W_k=0,4$ [mm]	$W_k=0,3$ [mm]	$W_k=0,2$ [mm]
160	40	32	25	300	300	200
200	32	25	16	300	250	150
240	20	16	12	250	200	100
280	16	12	8	200	150	50
320	12	10	6	150	100	-
360	10	8	5	100	50	-

Para assegurar o controlo da fendilhação é necessário garantir a presença de armaduras mínimas de fendilhação. Estas armaduras são impostas pela cláusula 7.3.2 de [5], traduzida pela Equação 6.51.

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} \quad 6.51$$

Em que:

$A_{s,min}$ Área mínima de armaduras para betão armado na zona tracionada;

A_{ct} Área de betão tracionado. A zona de betão tracionado é aquela que, pelo cálculo da seção, se demonstra que está em tração imediatamente antes da formação da primeira fenda;

σ_s Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda. Poderá ser considerado igual à tensão de cedência da armadura, f_{yk} .

No entanto, poderá ser necessário adotar-se um valor mais baixo para satisfazer a largura máxima de fendas em função do diâmetro máximo entre varões;

$f_{ct,eff}$ Valor médio da resistência do betão à tração à data que se prevê que possam formar as primeiras fendas:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ ou um valor inferior, ($f_{ctm}(t)$), se se prever uma fendilhação antes dos 28d;

Coefficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coação:

$k = 1,0$ Para almas com $h \leq 300$ mm ou para banzos com larguras inferiores a 300 mm;

$= 0,65$ Para almas com $h \geq 800$ mm ou para banzos com larguras inferiores a 800 mm;

valores intermédios poderão ser obtidos por interpolação;

Coefficiente que tem em conta a distribuição de tensões na seção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário:

Para tração simples $k_c=1,0$;

Para flexão ou flexão composta com esforços normais:

k_c - Para seções retangulares:

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*} \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1$$

Em que:

σ_c Tensão média do betão existente na parte da seção considerada:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h}$$

N_{Ed} Esforço normal no estado limite de utilização atuando na parte da seção considerada (positivo para um esforço de compressão). N_{Ed} deverá ser determinado considerando os valores característicos do pré esforço e dos esforços normais para a combinação de ações apropriada;

h^* $h^* = h$. para $h < 1,0$ m;

$h^* = 1,0$ para $h \geq 1,0$ m;

k_1 Coeficiente que considera os efeitos dos esforços normais na distribuição das tensões:

$k_1 = 1,5$ se N_{Ed} for esforço de compressão;

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ se N_{Ed} for esforço de tração.

6.2.3.2 Controlo da deformação

De acordo com a cláusula 7.4.1 de [5], a deformação de um elemento ou de uma estrutura não deve prejudicar o seu correto funcionamento ou aspeto. No entanto consideram-se sempre valores máximos, tendo em conta o tipo da estrutura, natureza dos acabamentos e limite máximo para paredes divisórias.

A cláusula 7.4.1(4) e 7.4.1(5) de [5] define os critérios de deformações:

- As flechas das vigas, lajes e consolas para ações quase-permanentes não devem ser superiores a $L_{V\tilde{a}o}/250$;
- As flechas depois da construção não devem ser superiores a $L_{V\tilde{a}o}/500$ para as ações quase-permanentes.

7 Pré-dimensionamento

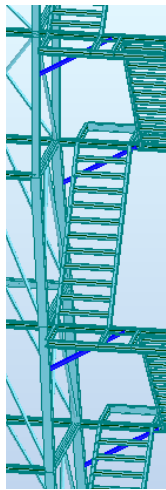
7.1 Estrutura metálica

Para melhor compreender o dimensionamento dividiu-se a estrutura metálica em 23 grupos de barras, conforme se mostra na Figura 7.2. Estes grupos incluem as barras com as mesmas secções, comprimentos relativos de encurvadura e de bambeamento iguais, conforme se mostra no Quadro 7.1.

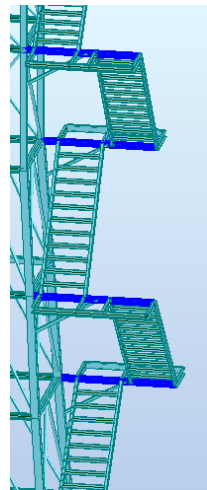
As secções escolhidas são do tipo HEB, IPE, TRON e UNP.

Para o pré-dimensionamento de cada grupo de barras da mesma família recorreu-se ao programa de cálculo automático “Robot Structural Analysis”, retirando partido de algumas funcionalidades particulares deste software.

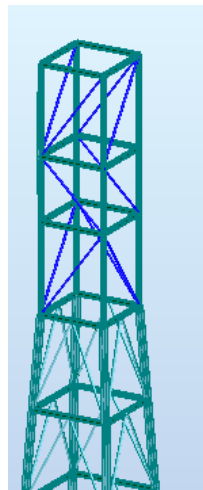
Os resultados do pré-dimensionamento constam de Anexo 3.



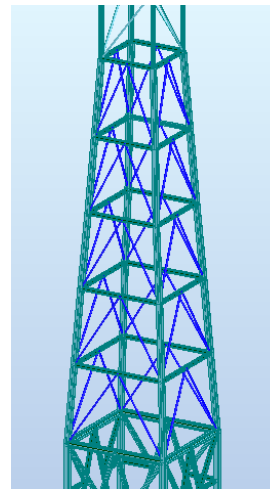
G 1 – Escoras das consolas das escadas



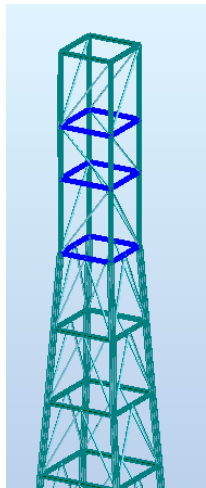
G 2 – Consolas das escadas com escora a meio vão



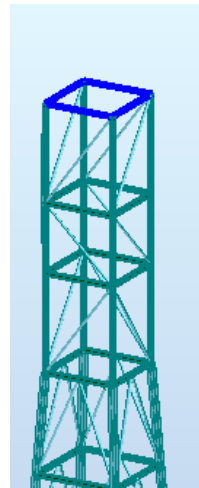
G 3 - Diagonais da torre superior



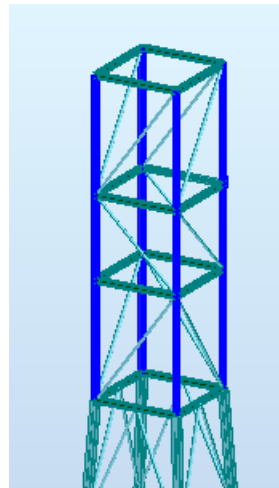
G 4 – Diagonais da torre inferior



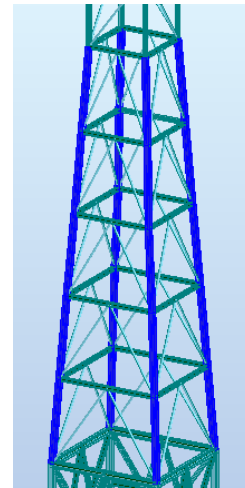
G5 – Travessas secundárias da torre superior



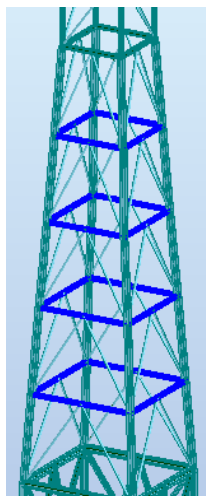
G6 – Travessas principais da torre superior



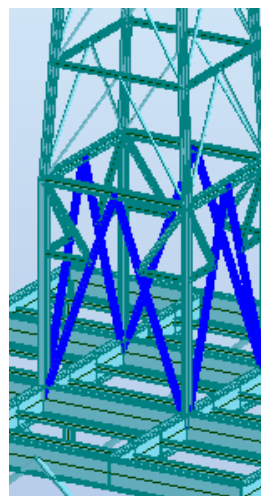
G7 – Pilares da torre superior



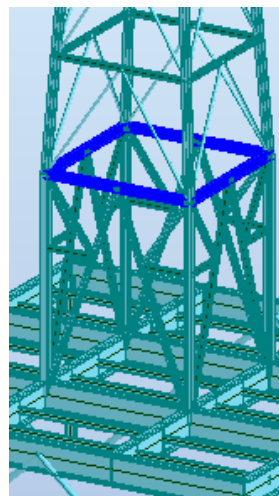
G8 – Pilares da torre inferior



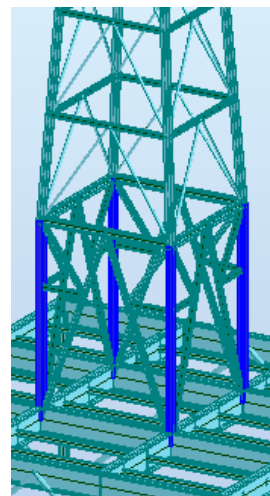
G9 – Travessas da torre inferior



G10 – Diagonais da torre

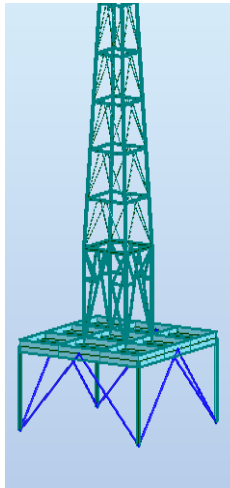


G11 – Travessas de apoio da torre

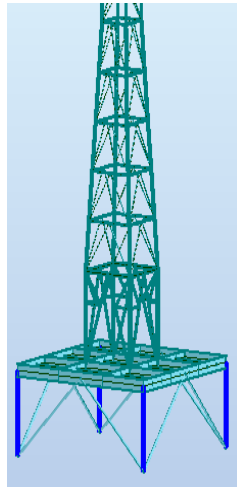


G12 – Pilares de apoio da torre

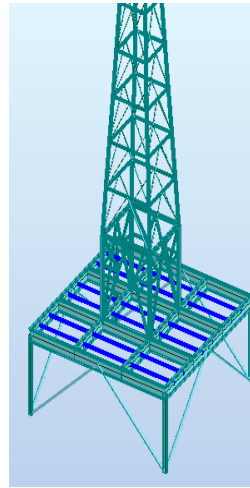
Figura 7.1 - Grupos que correspondem às diferentes famílias de perfis (G 1-G12)



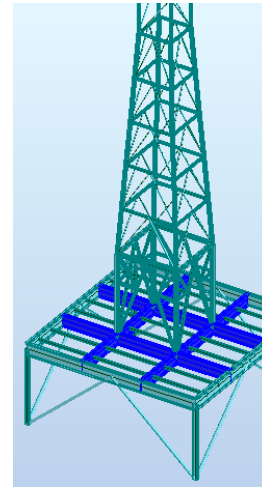
G13 – Diagonais da estrutura metálica de suporte



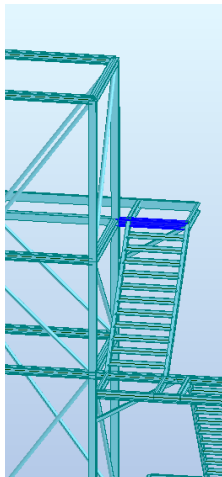
G14 – Pilares da estrutura metálica de suporte



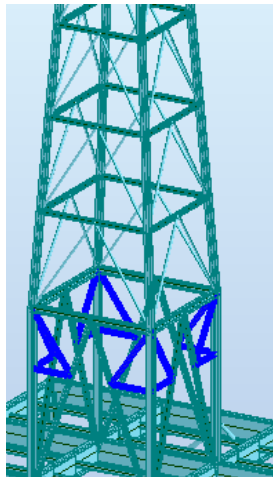
G15 – Vigas de suporte do pavimento da estrutura metálica de suporte



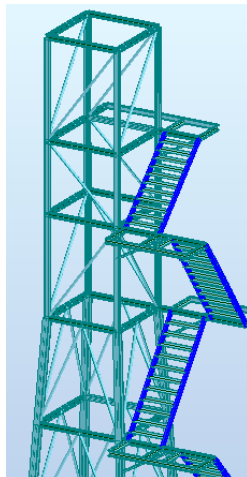
G16 – Vigas principais da estrutura metálica de suporte



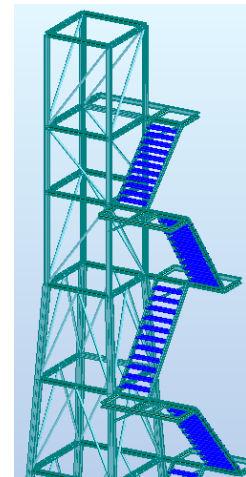
G17 – Consola escora no topo



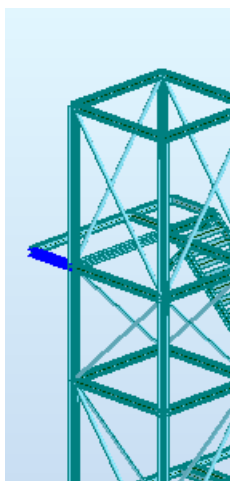
G18 – Travessas secundárias da torre



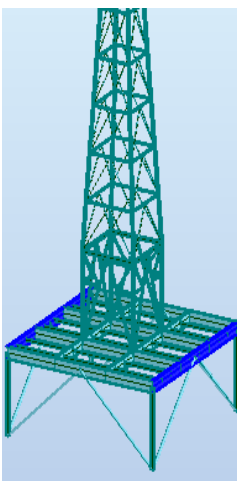
G19 – “Pernas” da escada



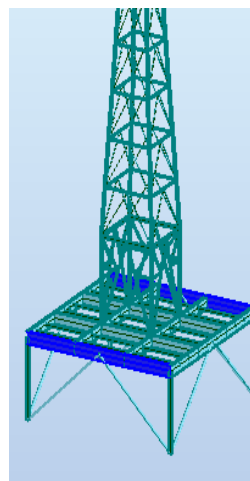
G20 – Degraus



G21 – Consola do patim



G22 – Vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (plano Y-Z)



G23 – Vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (plano X-Z)

Figura 7.2 - Grupos que correspondem às diferentes famílias de perfis (G 12-G23)

Quadro 7.1 - Números, seções e comprimento crítico dos diferentes grupos de barras

Grupos	Designação	Nº das barras	Secção	L _{crY}	L _{crZ}	Comp bamente
1	Escoras das consolas da escada	308; 330; 331; 368 to 372; 375	UNP 70	L ₀	L ₀	-
2	Consolas das escadas com escora a meio vão	177; 192; 209; 229; 245; 267; 285; 313	HEB 100	L ₀	2 L ₀	2L ₀
3	Diagonais da torre superior	137 to 148	TRON 60x4	L ₀	L ₀	-
4	Diagonais da torre inferior	75 to 84; 87 to 96; 99 to 108; 111 to 120	TRON 55x2,5	L ₀	L ₀	-
5	Travessas da torre superior secundárias	5 to 8; 29 to 36	HEB 100	L ₀	L ₀	-
6	Travessas da torre superior principais	1 to 4	HEB 100	L ₀	L ₀	L ₀
7	Pilares da torre superior	43 to 45; 52 to 54; 61 to 63; 70 to 72	HEB 100	L ₀	L ₀	L ₀
8	Pilares da torre inferior	38 to 42; 47 to 51; 56 to 60; 65 to 69	HEB 140	L ₀	L ₀	L ₀
9	Travessas da torre inferior	13 to 28	HEB 100	0,5 L ₀	L ₀	-
10	Diagonais de apoio da torre	73 to 109 by 12; 74 to 110 by 12	HEB 100	L ₀	1/3 L ₀	-
11	Travessas de apoio da torre	9 to 12	HEB 100	0,5 L ₀	L ₀	-
12	Pilares de apoio da torre	37 to 64 by 9	HEB 160	1/3 L ₀	1/3 L ₀	1/3 L ₀
13	Diagonais da estrutura metálica de suporte	411 to 418	TRON 139x6.3	L ₀	L ₀	
14	Pilares da estrutura metálica de suporte	322; 323; 324; 325	IPE 200	L ₀	L ₀	L ₀
15	Vigas de suporte do pavimento da estrutura metálica de suporte	338 to 343; 353 to 364	IPE 140	-	-	L ₀
16	Vigas principais da estrutura metálica de suporte	318; 321; 333, 334; 345 to 348; 365; 366; 373; 376 to 388	IPE 600	-	-	L ₀
17	Consola com escora no topo	394	HEB 100	L ₀	2L ₀	2L ₀
18	Travessas secundárias da torre	121 to 136	HEB 100	L ₀	L ₀	-
19	Pernas da escada	155; 156; 174; 175; 190; 191; 210; 211; 227; 228; 246; 247; 265; 266; 286; 287; 311; 312	UNP 80	L ₀	1/10 L ₀	-
20	Degaus	149 to 151; 158 to 168; 176; 178 to 187; 193 to 203; 212 to 222; 230 to 240; 248 to 258; 268 to 278	Chapa 0,25x0,008	L ₀	L ₀	-
21	Consola patim	307	HEB 100	2L ₀	2L ₀	2L ₀
22	Vigas exteriores dir. Y da estrutura metálica de suporte	316; 420	IPE 330	0,5 L ₀	1/3 L ₀	1/3 L ₀
23	Vigas exteriores dir.X da estrutura metálica de suporte	317; 421	IPE 330	0,5 L ₀	1/10 L ₀	1/10 L ₀

7.2 Estrutura de betão armado

Para uma melhor compreensão do dimensionamento da estrutura de betão dividiu-se, também, a estrutura em 8 grupos conforme se indica na Figura 7.3. Estes grupos tem as mesmas características e a mesma secção.

As secções das vigas e dos pilares foram pré-dimensionadas com base na envolvente máxima de esforços de cálculo para as combinações condicionantes a partir de expressões e dos ábacos de [14], tendo em conta os materiais escolhidos para o aço das armaduras e do betão.

Consideram-se os seguintes grupos de barras:

- Pilares 1,0 m x 1,0 m - 1º troço;
- Pilares 1,0 m x 1,0 m - 2º troço;
- Pilares 0,35 m x 0,35 m;
- Vigas principais 2º Piso (1,5 m x 0,8 m);
- Vigas secundárias 2º Piso (1,0 m x 0,75 m);
- Vigas principais 1º Piso (1,0 m x 0,3 m);
- Vigas 0,6 m x 0,3 m;
- Ensoleiramento geral.

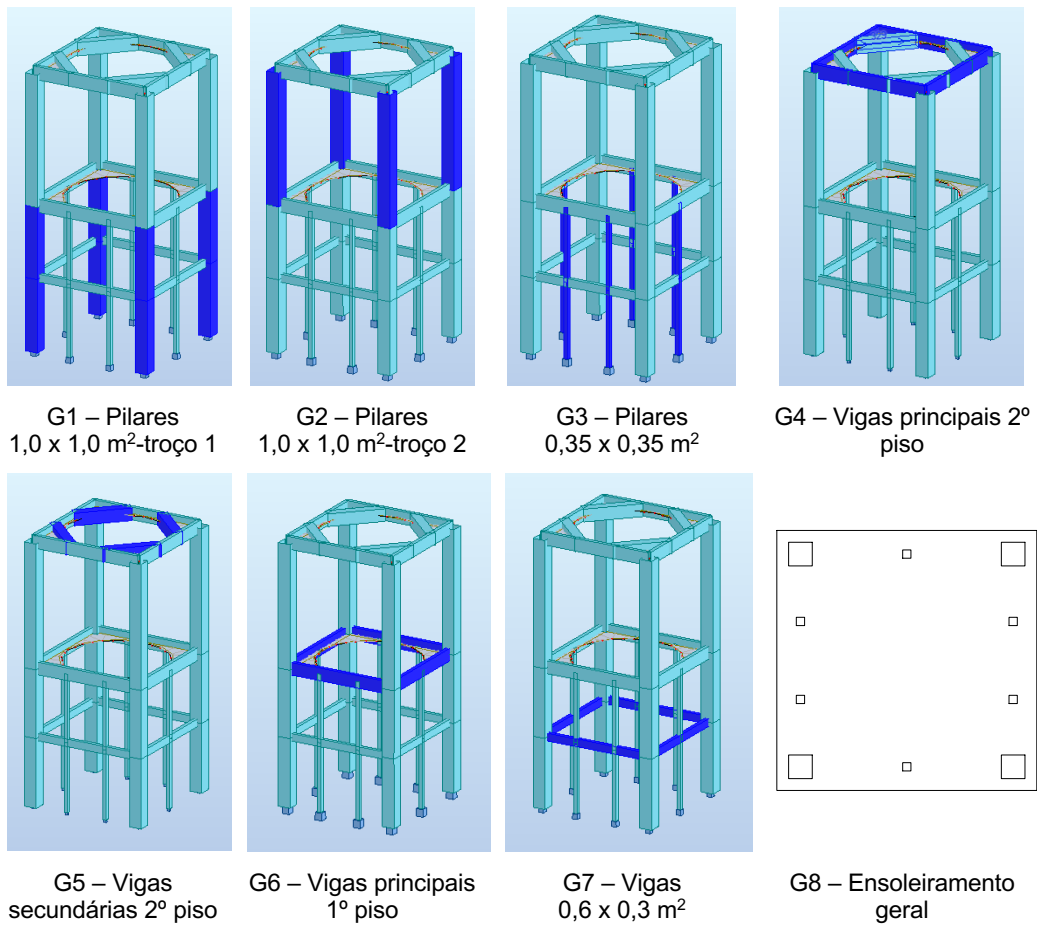


Figura 7.3 - Definição dos grupos que correspondem às diferentes famílias de elementos em betão armado

8 Análise e dimensionamento

8.1 Dimensionamento dos elementos metálicos

Apresenta-se em seguida, o dimensionamento dos elementos metálicos condicionantes de cada um dos grupos.

De referir que as barras finais escolhidas tiveram também em conta as “limitações” que constam da análise apresentada no Anexo 3.

O dimensionamento foi feito em relação aos estados limites últimos com esforços isolados e combinados e também aos estados limites de encurvadura por compressão e flexão, com base nos esforços de cálculo e recorrendo ao software “Robot Structural Analysis” (adiante designado por “Robot”) e às folhas de cálculo realizadas em Excel para este trabalho final de mestrado, que constam no Anexo 1. A Figura 8.1 junta algumas das barras calculadas nas seções seguintes. O resultado dos restantes grupos de barras encontra-se no Anexo 4.

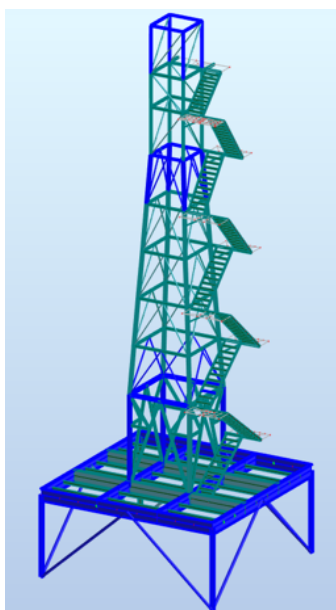


Figura 8.1 - Barras tipo analisadas

8.1.1 Diagonais da torre inferior

As diagonais da torre inferior são indicadas na Figura 8.2. A barra mais esforçada é a barra N° 75. Este elemento tem seção TRON 60 x 4 e um comprimento total de 2,85 metros.

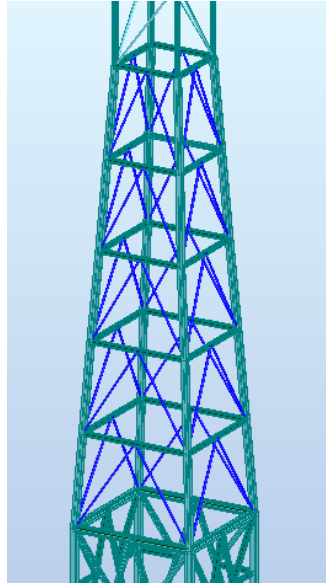


Figura 8.2 - Diagonais da torre inferior

Os rácios de dimensionamento para as combinações condicionantes para cada uma das barras pertencentes ao grupo está resumido no quadro da Figura 8.3. Estes resultados foram retirados do programa de cálculo automático “Robot Structural Analysis”.

Results		Messages					
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case	
75	OK	TRON 60x4	S235	142.91	142.91	0.46	11 ULS /14/
114	OK	TRON 60x4	S235	136.32	136.32	0.39	11 ULS /14/
83	OK	TRON 60x4	S235	129.21	129.21	0.38	39 ACC /30/
96	OK	TRON 60x4	S235	129.02	129.02	0.37	39 ACC /8/
84	OK	TRON 60x4	S235	129.21	129.21	0.37	39 ACC /7/
119	OK	TRON 60x4	S235	129.21	129.21	0.36	39 ACC /11/
118	OK	TRON 60x4	S235	127.63	127.63	0.35	39 ACC /31/
88	OK	TRON 60x4	S235	141.36	141.36	0.35	11 ULS /15/
108	OK	TRON 60x4	S235	129.02	129.02	0.34	39 ACC /8/
92	OK	TRON 60x4	S235	130.78	130.78	0.34	39 ACC /8/
107	OK	TRON 60x4	S235	129.02	129.02	0.34	39 ACC /36/
100	OK	TRON 60x4	S235	141.36	141.36	0.33	11 ULS /16/
99	OK	TRON 60x4	S235	141.36	141.36	0.33	11 ULS /19/
79	OK	TRON 60x4	S235	131.47	131.47	0.32	11 ULS /14/
82	OK	TRON 60x4	S235	127.63	127.63	0.32	39 ACC /11/
120	OK	TRON 60x4	S235	129.21	129.21	0.32	39 ACC /35/
111	OK	TRON 60x4	S235	142.91	142.91	0.31	11 ULS /17/
117	OK	TRON 60x4	S235	127.63	127.63	0.31	39 ACC /11/
76	OK	TRON 60x4	S235	142.91	142.91	0.31	11 ULS /17/
90	OK	TRON 60x4	S235	135.15	135.15	0.30	39 ACC /8/
94	OK	TRON 60x4	S235	128.04	128.04	0.30	39 ACC /8/
112	OK	TRON 60x4	S235	142.91	142.91	0.29	11 ULS /18/
93	OK	TRON 60x4	S235	128.04	128.04	0.29	39 ACC /9/
101	OK	TRON 60x4	S235	135.15	135.15	0.29	11 ULS /16/
89	OK	TRON 60x4	S235	135.15	135.15	0.29	39 ACC /36/
102	OK	TRON 60x4	S235	135.15	135.15	0.29	11 ULS /19/
81	OK	TRON 60x4	S235	127.63	127.63	0.29	39 ACC /34/
103	OK	TRON 60x4	S235	130.78	130.78	0.28	39 ACC /12/
104	OK	TRON 60x4	S235	130.78	130.78	0.28	39 ACC /36/
95	OK	TRON 60x4	S235	129.02	129.02	0.27	39 ACC /36/
78	OK	TRON 60x4	S235	136.32	136.32	0.27	11 ULS /17/
113	OK	TRON 60x4	S235	136.32	136.32	0.26	11 ULS /17/
91	OK	TRON 60x4	S235	130.78	130.78	0.26	39 ACC /36/
87	OK	TRON 60x4	S235	141.36	141.36	0.26	11 ULS /20/
105	OK	TRON 60x4	S235	128.04	128.04	0.23	39 ACC /36/
80	OK	TRON 60x4	S235	131.47	131.47	0.23	11 ULS /13/
106	OK	TRON 60x4	S235	128.04	128.04	0.23	39 ACC /37/

Figura 8.3 - Rácios, elementos e combinações condicionantes do grupo 4

Na Figura 8.4 apresenta-se a nota de cálculo produzida pelo “Robot” para a barra Nº 75. Esta nota inclui as combinações condicionantes, os materiais, as seções, os esforços que as seções estão sujeitas, parâmetros da flexão lateral bem como a verificação das expressões de dimensionamento do [6].

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:
MEMBER: 75 **POINT:** 2 **COORDINATE:** x = 0.50 L = 1.43 m

LOADS:
Governing Load Case: 11 ULS /14/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.35 + 6*1.35 + 8*1.50 + 24*1.35

MATERIAL:
 S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: TRON 60x4

h=6.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=4.50 cm ²	Az=4.50 cm ²	Ax=7.07 cm ²
tw=0.4 cm	Iy=28.17 cm ⁴	Iz=28.17 cm ⁴	Ix=56.35 cm ⁴
	Wply=12.70 cm ³	Wplz=12.70 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 26.62 kN	My,Ed = 0.04 kN*m
Nc,Rd = 166.26 kN	My,Ed,max = 0.04 kN*m
Nb,Rd = 60.42 kN	My,c,Rd = 2.98 kN*m
	MN,y,Rd = 2.85 kN*m

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
L _y = 2.85 m	Lam _y = 1.52	L _z = 2.85 m	Lam _z = 1.52
L _{cr,y} = 2.85 m	X _y = 0.36	L _{cr,z} = 2.85 m	X _z = 0.36
Lam _y = 142.91	k _{yy} = 1.28	Lam _z = 142.91	k _{zy} = 0.77

Torsional buckling:		Flexural-torsional buckling	
Curve, T=a	alfa, T=0.21	Curve, TF=a	alfa, TF=0.21
L _t =2.85 m	fi, T=0.49	N _{cr,y} =71.80 kN	fi, TF=1.80
N _{cr,T} =57143.18 kN	X _T =1.00	N _{cr,TF} =71.80 kN	X _{TF} =0.36
Lam _T =0.05	Nb,T,Rd=166.26 kN	Lam _{TF} =1.52	Nb,TF,Rd=60.42 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.16 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My,Ed/My,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.5.(1))
 My,Ed/MN_{y,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Global stability check of member:

Lam_{bda,y} = 142.91 < Lam_{bda,max} = 180.00 Lam_{bda,z} = 142.91 < Lam_{bda,max} = 180.00 STABLE
 N_{Ed}/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.44 < 1.00 (6.3.1)
 N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.46 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Figura 8.4 - Resultados extraídos do "Robot Structural Analysis" – Barra N° 75

Para a comparação dos resultados foi realizada uma Folha de Cálculo em Excel, que consta do Anexo 1.

Na Figura 8.5 apresentam-se os resultados calculados pela Folha de Cálculo.

Elemento 75 L 2,85 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm2]

Características da seção

h	60,3 mm	r	0 mm	lyy	28,17 cm4
b	60,3 mm	A	7,07487 cm2	ly	1,996 cm
tw	4 mm	hi	60,3 mm	lzz	28,17 cm4
tf	4 mm	d	60,3 mm	lz	1,996 cm
Wpl,y	12,70009333 cm3	It	56,0628 cm4	γM1	1
wpl,z	12,70009333 cm3	Iw x103	0 cm6	γM2	1,25
Wel,y	9,344250397 cm3	ε	1		
Wel,z	9,344250397 cm3	γM0	1		

Esforços

NEd	-26,66 kN	My,Ed	0,04 kN.m	Mz,Ed	0 kN.m
Nc,Rd /Nt,Rd	166,26 kN	Mc,y,Rd	2,98 kN.m	Mc,z,Rd	2,98 kN.m
Nb,Rd	60,49 kN	MNy,Rd	2,98 kN.m	MNz,Rd	2,98 kN.m
		Mb,Rd	2,98 kN.m		
Vy,Ed	0 kN				
Vz,Ed	0 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	Mc,r	73,42 kN.m	Curva,LT	d
Lcr,lt	2,85 m	λLT	0,20	φLT	0,52
				χLT	1,00

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
Lcr,y	2,85 m	Lcr,z	2,85 m
λy	142,82	λz	142,82
λ̄y	1,52	λ̄z	1,52
χy	0,36	χz	0,36
Kzy	0,91	Kzz	0,97

Encurvadura por torção

Lcr,T	2,85 m
Curva,T	a
Ncr,T	57018,60
λT	0,05
αT	0,21
φT	0,49
χT	1,03
Nb,T,Rd	171,53 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

NEd/Nc,Rd	0,16	<1	6.2.4
My,Ed/Mc,Rd	0,01	<1	6.2.5
My,Ed/MNy,Rd	0,01	<1	6.2.9

Resistência elemento

λy	142,82	<180	
λz	142,82	<180	
NEd/Nb,T,Rd	0,44	<1	6.2.4/6.2.3
Equação 6.61	0,46	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,45	<1	6.3.3

Figura 8.5 - Resultados da Folha de cálculo em Excel - Barra N°75

O Quadro 8.1 faz a comparação entre dois processos utilizados no cálculo

Quadro 8.1 - Comparação de resultados da barra N° 75 a partir do “Robot” e da Folha de Cálculo

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,16	0,16	0,0
	Momento Fletor (M)	$M_{y,Ed} / M_{y,c,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Flexão composta	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,01	0,01	0,0
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,44	0,44	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,46	0,46	0,0
		Cláusula 6.62	0,45	0,45	0,0
Verificação da esbelteza					
λ_y			142,91		Verifica
λ_z			142,91		Verifica

8.1.2 Pilares da torre superior

A barra que se considerou como o elemento condicionante para os pilares da torre inferior foi a barra N° 52. Todas as barras desse grupo estão indicadas na Figura 8.6.

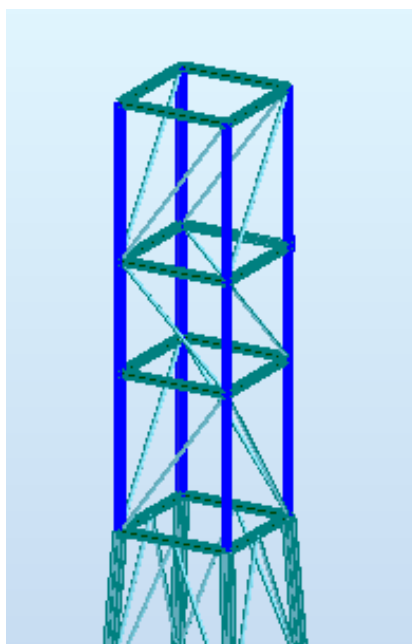


Figura 8.6 - Barras dos pilares da torre superior

O quadro da Figura 8.7 apresenta-se, em forma de rácio, as verificações impostas pelo [6], sendo que estas verificações foram retirados do programa “Robot”.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
52	HEB 100	S235	55.95	91.73	0.89	39 ACC /9/
62	HEB 100	S235	39.71	65.10	0.59	11 ULS /4/
70	HEB 100	S235	55.95	91.73	0.56	39 ACC /37/
63	HEB 100	S235	55.95	91.73	0.53	39 ACC /8/
72	HEB 100	S235	55.95	91.73	0.49	39 ACC /33/
61	HEB 100	S235	55.95	91.73	0.47	39 ACC /8/
54	HEB 100	S235	55.95	91.73	0.46	39 ACC /7/
45	HEB 100	S235	55.95	91.73	0.45	11 ULS /13/
43	HEB 100	S235	55.95	91.73	0.39	39 ACC /32/
71	HEB 100	S235	39.71	65.10	0.32	39 ACC /31/
53	HEB 100	S235	39.71	65.10	0.31	11 ULS /3/
44	HEB 100	S235	39.71	65.10	0.29	39 ACC /32/

Figura 8.7 - Rácios, elementos e combinações condicionantes do grupo 7

Este grupo de elementos são classificados como uma colunas-viga com flexão lateral mais compressão. Neste sentido e sabendo que o programa de cálculo automático “Robot Structural Analysis” não calcula o momento crítico da maneira correta, recorreu-se ao programa “LTBeam”.

O momento crítico calculado pelo “Robot” é igual a 95,48 kN.m, sendo, porém, o momento considerado para o cálculo de 5,85 kN.m determinado pelo “LTBeam” (ver Figura 8.8).

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	3,485	5,854	0	-645,69	0

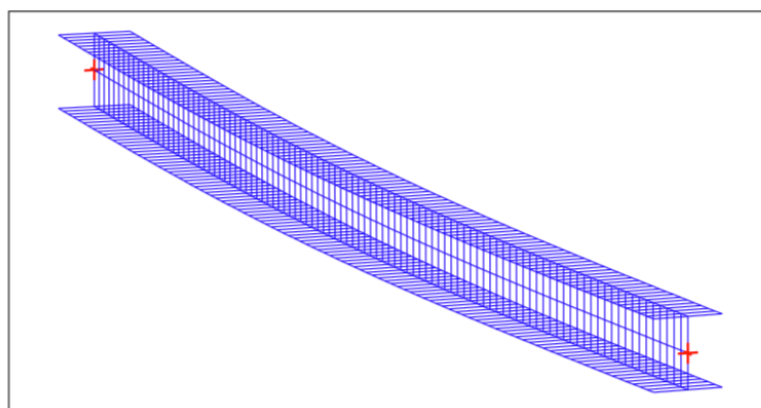


Figura 8.8 - Resultados do momento crítico na barra Nº 52 calculado pelo software “LTBeam”

A Figura 8.9 apresenta os resultados resumidos obtidos no programa “Robot” para a barra Nº 52.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 52

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 39 ACC /9/ 1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*1.00 + 6*1.00 + 24*1.00 + 25*0.30 + 26*-1.00

MATERIAL:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: HEB 100

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=22.68 cm ²	Az=9.04 cm ²	Ax=26.04 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=449.54 cm ⁴	Iz=167.27 cm ⁴	Ix=9.05 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=104.22 cm ³	Wplz=51.42 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 184.20 kN	My _{Ed} = 1.68 kN*m	Mz _{Ed} = -0.94 kN*m	Vy _{Ed} = -1.69 kN
N _{c,Rd} = 611.85 kN	My _{Ed,max} = 1.68 kN*m	Mz _{Ed,max} = -1.73 kN*m	Vy _{T,Rd} = 307.39 kN
Nb _{Rd} = 338.69 kN	My _{c,Rd} = 24.49 kN*m	Mz _{c,Rd} = 12.08 kN*m	Vz _{Ed} = -1.32 kN
	MN _{y,Rd} = 19.36 kN*m	MN _{z,Rd} = 11.99 kN*m	Vz _{T,Rd} = 122.53 kN
	Mb _{Rd} = 5.23 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 5.85 kN*m	Curve _{LT} - a	XLT = 0.21
L _{cr,upp} = 2.33 m	Lam _{LT} = 2.05	fi _{LT} = 2.79	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
L _y = 2.33 m	Lam _y = 0.60	L _z = 2.33 m	Lam _z = 0.98
L _{cr,y} = 2.33 m	X _y = 0.84	L _{cr,z} = 2.33 m	X _z = 0.55
Lam _y = 55.95	k _{zy} = 0.65	Lam _z = 91.73	k _{zz} = 0.99

Torsional buckling:

Curve _T = c	alfa _T = 0.49
L _t = 2.33 m	fi _T = 0.64
N _{cr,T} = 3633.62 kN	X _T = 0.89
Lam _T = 0.41	Nb _{T,Rd} = 545.67 kN

Flexural-torsional buckling

Curve _{TF} = c	alfa _{TF} = 0.49
N _{cr,y} = 1723.64 kN	fi _{TF} = 0.77
N _{cr,TF} = 1723.64 kN	X _{TF} = 0.79
Lam _{TF} = 0.60	Nb _{TF,Rd} = 482.06 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.30 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.08 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 (My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.51} = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau_{tz,Ed}/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Global stability check of member:

Lambda_y = 55.95 < Lambda_{max} = 180.00 Lambda_z = 91.73 < Lambda_{max} = 180.00 STABLE
 N_{Ed}/Min(Nb_{Rd},Nb_{T,Rd},Nb_{TF,Rd}) = 0.54 < 1.00 (6.3.1)
 My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.32 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{yz}*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.59 < 1.00 (6.3.3.(
 N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{zz}*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(

Section OK !!!

Figura 8.9 - Resultados extraídos do "Robot Structural Analysis" – Barra N° 52

De modo a poderem-se comparar os dois métodos de cálculo, indica-se na Figura 8.10 os resultados da Folha de Cálculo.

Elemento 52 L 2,33 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm2]

Características da seção

h	100 mm	r	12 mm	Iyy	449,5 cm4
b	100 mm	A	26 cm2	Iy	4,16 cm
tw	6 mm	hi	80 mm	Izz	167,3 cm4
tf	10 mm	d	56 mm	Iz	2,53 cm
Wpl,y	104,2 cm3	It	9,25 cm4	γM1	1
wpl,z	51,42 cm3	Iw x103	3,38 cm6	γM2	1,25
Wel,y	89,91 cm3	ε	1		
Wel,z	33,45 cm3	γM0	1		

Esforços

NEd	184,2 kN	My,Ed	1,68 kN.m	Mz,Ed	-0,94 kN.m
Nc,Rd / Nt,Rd	611,00 kN	Mcy,Rd	24,49 kN.m	Mcz,Rd	12,08 kN.m
Nb,Rd	337,74 kN	MNy,Rd	23,41 kN.m	MNz,Rd	11,55 kN.m
		Mb,Rd	5,23 kN.m		
Vy,Ed	-1,69 kN				
Vz,Ed	-1,32 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	McT	5,85 kN.m	Curva,LT	a
Lcr,lt	2,33 m	λLT	2,05	φLT	2,79
				χLT	0,21

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
Lcr,y	2,33 m	Lcr,z	2,33 m
λy	56,04	λz	91,85
λ̄y	0,60	λ̄z	0,98
χy	0,84	χz	0,55
Kcy	0,84	Kzz	1,72

Encurvadura por torção

Lcr,T	2,33 m
Curva,T	c
Ncr,T	3704,85
λ̄T	0,41
αT	0,49
φT	0,63
χT	0,89
Nb,T,Rd	546,29 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

NEd/Nc,Rd	0,30	<1	6.2.4
My,Ed/MNy,Rd	0,07	<1	6.2.9
Mz,Ed/MNz,Rd	0,08	<1	6.2.9
[My,Ed/MNy,Rd] ^α + [Mz,Ed/MNz,Rd] ^β	0,03	<1	6.2.9
VEd/Vcy,Rd	0,01	<1	6.2.6
VEd/Vcz,Rd	0,01	<1	6.2.6

Resistência elemento

λy	56,04	<180	
λz	91,85	<180	
NEd/Nb,T,Rd	0,55	<1	6.2.4/6.2.3
MEd/Mb,Rd	0,32	<1	6.2.5
Equação 6.61	0,65	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,93	<1	6.3.3

Figura 8.10 - Resultados da Folha de cálculo em Excel - Barra N° 52

No Quadro 8.2 resumem-se os resultados pelos dois processos de cálculo, indicando-se os desvios.

Quadro 8.2 - Comparação de resultados da barra N° 52 a partir do “Robot” e da Folha de Cálculo

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,30	0,30	0,0
	Esforço transversal (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,07	0,09	22,2
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,08	0,08	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,03	0,03	0,0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,55	0,54	1,8
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,32	0,32	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,61	0,59	3,3
		Cláusula 6.62	0,93	0,89	4,3
Verificação da esbelteza					
λ_y			55,95		Verifica
λ_z			91,73		Verifica

8.1.3 Pilares da torre inferior

A barra mais esforçada dos pilares da torre inferior é a Nº 56. Na Figura 8.11 indicam-se todas as barras desta família.

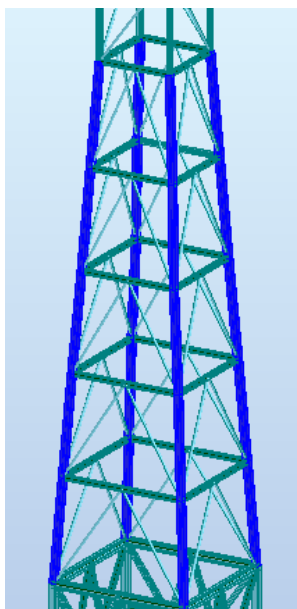


Figura 8.11 - Barras dos pilares da torre inferior

No quadro da Figura 8.12 apresentam-se os rácios das verificações de cálculo realizado.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
56	HEB 140	S235	40.11	66.47	0.71	11 ULS /4/
48	HEB 140	S235	39.07	64.74	0.71	11 ULS /5/
58	HEB 140	S235	38.65	64.05	0.62	11 ULS /4/
50	HEB 140	S235	38.65	64.04	0.55	11 ULS /5/
60	HEB 140	S235	40.20	66.60	0.53	11 ULS /4/
47	HEB 140	S235	40.11	66.47	0.52	39 ACC /9/
57	HEB 140	S235	39.07	64.74	0.47	39 ACC /8/
49	HEB 140	S235	38.65	64.05	0.43	39 ACC /9/
38	HEB 140	S235	40.11	66.47	0.41	39 ACC /34/
65	HEB 140	S235	40.11	66.47	0.41	39 ACC /37/
59	HEB 140	S235	38.65	64.04	0.40	39 ACC /8/
39	HEB 140	S235	39.07	64.74	0.35	39 ACC /36/
66	HEB 140	S235	39.07	64.74	0.35	39 ACC /37/
51	HEB 140	S235	40.20	66.60	0.33	39 ACC /9/
67	HEB 140	S235	38.65	64.05	0.32	39 ACC /37/
40	HEB 140	S235	38.65	64.05	0.31	39 ACC /36/
41	HEB 140	S235	38.65	64.04	0.30	39 ACC /36/
68	HEB 140	S235	38.65	64.04	0.28	39 ACC /37/
69	HEB 140	S235	40.20	66.60	0.26	39 ACC /35/
42	HEB 140	S235	40.20	66.60	0.25	39 ACC /36/

Figura 8.12 - Rácios, elementos e combinações condicionantes do grupo 8

Esta barra funciona como coluna-viga e os esforços condicionantes são de compressão mais flexão. O momento crítico foi determinado recorrendo ao programa "LTBeam" e os resultados são indicados na Figura 8.13.

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	7,885	-102,21	1,18	-1790,2	0

Figura 8.13 - Resultados do momento crítico na barra N° 56 calculado pelo software "LTBeam"

Os resultados do "Robot", encontram-se resumidos na Figura 8.14.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.			
ANALYSIS TYPE: Member Verification			
CODE GROUP:			
MEMBER: 56	POINT: 3	COORDINATE: x = 0.71 L = 1.68 m	
LOADS:			
Governing Load Case: 11 ULS /4/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 9*0.90 + 24*1.35			
MATERIAL:			
S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa			
SECTION PARAMETERS: HEB 140			
h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=36.52 cm ²	Az=13.08 cm ²	Ax=42.96 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=1509.23 cm ⁴	Iz=549.67 cm ⁴	Ix=21.80 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=245.44 cm ³	Wplz=119.79 cm ³	
INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:			
N _{Ed} = 224.34 kN	My _{Ed} = -0.03 kN*m	Mz _{Ed} = -12.93 kN*m	Vy _{Ed} = 13.29 kN
N _{c,Rd} = 1009.47 kN	My _{Ed,max} = -2.12 kN*m	Mz _{Ed,max} = -12.93 kN*m	Vy _{T,Rd} = 494.34 kN
Nb _{Rd} = 726.71 kN	My _{c,Rd} = 57.68 kN*m	Mz _{c,Rd} = 28.15 kN*m	Vz _{Ed} = 1.23 kN
	MN _{y,Rd} = 50.34 kN*m	MN _{z,Rd} = 28.15 kN*m	Vz _{T,Rd} = 177.18 kN
	Mb _{Rd} = 47.43 kN*m		Tt _{Ed} = -0.01 kN*m
			Class of section = 1
LATERAL BUCKLING PARAMETERS:			
z = 0.00	Mcr = 102.21 kN*m	Curve.LT - a	XLT = 0.82
Lcr,low=2.38 m	Lam_LT = 0.75	fi_LT = 0.84	
BUCKLING PARAMETERS:			
About y axis:		About z axis:	
Ly = 2.38 m	Lam_y = 0.43	Lz = 2.38 m	Lam_z = 0.71
Lcr,y = 2.38 m	Xy = 0.92	Lcr,z = 2.38 m	Xz = 0.72
Lamy = 40.11	kzy = 0.88	Lamz = 66.47	kzz = 0.80
Torsional buckling:		Flexural-torsional buckling	
Curve,T=c	alfa,T=0.49	Curve,TF=c	alfa,TF=0.49
Lt=2.38 m	fi,T=0.65	Ncr,y=5533.64 kN	fi,TF=0.65
Ncr,T=5395.89 kN	X,T=0.88	Ncr,TF=5533.64 kN	X,TF=0.88
Lam_T=0.43	Nb,T,Rd=888.31 kN	Lam_TF=0.43	Nb,TF,Rd=891.25 kN
VERIFICATION FORMULAS:			
Section strength check:			
N _{Ed} /N _{c,Rd} = 0.22 < 1.00 (6.2.4.(1))			
My _{Ed} /MN _{y,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))			
Mz _{Ed} /MN _{z,Rd} = 0.46 < 1.00 (6.2.9.1.(2))			
(My _{Ed} /MN _{y,Rd}) ^{2.00} + (Mz _{Ed} /MN _{z,Rd}) ^{1.11} = 0.42 < 1.00 (6.2.9.1.(6))			
Vy _{Ed} /Vy _{T,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)			
Vz _{Ed} /Vz _{T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)			
Tau.ty _{Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)			
Tau.tz _{Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)			
Global stability check of member:			
Lambda,y = 40.11 < Lambda,max = 180.00 Lambda,z = 66.47 < Lambda,max = 180.00 STABLE			
N _{Ed} /Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.31 < 1.00 (6.3.1)			
My _{Ed,max} /Mb,Rd = 0.04 < 1.00 (6.3.2.1.(1))			
N _{Ed} /(Xy*N _{Rk} /gM1) + kyy*My _{Ed,max} /(XLT*My _{Rk} /gM1) + kyz*Mz _{Ed,max} /(Mz _{Rk} /gM1) = 0.48 < 1.00 (6.3.3.(
N _{Ed} /(Xz*N _{Rk} /gM1) + kzy*My _{Ed,max} /(XLT*My _{Rk} /gM1) + kzz*Mz _{Ed,max} /(Mz _{Rk} /gM1) = 0.72 < 1.00 (6.3.3.(
Section OK !!!			

Figura 8.14 - Resultados extraídos do "Robot Structural Analysis" – Barra N° 56

As verificações de cálculo pelo [6] calculadas pela Folha de Cálculo podem ser analisadas na Figura 8.15.

Elemento		56	L	2,38	m
Características do material					
S 235		fy 235 [N/mm ²]			
Características da seção					
h	140 mm	r	12 mm	Iyy	1509 cm ⁴
b	140 mm	A	43 cm ²	Iy	5,93 cm
tw	7 mm	hi	116 mm	Izz	549,7 cm ⁴
tf	12 mm	d	92 mm	Iz	3,58 cm
Wpl,y	245,4 cm ³	It	20,06 cm ⁴	γM1	1
wpl,z	119,8 cm ³	Iw x103	22,48 cm ⁶	γM2	1,25
Wel,y	215,6 cm ³	ε	1		
Wel,z	78,52 cm ³	γM0	1		
Esforços					
NEd	-224,34 kN	My,Ed	-0,03 kN.m	Mz,Ed	-12,93 kN.m
Nc,Rd / Nt,Rd	1010,50 kN	Mc,y,Rd	57,67 kN.m	Mc,z,Rd	28,15 kN.m
Nb,Rd	726,79 kN	MN,y,Rd	61,64 kN.m	MN,z,Rd	30,09 kN.m
		Mb,Rd	47,43 kN.m		
Vy,Ed	13,29 kN				
Vz,Ed	1,23 kN	Classe seção	1		
Encurvadura lateral					
z	0	Mcr	102,21 kN.m	Curva,LT	a
Lcr,It	2,38 m	λ _{L,T}	0,75	φ ^{L,T}	0,84
				χ ^{L,T}	0,82
Encurvadura					
Eixo y-y			Eixo z-z		
Lcr,y	2,38 m	Lcr,z	2,38 m		
λy	40,18	λz	66,57		
λ _y	0,43	λ _z	0,71		
χ _y	0,91	χ _z	0,72		
K _{yy}	0,96	K _{zz}	0,75		
Encurvadura por torção					
Lcr,T	2,38 m				
Curva,T	c				
Ncr,T	5100,75				
λ _T	0,45				
α _T	0,49				
φ _T	0,66				
χ _T	0,87				
Nb,T,Rd	882,37 kN				
Verificação das fórmulas do EC3					
Resistência da seção transversal					
NEd/Nc,Rd	0,22	<1	6.2.4		
My,Ed/MN,y,Rd	0,03	<1	6.2.9		
Mz,Ed/MN,z,Rd	0,43	<1	6.2.9		
[My,Ed/MN,y,Rd] ^α + [Mz,Ed/MN,z,Rd] ^β	0,39	<1	6.2.9		
VEd/Vc,y,Rd	0,03	<1	6.2.6		
VEd/Vc,z,Rd	0,01	<1	6.2.6		
Resistência elemento					
λy	40,18	<180			
λz	66,57	<180			
NEd/Nb,T,Rd	0,31	<1	6.2.4/6.2.3		
MEd/Mb,Rd	0,04	<1	6.2.5		
Equação 6.61	0,50	<1	6.3.3		
Equação 6.62	0,70	<1	6.3.3		

Figura 8.15 - Resultados da Folha de cálculo em Excel - Barra N° 56

No Quadro 8.3 resumem-se todas as verificações feitas no dimensionamento desta barra.

Quadro 8.3 - Comparação de resultados da barra N° 56 a partir do “Robot” e da Folha de Cálculo

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,22	0,22	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,03	0,03	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,43	0,46	6,5
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,39	0,42	7,1	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,31	0,31	0,0
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,04	0,04	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,50	0,48	4,0
		Cláusula 6.62	0,70	0,72	2,8
Verificação da esbelteza					
λ_y			40,11		Verifica
λ_z			66,47		Verifica

8.1.4 Travessas de apoio da torre

As travessas de apoio da torre são as referenciadas na Figura 8.16. A barra mais esforçada deste grupo é a barra N° 9.

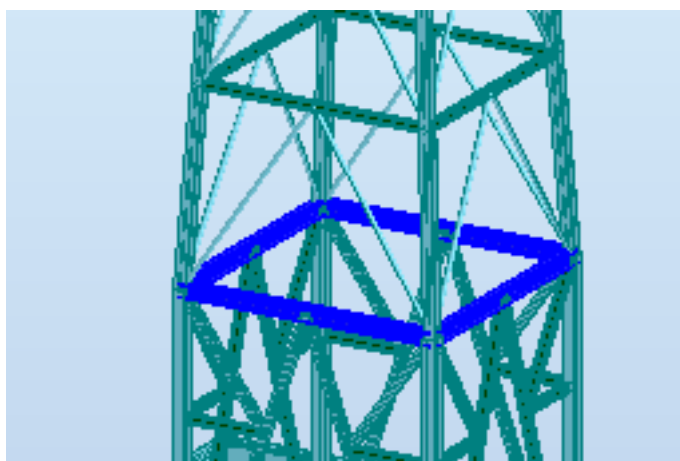


Figura 8.16 - Barras das travessas de apoio da torre

No quadro da Figura 8.17 apresenta-se os resultados dos rácios calculados.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
9	HEB 160	S235	23.33	78.13	0.15	11 ULS /2/
10	HEB 160	S235	22.49	75.29	0.09	39 ACC /7/
11	HEB 160	S235	23.33	78.13	0.09	11 ULS /3/
12	HEB 160	S235	22.49	75.29	0.08	39 ACC /35/

Figura 8.17 - Rácios, elementos e combinações condicionantes do grupo 11

Os elementos do cálculo realizado no "Robot" encontram-se resumidos na Figura 8.18.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.			
ANALYSIS TYPE: Member Verification			
CODE GROUP:			
MEMBER: 9	POINT: 3	COORDINATE: x = 1.00 L = 3.16 m	
LOADS:			
Governing Load Case: 11 ULS /2/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 7*0.90 + 24*1.35			
MATERIAL:			
S235 (S235) fy = 235.00 MPa			
SECTION PARAMETERS: HEB 160			
h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=45.93 cm ²	Az=17.59 cm ²	Ax=54.25 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=2492.00 cm ⁴	Iz=889.23 cm ⁴	Ix=32.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=353.98 cm ³	Wplz=169.97 cm ³	
INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:			
N _{Ed} = -24.18 kN	My _{Ed} = -12.83 kN*m	Mz _{Ed} = -1.36 kN*m	Vy _{Ed} = 0.53 kN
Nt _{Rd} = 1274.91 kN	My _{pl,Rd} = 83.19 kN*m	Mz _{pl,Rd} = 39.94 kN*m	Vy _{T,Rd} = 622.92 kN
	My _{c,Rd} = 83.19 kN*m	Mz _{c,Rd} = 39.94 kN*m	Vz _{Ed} = -8.07 kN
	MN _{y,Rd} = 83.19 kN*m	MN _{z,Rd} = 39.94 kN*m	Vz _{T,Rd} = 238.61 kN
			Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1
LATERAL BUCKLING PARAMETERS:			
BUCKLING PARAMETERS:			
About y axis:		About z axis:	
VERIFICATION FORMULAS:			
Section strength check:			
N _{Ed} /N _{t,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))			
My _{Ed} /MN _{y,Rd} = 0.15 < 1.00 (6.2.9.1.(2))			
Mz _{Ed} /MN _{z,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(2))			
(My _{Ed} /MN _{y,Rd}) ² + (Mz _{Ed} /MN _{z,Rd}) ² = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(6))			
Vy _{Ed} /Vy _{T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)			
Vz _{Ed} /Vz _{T,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)			
Tau _{ty,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)			
Tau _{tz,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)			
Section OK !!!			

Figura 8.18 - Resultados extraídos do "Robot Structural Analysis" – Barra N° 9

Com o objetivo de comparar os resultados obtidos pelos dois métodos de cálculo, apresenta-se, também, na Figura 8.19 os resultados calculados pela Folha de Cálculo.

Elemento 9 L 3,16 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm2]

Características da seção

h	160 mm	r	15 mm	I _{yy}	2492 cm ⁴
b	160 mm	A	54,3 cm ²	I _y	6,78 cm
tw	8 mm	h _i	134 mm	I _{zz}	889,2 cm ⁴
tf	13 mm	d	104 mm	I _z	4,05 cm
W _{pl,y}	354 cm ³	I _t	31,24 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	170 cm ³	I _w x10 ³	47,94 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	311,5 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	111,2 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	24,18 kN	M _{y,Ed}	-12,83 kN.m	M _{z,Ed}	-1,36 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	1276,05 kN	M _{c,y,Rd}	83,19 kN.m	M _{c,z,Rd}	39,95 kN.m
N _{b,Rd}	819,72 kN	M _{N,y,Rd}	83,19 kN.m	M _{N,z,Rd}	39,95 kN.m
		M _{b,Rd}	76,79 kN.m		
V _{y,Ed}	0,53 kN				
V _{z,Ed}	-8,07 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	327,78 kN.m	Curva,LT	a
L _{cr,lt}	3,16 m	λ _{LT}	0,50	φ _{LT}	0,66
				χ _{LT}	0,92

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	3,16 m	L _{cr,z}	3,16 m
λ _y	46,65	λ _z	78,09
λ̄ _y	0,50	λ̄ _z	0,83
χ _y	0,89	χ _z	0,64
K _{zy}	1,00	K _{zz}	1,03

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	3,16 m
Curva,T	c
N _{cr,T}	5652,45
λ̄ _T	0,48
α _T	0,49
φ _T	0,68
χ _T	0,86
N _{b,T,Rd}	1093,31 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,02	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,15	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,03	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,06	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,00	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,03	<1	6.2.6

Figura 8.19 - Resultados da Folha de cálculo em Excel - Barra N° 9

No Quadro 8.4 resumem-se os resultados das diferentes verificações realizadas para a barra em estudo.

Quadro 8.4 - Comparação de resultados da barra N° 9 a partir do “Robot” e da Folha de Cálculo

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	0,02	0,02	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,03	0,03	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,15	0,15	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,03	0,03	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^{\alpha} + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^{\beta}$	0,06	0,06	0,0	

8.1.5 Pilares de apoio da torre

O elemento condicionante dos pilares de apoio da torre é a barra N° 55, cuja seção é um HEB 160 com 4,48 metros de comprimento. O grupo de pilares é ilustrado na Figura 8.20.

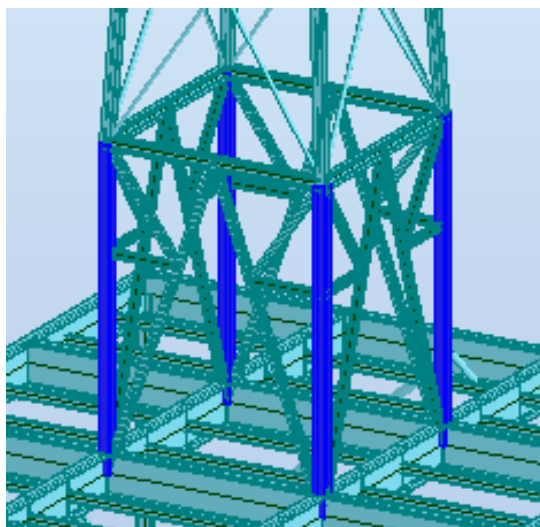


Figura 8.20 - Barras dos pilares de apoio da torre

Os rácios do dimensionamento no “Robot” estão resumidos na Figura 8.21.

Results		Messages					
Member		Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
55	OK	HEB 160	S235	44.12	73.85	0.65	39 ACC /8/
46	OK	HEB 160	S235	44.12	73.85	0.56	11 ULS /5/
37	OK	HEB 160	S235	44.12	73.85	0.40	39 ACC /36/
64	OK	HEB 160	S235	44.12	73.85	0.39	39 ACC /37/

Figura 8.21 - Rádios, elementos e combinações condicionantes do grupo 12

Esta barra funciona como coluna-viga e está sujeita a encurvadura por compressão, encurvadura por flexão e encurvadura por flexão lateral.

O momento crítico foi calculado no “Robot Structural Analysis” e no software “LTBeam” tendo-se obtido os valores de 355,59 kN.m e 265,12 kN.m, respetivamente, Figura 8.22.

Mode	H_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	75,79	-265,12	2,99	-2156,4	0

Figura 8.22 - Resultados do momento crítico na barra N° 55 calculado pelo software “LTBeam”

Os resultados da verificação realizada no “Robot” desta barra referente às seções e aos elementos encontram-se resumidos na Figura 8.23.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 55

POINT: 3

COORDINATE: x = 0.36 L = 1.60 m

LOADS:

Governing Load Case: 39 ACC /8/ 1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*1.00 + 6*1.00 + 24*1.00 + 25*0.30 + 26*1.00

MATERIAL:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: HEB 160

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=45.93 cm ²	Az=17.59 cm ²	Ax=54.25 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=2492.00 cm ⁴	Iz=889.23 cm ⁴	Ix=32.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=353.98 cm ³	Wplz=169.97 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 327.77 kN	My,Ed = -0.00 kN*m	Mz,Ed = 7.65 kN*m	Vy,Ed = -4.76 kN
Nc,Rd = 1274.91 kN	My,Ed,max = -4.77 kN*m	Mz,Ed,max = 7.65 kN*m	Vy,c,Rd = 623.18 kN
Nb,Rd = 855.08 kN	My,c,Rd = 83.19 kN*m	Mz,c,Rd = 39.94 kN*m	Vz,Ed = -0.01 kN
	MN,y,Rd = 69.96 kN*m	MN,z,Rd = 39.90 kN*m	Vz,c,Rd = 238.68 kN
	Mb,Rd = 75.24 kN*m		

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 265.12 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.90
Lcr,low=2.99 m	Lam_LT = 0.56	fi,LT = 0.69	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
Ly = 2.99 m	Lam_y = 0.47	Lz = 2.99 m	Lam_z = 0.79
Lcr,y = 2.99 m	Xy = 0.90	Lcr,z = 2.99 m	Xz = 0.67
Lamy = 44.12	kzy = 0.80	Lamz = 73.85	kzz = 1.32

Torsional buckling:

Curve,T=c	alfa,T=0.49
Lt=2.99 m	fi,T=0.67
Ncr,T=5959.81 kN	X,T=0.86
Lam_T=0.46	Nb,T,Rd=1101.16 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	alfa,TF=0.49
Ncr,y=5777.30 kN	fi,TF=0.68
Ncr,TF=5777.30 kN	X,TF=0.86
Lam_TF=0.47	Nb,TF,Rd=1096.10 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N,Ed/Nc,Rd = 0.26 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 (My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.29} = 0.12 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

Lambda,y = 44.12 < Lambda,max = 180.00 Lambda,z = 73.85 < Lambda,max = 180.00 STABLE
 N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.38 < 1.00 (6.3.1)
 My,Ed,max/Mb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00 (6.3.3.)
 N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.69 < 1.00 (6.3.3.)

Section OK !!!

Figura 8.23 - Resultados extraídos do "Robot Structural Analysis" – Barra N° 55

Os resultados da Folha de Cálculo desta barra estão indicados na Figura 8.24.

Elemento 55 L 4,48 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm2]

Características da seção

h	160 mm	r	15 mm	lyy	2492 cm4
b	160 mm	A	54,3 cm2	ly	6,78 cm
tw	8 mm	hi	134 mm	lzz	889,2 cm4
tf	13 mm	d	104 mm	lz	4,05 cm
Wpl,y	354 cm3	It	31,24 cm4	γM1	1
wpl,z	170 cm3	Iw x103	47,94 cm6	γM2	1,25
Wel,y	311,5 cm3	ε	1		
Wel,z	111,2 cm3	γM0	1		

Esforços

NEd	-327,77 kN	My,Ed	0 kN.m	Mz,Ed	7,65 kN.m
Nc,Rd / Nt,Rd	1276,05 kN	Mc,y,Rd	83,19 kN.m	Mc,z,Rd	39,95 kN.m
Nb,Rd	855,55 kN	MNy,Rd	84,03 kN.m	MNz,Rd	40,35 kN.m
		Mb,Rd	75,24 kN.m		
Vy,Ed	-4,76 kN				
Vz,Ed	-0,01 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	Mcr	265,12 kN.m	Curva,LT	a
Lcr,lt	2,99 m	λ _{LT}	0,56	φ _{LT}	0,69
				χ _{LT}	0,90

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{Cr,y}	2,99 m	L _{Cr,z}	2,99 m
λ _y	44,14	λ _z	73,89
λ _y	0,47	λ _z	0,79
χ _y	0,90	χ _z	0,67
K _{zy}	0,89	K _{zz}	1,37

Encurvadura por torção

L _{Cr,T}	2,99 m
Curva,T	c
N _{cr,T}	5839,02
λ _T	0,47
α _T	0,49
φ _T	0,67
χ _T	0,86
N _{b,T,Rd}	1098,68 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,26	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{Ny,Rd}	0,00	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{Nz,Rd}	0,19	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{Ny,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{Nz,Rd}] ^β	0,12	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,01	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,00	<1	6.2.6

Resistência elemento

λ _y	44,14	<180	
λ _z	73,89	<180	
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,38	<1	6.2.4/6.2.3
M _{Ed} /M _{b,Rd}	0,06	<1	6.2.5
Equação 6.61	0,44	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,65	<1	6.3.3

Figura 8.24 - Resultados da Folha de cálculo em Excel - Barra N° 55

No Quadro 8.5 resumem-se os resultados comparados entre as duas ferramentas utilizadas: “Excel” e “Robot Structural Analysis”.

Quadro 8.5 - Comparação de resultados da barra N° 55 a partir do “Robot” e da Folha de Cálculo

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,26	0,26	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,00	0,00	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,19	0,19	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^{\alpha} + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^{\beta}$	0,12	0,12	0,0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,38	0,38	0,0
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,06	0,06	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,44	0,47	6,4
		Cláusula 6.62	0,65	0,69	5,8
Verificação da esbelteza					
λ_y			44,12		Verifica
λ_z			73,85		Verifica

Verifica-se que os resultados pelos dois processos são semelhantes.

8.1.6 Diagonais da estrutura metálica de suporte

As diagonais da estrutura metálica suporte estão indicadas na Figura 8.25. A barra mais solicitada é a barra Nº 413 cuja seção transversal é um TRON 139x6.3 com um comprimento de 6,02 metros.

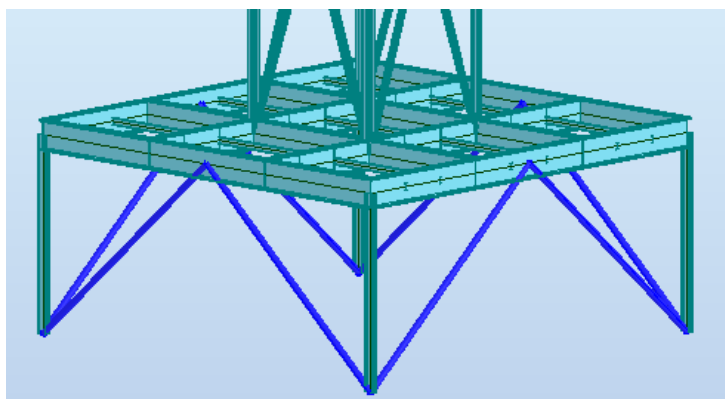


Figura 8.25 - Barras das diagonais da estrutura metálica de suporte

Na Figura 8.26 indica-se um quadro com os rácios das verificações condicionantes de cálculo para todas as barras deste grupo determinadas no “Robot”.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
413 Est.Met.Pr. Di	OK TRON 139x6.3	S235	127.51	127.51	0.94	11 ULS /2/
414 Est.Met.Pr. Di	OK TRON 139x6.3	S235	127.51	127.51	0.94	11 ULS /2/
416 Est.Met.Pr. Di	OK TRON 139x6.3	S235	127.51	127.51	0.75	11 ULS /4/
415 Est.Met.Pr. Di	OK TRON 139x6.3	S235	127.51	127.51	0.75	11 ULS /4/
412 Est.Met.Pr. Di	OK TRON 139x6.3	S235	127.51	127.51	0.74	11 ULS /5/
411 Est.Met.Pr. Di	OK TRON 139x6.3	S235	127.51	127.51	0.74	11 ULS /5/
418 Est.Met.Pr. Di	OK TRON 139x6.3	S235	127.51	127.51	0.66	11 ULS /3/
417 Est.Met.Pr. Di	OK TRON 139x6.3	S235	127.51	127.51	0.66	11 ULS /3/

Figura 8.26 - Rácios, elementos e combinações condicionantes do grupo 13

Os restantes resultados de cálculo podem ser consultados na Figura 8.27.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 413 Est.Met.Pr. Diag. X_413

POINT: 2 COORDINATE: x = 0.50 L = 3.01 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /2/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 7*0.90 + 24*1.35

MATERIAL:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: TRON 139x6.3

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=16.81 cm ²	Az=16.81 cm ²	Ax=26.40 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=588.62 cm ⁴	Iz=588.62 cm ⁴	Ix=1177.24 cm ⁴
	Wply=112.20 cm ³	Wplz=112.20 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 239.93 kN	My _{Ed} = 0.93 kN*m
Nc,Rd = 620.46 kN	My _{Ed,max} = 0.93 kN*m
Nb,Rd = 272.48 kN	My _{c,Rd} = 26.37 kN*m
	MN _{y,Rd} = 21.12 kN*m

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
Ly = 6.02 m	Lam _y = 1.36	Lz = 6.02 m	Lam _z = 1.36
Lcr,y = 6.02 m	Xy = 0.44	Lcr,z = 6.02 m	Xz = 0.44
Lamy = 127.51	kyy = 1.62	Lamz = 127.51	kzy = 0.97
Torsional buckling:		Flexural-torsional buckling	
Curve,T=a	alfa,T=0.21	Curve,TF=a	alfa,TF=0.21
Lt=6.02 m	fi,T=0.49	Ncr,y=336.55 kN	fi,TF=1.54
Ncr,T=213251.77 kN	X,T=1.00	Ncr,TF=336.55 kN	X,TF=0.44
Lam _T =0.05	Nb,T,Rd=620.46 kN	Lam _{TF} =1.36	Nb,TF,Rd=272.48 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.39 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My_{Ed}/My_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 (6.2.5.(1))
 My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Global stability check of member:

Lambda_y = 127.51 < Lambda_{max} = 180.00 Lambda_z = 127.51 < Lambda_{max} = 180.00 STABLE
 N_{Ed}/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.88 < 1.00 (6.3.1)
 N_{Ed}/(Xy*N_{c,Rd}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{c,Rd}/gM1) = 0.94 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(Xz*N_{c,Rd}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{c,Rd}/gM1) = 0.91 < 1.00 (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Figura 8.27 - Resultados no "Robot Structural Analysis" – Barra N° 413

Os resultados da Folha de Cálculo estão indicados na Figura 8.28.

Elemento 413 L 6,02 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm²]

Características da seção

h	139,7 mm	r	0 mm	I _{yy}	588,6 cm ⁴
b	139,7 mm	A	26,4026 cm ²	I _y	4,722 cm
tw	6,3 mm	h _i	139,7 mm	I _{zz}	588,6 cm ⁴
tf	6,3 mm	d	139,7 mm	I _z	4,722 cm
W _{pl,y}	112,2 cm ³	I _t	1174,62 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	112,2 cm ³	I _w x10 ³	0 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	84,269 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	84,269 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	-240 kN	M _{y,Ed}	0,93 kN.m	M _{z,Ed}	0 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	620,46 kN	M _{c,y,Rd}	26,37 kN.m	M _{c,z,Rd}	26,37 kN.m
N _{b,Rd}	272,53 kN	M _{N,y,Rd}	19,40 kN.m	M _{N,z,Rd}	19,40 kN.m
		M _{b,Rd}	26,37 kN.m		
V _{y,Ed}	0 kN				
V _{z,Ed}	0 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	727,24 kN.m	Curva,LT	d
L _{cr,lt}	6,02 m	λ ^{L.T}	0,19	φ ^{L.T}	0,51
				χ ^{L.T}	1,00

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	6,02 m	L _{cr,z}	6,02 m
λ _y	127,50	λ _z	127,50
λ _y ⁻	1,36	λ _z ⁻	1,36
χ _y	0,44	χ _z	0,44
K _{zy}	0,84	K _{zz}	1,34

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	6,02 m
Curva,T	a
N _{cr,T}	#####
λ _T	0,05
α _T	0,21
φ _T	0,49
χ _T	1,03
N _{b,T,Rd}	640,16 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,39	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{y,c,Rd}	0,04	<1	6.2.5
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,048	<1	6.2.9

Resistência elemento

λ _y	127,50	<180	
λ _z	127,50	<180	
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,88	<1	6.2.4/6.2.3
Equação 6.61	0,94	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,91	<1	6.3.3

Figura 8.28 - Resultados da Folha de cálculo em Excel - Barra N° 413

No Quadro 8.6 mostram-se as conclusões da análise realizada.

Quadro 8.6 - Comparação de resultados da barra Nº 413 a partir do “Robot” e da Folha de Cálculo

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,39	0,39	0,0
	Momento Fletor (M)	$M_{y,Ed} / M_{pl,Rd}$	0,04	0,04	0,0
	Flexão composta	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,048	0,04	16,6
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,88	0,88	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,94	0,94	0,0
		Cláusula 6.62	0,91	0,91	0,0
Verificação da esbelteza					
			λ_y	127,51	Verifica
			λ_z	127,51	Verifica

Conclui-se que os rácios são sempre inferiores à unidade.

Verifica-se assim a segurança ao estado limite último para as diagonais da estrutura metálica de suporte.

8.1.7 Pilares da estrutura metálica de suporte

Os pilares da estrutura metálica estão referenciados na Figura 8.29. A barra mais solicitada deste grupo é a Nº 323, constituída por um perfil IPE 220 com um comprimento de 4,0 metros.

Trata-se de uma barra classificada como coluna-viga.

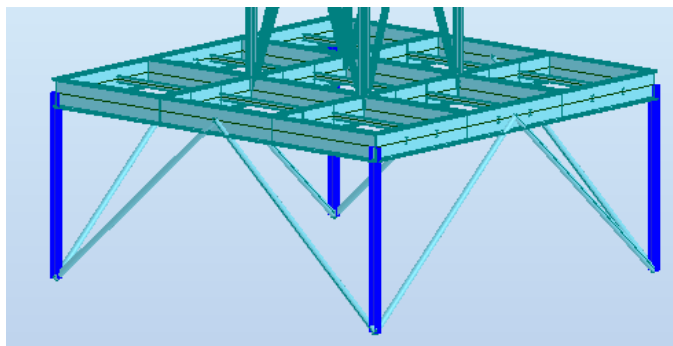


Figura 8.29 - Barras dos pilares da estrutura metálica de suporte

Os rácios de todas estas barras para as combinaces condicionantes são os indicados na Figura 8.30.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
322	OK IPE 220	S235	43.89	161.43	0.61	11 ULS /5/
323	OK IPE 220	S235	43.89	161.43	0.84	11 ULS /5/
324	OK IPE 220	S235	43.89	161.43	0.62	11 ULS /4/
325	OK IPE 220	S235	43.89	161.43	0.74	11 ULS /5/

Figura 8.30 - Rácios, elementos e combinaes condicionantes do grupo 14

O momento crítico calculado pelo “Robot” e pelo software “LTBeam” apontam para os valores de 139,82 kN.m e de 36,75 kN.m (Figura 8.31), respetivamente. Mostra-se mais uma vez que o “Robot” para determinados tipos de carregamento não determina corretamente o momento crítico.

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	2,592	36,75	4	-252,41	0

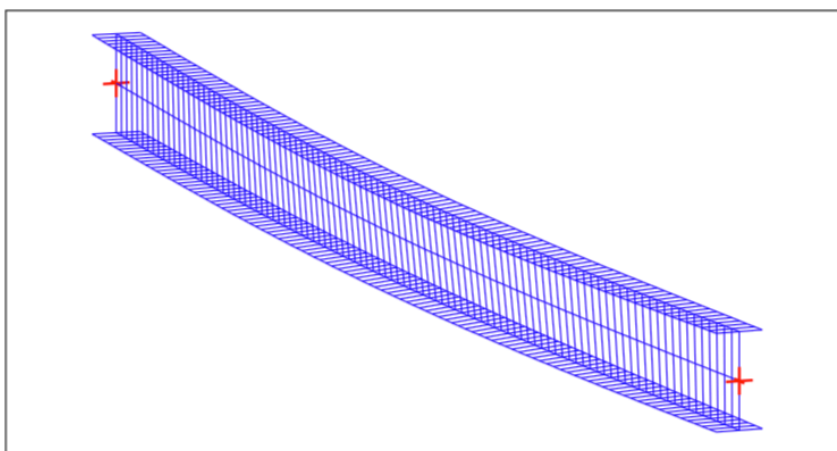


Figura 8.31 - Resultados do momento crítico na barra Não 323 calculado pelo software “LTBeam”

As verificaes de cálculo consideradas no dimensionamento do “Robot” constam da informação da Figura 8.32.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 323

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 4.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /5/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 10*0.90 + 24*1.35

MATERIAL:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 220

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=22.89 cm ²	Az=15.88 cm ²	Ax=33.37 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2771.84 cm ⁴	Iz=204.89 cm ⁴	Ix=8.86 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=285.43 cm ³	Wplz=58.11 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 117.30 kN	My,Ed = 12.38 kN*m	Mz,Ed = 0.33 kN*m	Vy,Ed = -0.24 kN
Nc,Rd = 784.21 kN	My,Ed,max = 12.38 kN*m	Mz,Ed,max = -0.64 kN*m	Vy,T,Rd = 310.47 kN
Nb,Rd = 213.97 kN	My,c,Rd = 67.08 kN*m	Mz,c,Rd = 13.66 kN*m	Vz,Ed = 5.92 kN
	MN,y,Rd = 67.08 kN*m	MN,z,Rd = 13.66 kN*m	Vz,T,Rd = 215.42 kN
	Mb,Rd = 29.69 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 36.75 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.44
Lcr,upp=4.00 m	Lam_LT = 1.35	fi,LT = 1.53	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.47	Lz = 4.00 m	Lam_z = 1.72
Lcr,y = 4.00 m	Xy = 0.93	Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.27
Lamy = 43.89	kzy = 0.63	Lamz = 161.43	kzz = 0.71
Torsional buckling:		Flexural-torsional buckling	
Curve,T=b	alfa,T=0.34	Curve,TF=b	alfa,TF=0.34
Lt=4.00 m	fi,T=0.95	Ncr,y=3590.60 kN	fi,TF=0.65
Ncr,T=1132.77 kN	X,T=0.70	Ncr,TF=3590.60 kN	X,TF=0.90
Lam_T=0.83	Nb,T,Rd=552.46 kN	Lam_TF=0.47	Nb,TF,Rd=704.54 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.06 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 43.89 < \lambda_{y,max} = 180.00$ $\lambda_{z} = 161.43 < \lambda_{z,max} = 180.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.55 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.42 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.35 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.85 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Figura 8.32 - Resultados extraídos do "Robot Structural Analysis" – Barra Nº 323

Os resultados das verificações impostas pelo [6] e calculados pela Folha de Cálculo estão resumidas na Figura 8.33.

Elemento 323 L 4 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm2]

Características da seção

h	220 mm	r	12 mm	Iyy	2772 cm4
b	110 mm	A	33,4 cm2	Iy	9,11 cm
tw	5,9 mm	hi	201,6 mm	Izz	204,9 cm4
tf	9,2 mm	d	177,6 mm	Iz	2,48 cm
Wpl,y	285,4 cm3	It	9,07 cm4	γM1	1
wpl,z	58,11 cm3	Iw x103	22,67 cm6	γM2	1,25
Wel,y	252 cm3	ε	1		
Wel,z	37,25 cm3	γMO	1		

Esforços

NEd	-117,3 kN	My,Ed	12,38 kN.m	Mz,Ed	0,33 kN.m
Nc,Rd / Nt,Rd	784,90 kN	Mc,y,Rd	67,07 kN.m	Mc,z,Rd	13,66 kN.m
Nb,Rd	214,01 kN	MN,y,Rd	67,07 kN.m	MN,z,Rd	13,66 kN.m
		Mb,Rd	29,69 kN.m		

Vy,Ed	-0,24 kN				
Vz,Ed	5,92 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	Mc,r	36,75 kN.m	Curva,LT	a
Lcr,it	4 m	λLT	1,35	φLT	1,53
				χLT	0,44

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
Lcr,y	4 m	Lcr,z	4 m
λy	43,91	λz	161,50
λ̄y	0,47	λ̄z	1,72
χy	0,93	χz	0,27
Kzy	0,37	Kzz	1,06

Encurvadura por torção

Lcr,T	4 m
Curva,T	b
Ncr,T	1153,58
λT	0,82
αT	0,34
φT	0,95
χT	0,71
Nb,T,Rd	556,49 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

NEd/Nc,Rd	0,15	<1	6.2.4
My,Ed/MN,y,Rd	0,18	<1	6.2.9
Mz,Ed/MN,z,Rd	0,02	<1	6.2.9
$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^{\alpha} + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^{\beta}$	0,06	<1	6.2.9
VEd/Vc,y,Rd	0,00	<1	6.2.6
VEd/Vc,z,Rd	0,03	<1	6.2.6

Resistência elemento

λy	43,91	<180	
λz	161,50	<180	
NEd/Nb,T,Rd	0,55	<1	6.2.4/6.2.3
MEd/Mb,Rd	0,42	<1	6.2.5
Equação 6.61	0,349	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,73	<1	6.3.3

Figura 8.33 - Resultados da Folha de cálculo em Excel - Barra Nº 323

No Quadro 8.7 resumem-se as verificações realizadas.

Quadro 8.7 - Comparação de resultados da barra N° 323 a partir do “Robot” e da Folha de Cálculo

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,15	0,15	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,03	0,03	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,18	0,18	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,02	0,02	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^{\alpha} + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^{\beta}$	0,06	0,06	0,0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,55	0,55	0,0
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,42	0,42	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,35	0,35	0,0
		Cláusula 6.62	0,73	0,85	14,1
Verificação da esbelteza					
λ_y			43,89		Verifica
λ_z			161,43		Verifica

8.1.8 Vigas principais da estrutura metálica de suporte

As vigas principais da estrutura metálica de suporte estão indicadas na Figura 8.34, sendo o elemento condicionante a barra N° 321.

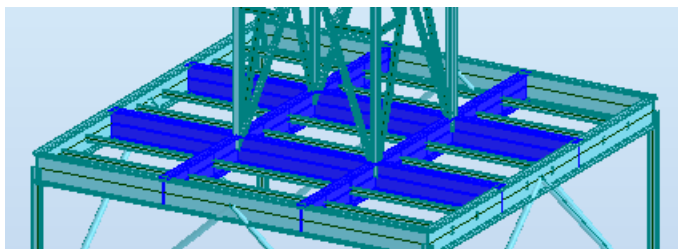


Figura 8.34 - Barras das vigas principais da estrutura metálica de suporte

Na Figura 8.35 apresenta-se os rácios de cálculo do “Robot”.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
18	OK HEB 100	S235	30.19	98.99	0.08	39 ACC /7/
321	OK IPE 600	S235	13.02	67.87	0.70	11 ULS /2/
333	OK IPE 600	S235	12.01	62.63	0.88	11 ULS /2/
334	OK IPE 600	S235	12.01	62.63	0.62	39 ACC /30/
345	OK IPE 600	S235	13.02	67.87	0.92	11 ULS /2/
346	OK IPE 600	S235	12.01	62.63	0.87	11 ULS /2/
347	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.18	11 ULS /5/
348	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.33	11 ULS /5/
365	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.51	39 ACC /32/
366	OK IPE 600	S235	4.18	21.80	0.47	39 ACC /32/
373	OK IPE 600	S235	4.18	21.80	0.43	11 ULS /4/
376	OK IPE 600	S235	4.18	21.80	0.47	11 ULS /15/
377	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.51	39 ACC /33/
378	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.34	11 ULS /4/
379	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.19	11 ULS /4/
380	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.20	11 ULS /5/
381	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.37	11 ULS /5/
382	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.52	39 ACC /9/
383	OK IPE 600	S235	4.18	21.80	0.51	11 ULS /5/
384	OK IPE 600	S235	4.18	21.80	0.48	11 ULS /4/
385	OK IPE 600	S235	4.18	21.80	0.51	11 ULS /4/
386	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.53	39 ACC /8/
387	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.38	11 ULS /4/
388	OK IPE 600	S235	4.08	21.29	0.20	11 ULS /4/

Figura 8.35 - Rácios, elementos e combinações condicionantes do grupo 16

Os momentos críticos calculados no “Robot” e no “LTBeam” são iguais a 900 kN.m e 2118 kN.m, respetivamente, conforme se mostra na Figura 8.36.

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	4,42	2118	3,16	-5,746	0

Figura 8.36 - Resultados do momento crítico na barra N° 321 calculado pelo software “LTBeam”

A Figura 8.37 apresenta a nota de cálculo do software “Robot Structural Analysis”.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.					
ANALYSIS TYPE: Member Verification					
CODE GROUP:					
MEMBER: 321		POINT: 3		COORDINATE: x = 1.00 L = 3.16 m	
LOADS:					
Governing Load Case: 11 ULS /2/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 7*0.90 + 24*1.35					
MATERIAL:					
S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa					
SECTION PARAMETERS: IPE 600					
h=60.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00			
b=22.0 cm	Ay=94.30 cm ²	Az=83.78 cm ²	Ax=155.98 cm ²		
tw=1.2 cm	Iy=92083.40 cm ⁴	Iz=3387.34 cm ⁴	Ix=166.20 cm ⁴		
tf=1.9 cm	Wply=3512.62 cm ³	Wplz=485.66 cm ³			
INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:					
N,Ed = 1.30 kN	My,Ed = 479.18 kN*m	Mz,Ed = -10.52 kN*m	Vy,Ed = 6.69 kN		
Nc,Rd = 3665.62 kN	My,Ed,max = 479.18 kN*m		Mz,Ed,max = 10.63 kN*m	Vy,T,Rd = 1278.33 kN	
Nb,Rd = 3665.62 kN	My,c,Rd = 825.47 kN*m	Mz,c,Rd = 114.13 kN*m	Vz,Ed = 91.00 kN		
	MN,y,Rd = 825.47 kN*m	MN,z,Rd = 114.13 kN*m	Vz,T,Rd = 1136.11 kN		
	Mb,Rd = 680.75 kN*m		Tt,Ed = -0.03 kN*m		
			Class of section = 1		
LATERAL BUCKLING PARAMETERS:					
z = 1.00	Mcr = 2118.00 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.82		
Lcr,up=3.16 m	Lam_LT = 0.62	fi,LT = 0.77			
BUCKLING PARAMETERS:					
About y axis:		About z axis:			
kyy = 0.90		kyz = 0.54			
VERIFICATION FORMULAS:					
Section strength check:					
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))					
My,Ed/MN,y,Rd = 0.58 < 1.00 (6.2.9.1.(2))					
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(2))					
$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.43 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))					
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)					
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.6-7)					
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)					
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)					
Global stability check of member:					
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.70 < 1.00 (6.3.2.1.(1))					
$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.68 < 1.00$ (6.3.3.(4))					
$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.51 < 1.00$ (6.3.3.(4))					
Section OK !!!					

Figura 8.37 - Resultados extraídos do "Robot Structural Analysis" – Barra N° 321

Na Figura 8.38 resumem-se todos os resultados de cálculo determinados na Folha de Cálculo.

Elemento **321** L 3,16 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm²]

Características da seção

h	600 mm	r	24 mm	I _{yy}	92080 cm ⁴
b	220 mm	A	156 cm ²	I _y	24,3 cm
tw	12 mm	h _i	562 mm	I _{zz}	3387 cm ⁴
tf	19 mm	d	514 mm	I _z	4,66 cm
W _{pl,y}	3512 cm ³	I _t	165,4 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	485,6 cm ³	I _w x103	2846 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	3069 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	307,9 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	-1,3 kN	M _{y,Ed}	479,18 kN.m	M _{z,Ed}	10,52 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	3666,00 kN	M _{c,y,Rd}	825,32 kN.m	M _{c,z,Rd}	114,12 kN.m
N _{b,Rd}	2826,72 kN	M _{N,y,Rd}	825,32 kN.m	M _{N,z,Rd}	114,12 kN.m
		M _{b,Rd}	680,65 kN.m		
V _{y,Ed}	6,69 kN				
V _{z,Ed}	91 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	2118,00 kN.m	Curva,LT	b
L _{cr,lt}	3,16 m	λ _{LT}	0,62	φ ^{LT}	0,77
				χ ^{LT}	0,82

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	3,16 m	L _{cr,z}	3,16 m
λ _y	13,01	λ _z	67,82
λ _y	0,14	λ _z	0,72
χ _y	1,01	χ _z	0,77
K _{sy}	0,58	K _{zz}	0,40

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	3,16 m
Curva,T	b
N _{cr,T}	#####
λ _T	0,56
α _T	0,34
φ _T	0,72
χ _T	0,86
N _{b,T,Rd}	3146,52 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,00	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,58	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,09	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,43	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,01	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,08	<1	6.2.6

Resistência elemento

λ _y	13,01	<180	
λ _z	67,82	<180	
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,00	<1	6.2.4/6.2.3
M _{Ed} /M _{b,Rd}	0,70	<1	6.2.5
Equação 6.61	0,70	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,45	<1	6.3.3

Figura 8.38 - Resultados da Folha de cálculo em Excel - Barra N° 321

No Quadro 8.8 faz-se o resumo das verificações realizadas pelos dois processos.

Quadro 8.8 - Comparação de resultados da barra N° 321 a partir do “Robot” e da Folha de Cálculo

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,00	0,00	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,08	0,08	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,58	0,58	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,09	0,09	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^{\alpha} + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^{\beta}$	0,43	0,43	0,0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,00	0,00	0,0
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,70	0,70	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,7	0,68	2,9
		Cláusula 6.62	0,45	0,51	11,8
Verificação da esbelteza					
λ_y			13,01		Verifica
λ_z			67,82		Verifica

8.1.9 Vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (plano Y-Z)

As vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (plano Y-Z) estão identificadas na Figura 8.39. O elemento condicionante deste grupo é a barra N° 420, que tem uma seção transversal IPE 600 com um comprimento de 9,0 metros.

As barras deste grupo funcionam como colunas-viga.

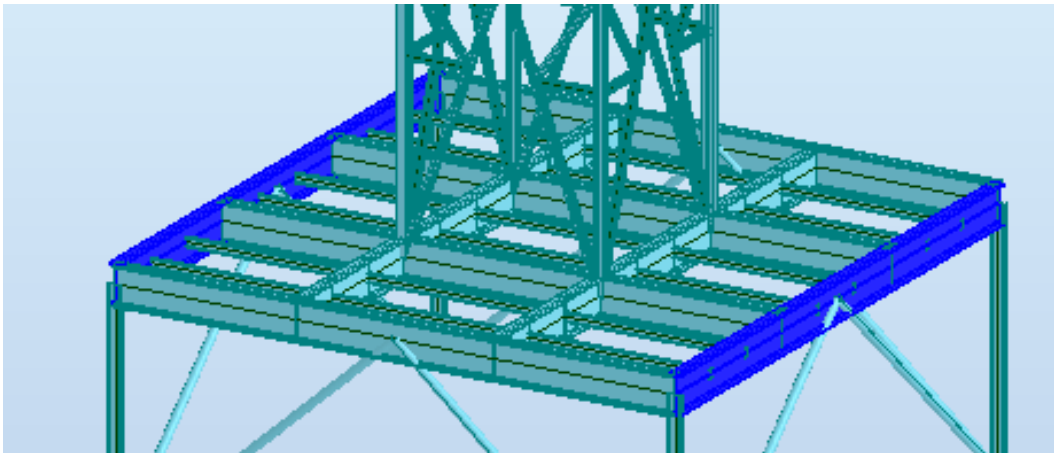


Figura 8.39 - Barras das vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (plano Y-Z)

Os rácios das barras deste grupo calculadas no “Robot” constam na Figura 8.40.

Results		Messages					
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	
316	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 600	S235	18.52	21.24	0.24	39 ACC /8/	
420 Est.Met.Pr.Vi	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 600	S235	18.52	21.24	0.24	39 ACC /8/	

Figura 8.40 - Rácios, elementos e combinações condicionantes do grupo 22

Na Figura 8.41 mostra-se o momento crítico calculado pelo “LTBeam” que é igual a 29626 kN.m e diferente do determinado no “Robot” que é de 27035 kN.m.

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	318,52	29626	3	-6966,1	3

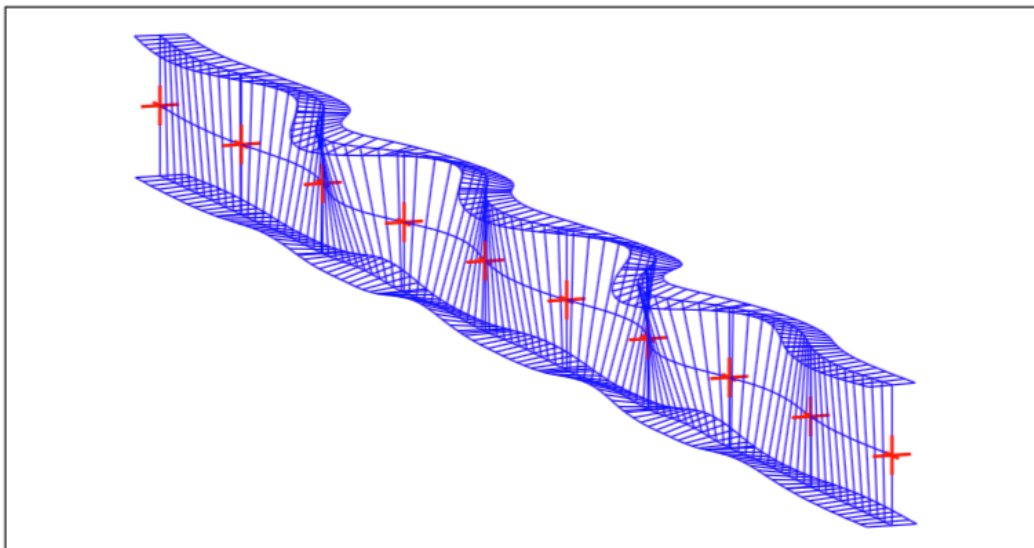


Figura 8.41 - Resultados do momento crítico na barra Nº 420 calculado pelo software “LTBeam”

Na Figura 8.42 resumem-se as verificações realizadas no "Robot", enquanto que na Figura 8.43 se apresentam os resultados da Folha de Cálculo.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 420 Est.Met.Pr.Vigas Exteriores dir.yyy X Mcr_420

POINT: 1 COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 39 ACC /8/ 1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*1.00 + 6*1.00 + 24*1.00 + 25*0.30 + 26*1.00

MATERIAL:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 600

h=60.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=94.30 cm ²	Az=83.78 cm ²	Ax=155.98 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=92083.40 cm ⁴	Iz=3387.34 cm ⁴	Ix=166.20 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=3512.62 cm ³	Wplz=485.66 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 14.62 kN	My _{Ed} = -0.37 kN*m	Mz _{Ed} = 28.05 kN*m	Vy _{Ed} = 28.39 kN
Nc,Rd = 3665.62 kN	My _{Ed,max} = -12.31 kN*m	Mz _{Ed,max} = 28.05 kN*m	Vy,T,Rd = 1278.77 kN
Nb,Rd = 3631.53 kN	My,c,Rd = 825.47 kN*m	Mz,c,Rd = 114.13 kN*m	Vz _{Ed} = 3.20 kN
	MN _{y,Rd} = 825.47 kN*m	MN _{z,Rd} = 114.13 kN*m	Vz,T,Rd = 1136.35 kN
	Mb,Rd = 825.47 kN*m		Tt _{Ed} = -0.02 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 27034.98 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=0.99 m	Lam_LT = 0.17	fi,LT = 0.51	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
Ly = 4.50 m	Lam_y = 0.20	Lz = 0.99 m	Lam_z = 0.23
Lcr,y = 4.50 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 0.99 m	Xz = 0.99
Lamy = 18.52	kzy = 0.57	Lamz = 21.24	kzz = 0.40

Torsional buckling:

Curve,T=b	alfa,T=0.34
Lt=0.99 m	fi,T=0.52
Ncr,T=100959.70 kN	X,T=1.00
Lam_T=0.19	Nb,T,Rd=3665.62 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=b	alfa,TF=0.34
Ncr,y=94248.70 kN	fi,TF=0.52
Ncr,TF=94248.70 kN	X,TF=1.00
Lam_TF=0.20	Nb,TF,Rd=3665.62 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.25 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd}) = 0.25 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 18.52 < \lambda_{y,max} = 180.00$ $\lambda_{z} = 21.24 < \lambda_{z,max} = 180.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.00 < 1.00$ (6.3.1)
 $My_{Ed,max}/Mb,Rd = 0.01 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(Xy * N_{Rk}/gM1) + kyy * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + kyz * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.08 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(Xz * N_{Rk}/gM1) + kzy * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + kzz * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.11 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Figura 8.42 - Resultados extraídos do "Robot Structural Analysis" – Barra Nº 420

Elemento 420 L 9 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm²]

Características da seção

h	600 mm	r	24 mm	I _{yy}	92080 cm ⁴
b	220 mm	A	156 cm ²	I _y	24,3 cm
tw	12 mm	h _i	562 mm	I _{zz}	3387 cm ⁴
tf	19 mm	d	514 mm	I _z	4,66 cm
W _{pl,y}	3512 cm ³	I _t	165,4 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	485,6 cm ³	I _{w x103}	2846 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	3069 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	307,9 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	-14,62 kN	M _{y,Ed}	-0,37 kN.m	M _{z,Ed}	28,05 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	3666,00 kN	M _{c,y,Rd}	825,32 kN.m	M _{c,z,Rd}	114,12 kN.m
N _{b,Rd}	3631,87 kN	M _{N,y,Rd}	825,32 kN.m	M _{N,z,Rd}	114,12 kN.m
		M _{b,Rd}	825,32 kN.m		

V _{y,Ed}	28,39 kN				
V _{z,Ed}	3,2 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	29626,00 kN.m	Curva,LT	b
L _{cr,lt}	0,99 m	λ _{LT}	0,17	φ ^{LT}	0,51
				χ ^{LT}	1,00

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	4,5 m	L _{cr,z}	0,99 m
λ _y	18,52	λ _z	21,25
λ _ȳ	0,20	λ _{z̄}	0,23
χ _y	1,00	χ _z	0,99
K _{zy}	0,83	K _{zz}	0,40

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	4,5 m
Curva,T	b
N _{cr,T}	6946,46
λ _T	0,73
α _T	0,34
φ _T	0,85
χ _T	0,77
N _{b,T,Rd}	2817,52 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,00	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,01	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,25	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,25	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,025	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,00	<1	6.2.6

Resistência elemento

λ _y	18,52	<180	
λ _z	21,25	<180	
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,0	<1	6.2.4/6.2.3
M _{Ed} /M _{b,Rd}	0,01	<1	6.2.5
Equação 6.61	0,08	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,11	<1	6.3.3

Figura 8.43 - Resultados da Folha de cálculo em Excel - Barra N° 420

Os elementos do Quadro 8.9 resumem todas as verificações efetuadas.

Quadro 8.9 - Comparação de resultados da barra N° 420 a partir do “Robot” e da Folha de Cálculo

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,00	0,00	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,025	0,02	20,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,00	0,00	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,25	0,25	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^{\alpha} + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^{\beta}$	0,25	0,25	0,0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,00	0,00	0,0
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,08	0,08	0,0
		Cláusula 6.62	0,11	0,11	0,0
Verificação da esbelteza					
λ_y			18,52		Verifica
λ_z			21,24		Verifica

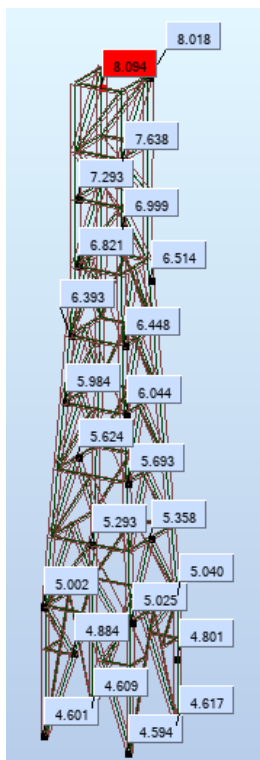
8.2 Estados limite de utilização para estrutura metálica

Como explicado na cláusula 6.1.3.1 deste documento, os deslocamentos considerados para estas estruturas devem ser inferiores a $H/500$.

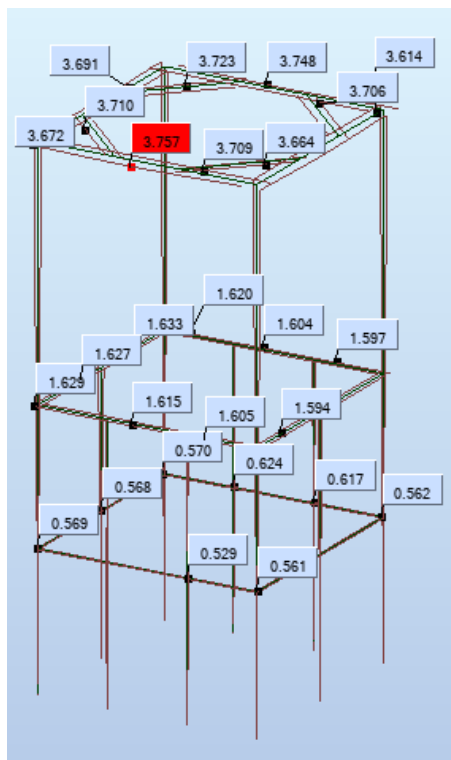
O Quadro 8.10 indica os deslocamentos obtidos verificando-se que são inferiores aos valores admissíveis. Na Figura 8.44 mostram-se os deslocamentos elásticos calculados pelo “Robot”.

Quadro 8.10 - Estados limites de serviço para a estrutura metálica

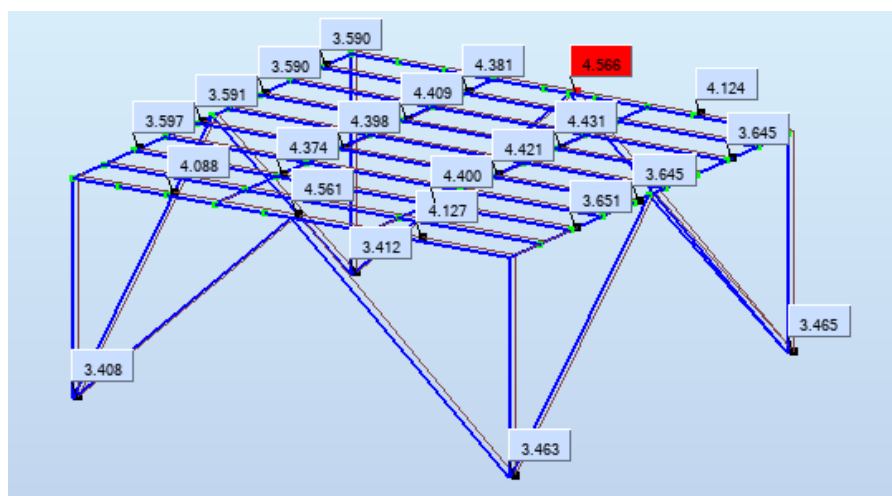
Estrutura	Altura (H) [cm]	H/500 [cm]	Deslocamento Absoluto [cm]	Deslocamento Relativo [cm]
Estrutura de betão	21,0	4,2	3,757	3,754
Estrutura metálica de suporte	400	0,8	4,566	0,809
Torre metálica	2240	4,48	8,094	3,409



Deslocamentos da torre metálica



Deslocamentos da torre de betão



Deslocamentos na torre metálica principal

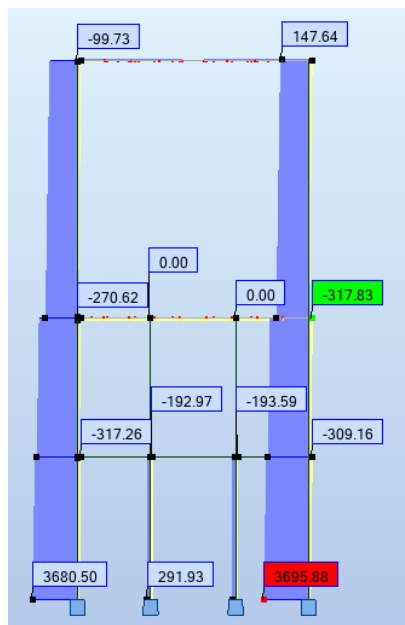
Figura 8.44 - Flechas da estrutura

8.3 Dimensionamento dos elementos em betão armado

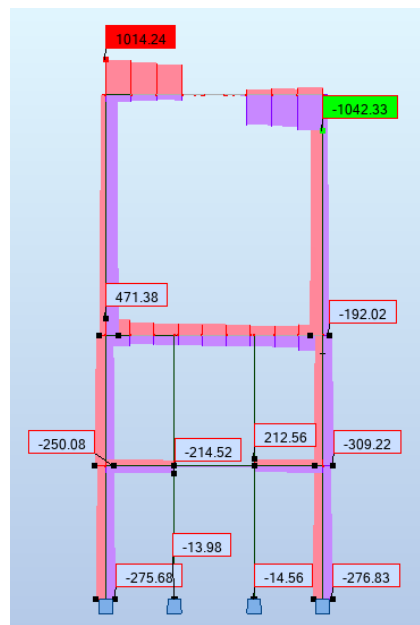
Para o dimensionamento dos elementos em betão armado foram retirados os esforços do programa de cálculo automático “Robot Structural Analysis”, indicados na Figura 8.45, Figura 8.46, Figura 8.47 e Figura 8.48.

O dimensionamento foi feito para cada um dos grupos de barras escolhendo-se o elemento mais condicionante.

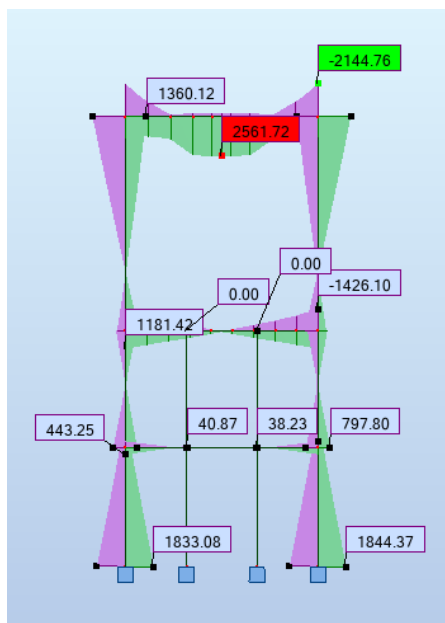
Apresentam-se os grupos condicionantes, sendo que os outros se encontram no Anexo 5.



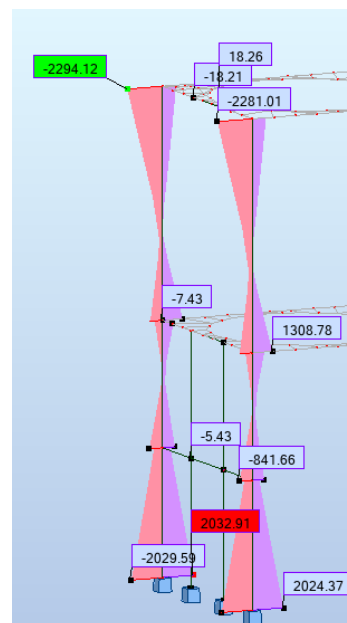
Esforços Axiais N [kN]



Esforços Transversos V [kN]

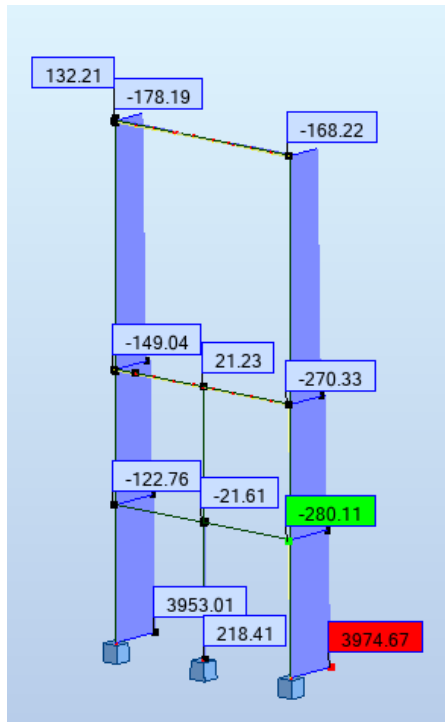


Momentos Fletores My [kN.m]

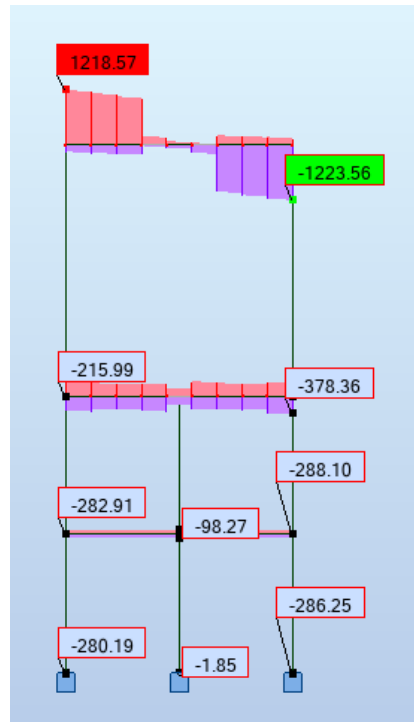


Momentos Fletores Mz [kN.m]

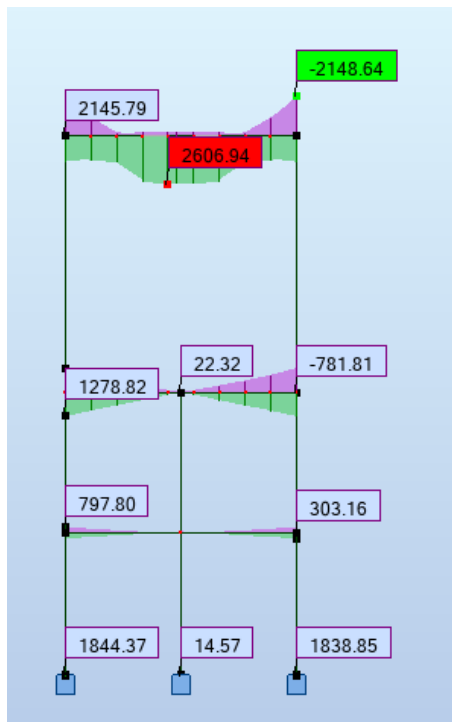
Figura 8.45 - Esforços de cálculo no alçado frontal da estrutura de betão



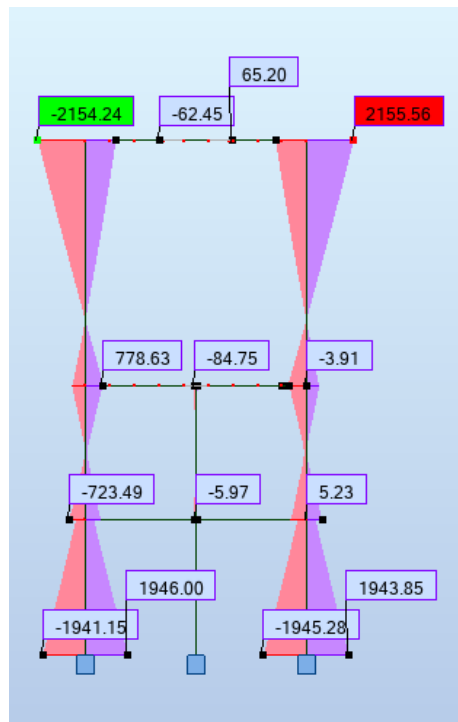
Esforços Axiais N [kN]



Esforços Transversos V [kN]

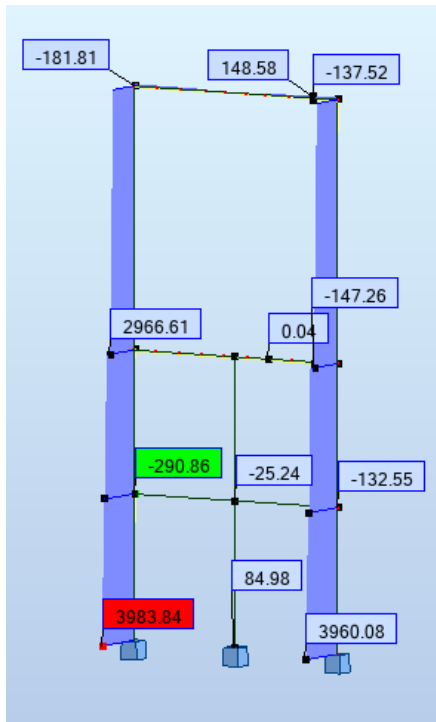


Momentos Fletores My [kN.m]

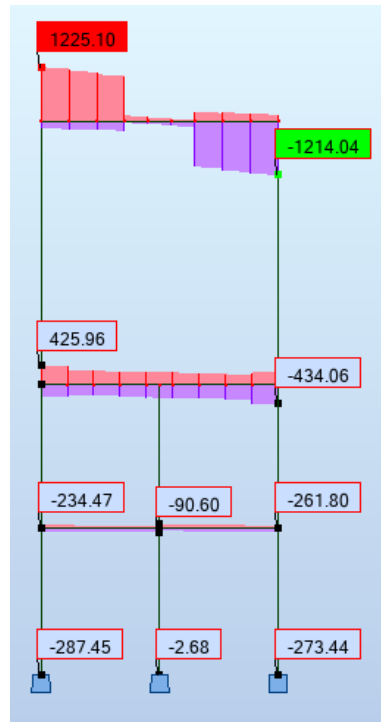


Momentos Fletores Mz [kN.m]

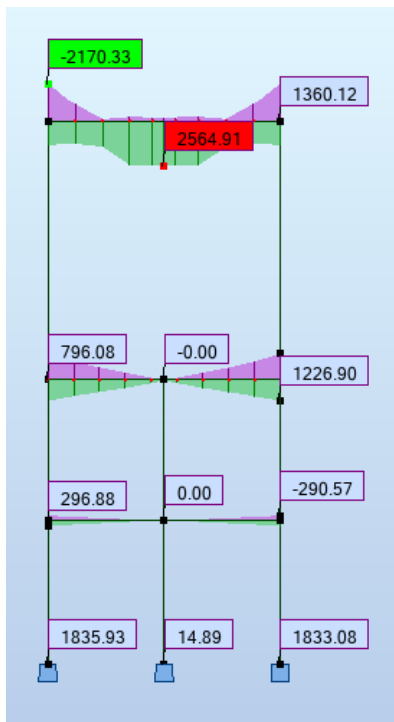
Figura 8.46 - Esforços de cálculo no alçado lateral direito da estrutura de betão



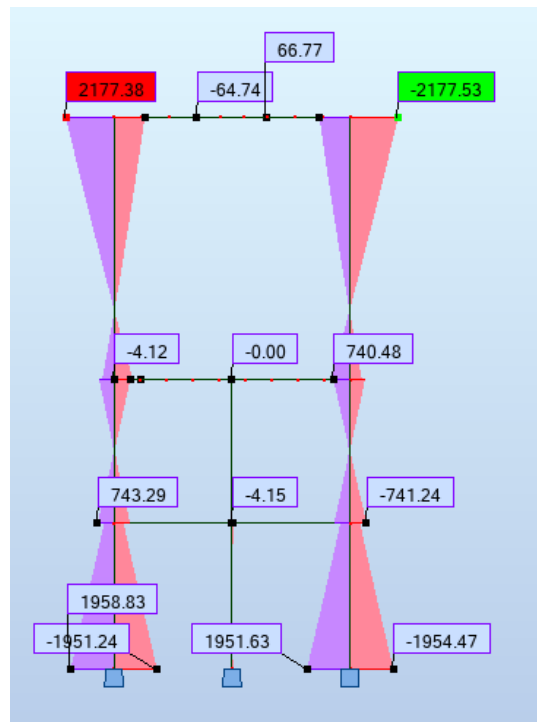
Esforços Axiais N [kN]



Esforços Transversos V [kN]

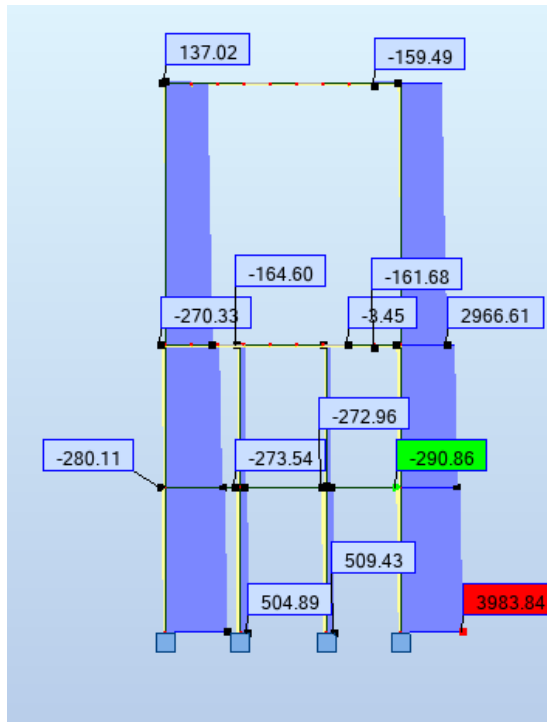


Momentos Fletores My [kN.m]

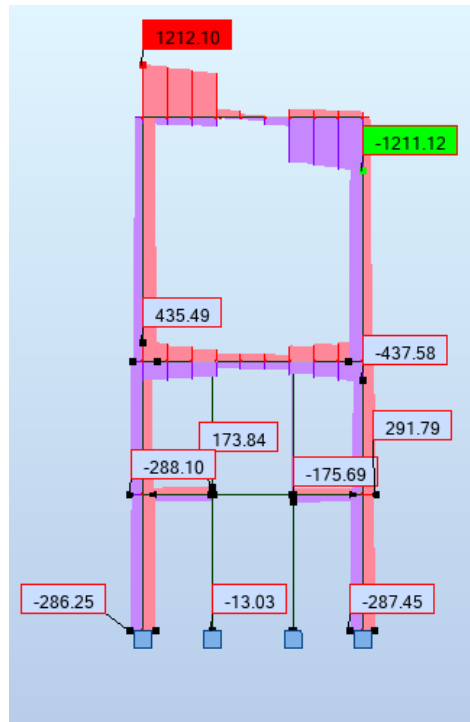


Momentos Fletores Mz [kN.m]

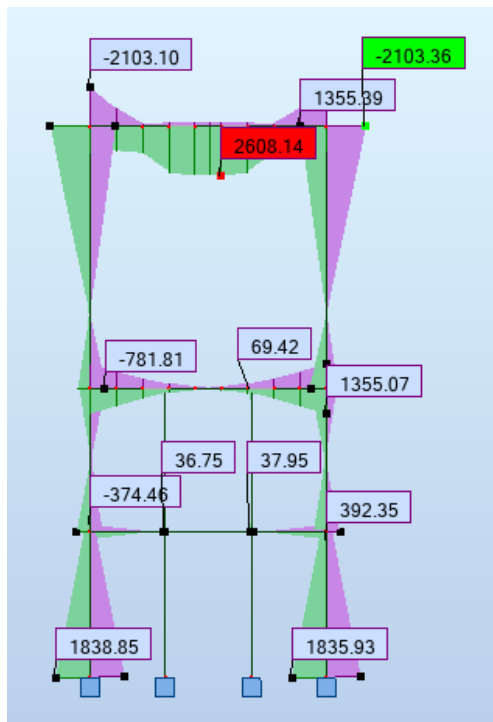
Figura 8.47 - Esforços de cálculo no alçado lateral esquerdo da estrutura de betão



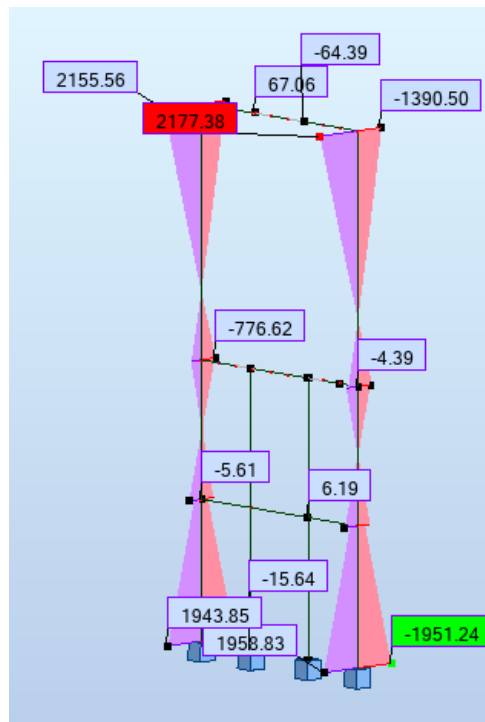
Esforços Axiais N [kN]



Esforços Transversos V [kN]

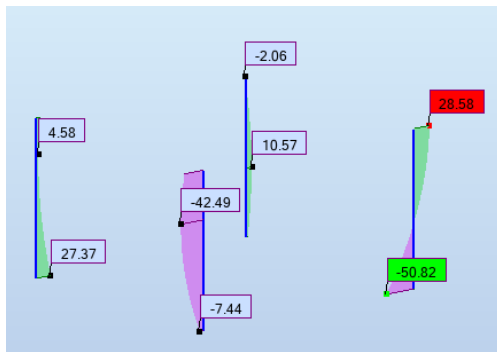


Momentos Fletores M_y [kN.m]

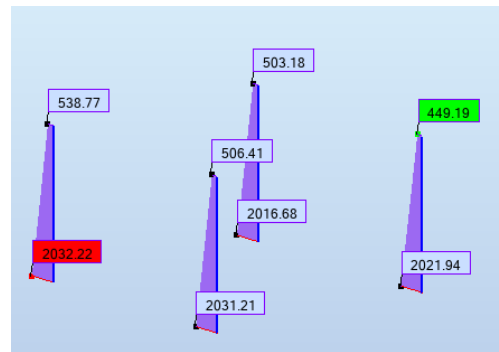


Momentos Fletores M_z [kN.m]

Figura 8.48 - Esforços de cálculo no alçado tardo da estrutura de betão



Momentos Flectores My [kN.m]



Momentos Flectores Mz [kN.m]

Figura 8.50 - Esforços de cálculo no troço 1 dos pilares 1,0 m x 1,0 m (Comb. ULS/20)

Os resultados obtidos para as armaduras de flexão e esforço transversal constam Figura 8.51 e Figura 8.52.

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

troço1Pilar1x1

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Secção

Materiais Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria

b (m): 1.0 h (m): 1.0 c_{mec} (cm): 4.5

Distribuição das Armaduras

Nº de varões pretendidos para cada face: b = 8 h = 8

Esforços

Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN): -104.68 My (kN.m): 28.58 Vy (kN): 292.89
T (kN.m): 0 Mz (kN.m): 2032.92 Vz (kN): 0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada Esforço Transverso Torção

x (m): 0.161 As b (cm²): 31.3 As óptimo p/varão: 3.91 (cm²)
α (°): 0.6 As h (cm²): 23.48 Diam. adoptado: 25 (mm)
Eficiência da solução: 79.72 (%)

Porcentagem de armadura na secção: 1.37 (%)

(Valores obtidos usando o diagrama de tensões parábola-rectângulo)

As Dimensionar Alternar visualização

Cálculo de seções de betão armado segundo o Eurocódigo 2 Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

Figura 8.51 - Dimensionamento das Armaduras de Flexão para o troço 1 dos pilares 1,0 m x 1,0 m

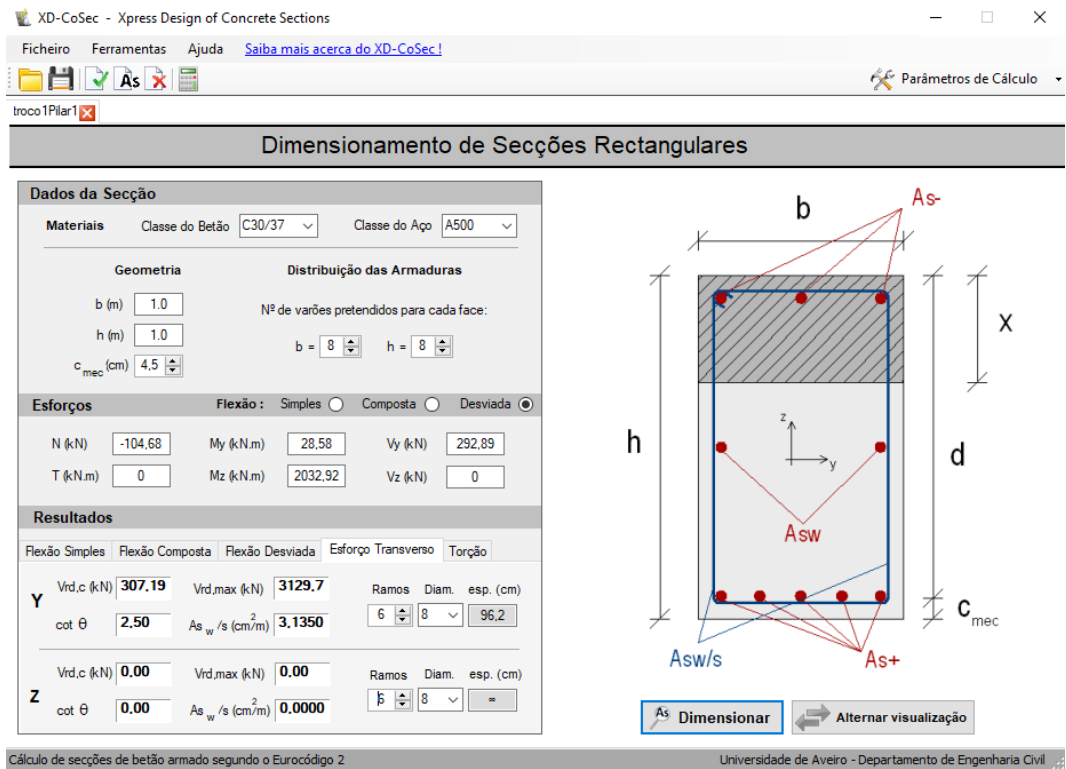


Figura 8.52 - Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso para o troço 1 dos pilares 1,0 m x 1,0 m

As armaduras necessárias são as seguintes:

- Varões longitudinais - 28 Ø 25 ($A_{s,min}=14,4 \text{ cm}^2$; $A_s=137,5 \text{ cm}^2$; $A_{s,max}=400 \text{ cm}^2$)
- Armaduras transversais - 6 ramos de Ø 8 // 0,20 ($S_{cl,tmax} = 0,3 \text{ m}$)

8.3.1.2 Troço 2

Os pilares do segundo troço com a seção 1,0 m x 1,0 m estão referenciados na Figura 8.53.

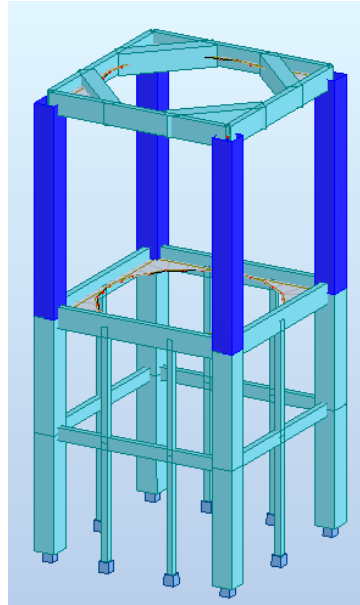


Figura 8.53 - Pilares 1,0 m x 1,0 m do 2º troço

Na Figura 8.54 é possível ver os esforços de cálculo para a combinação condicionante ULS/16.

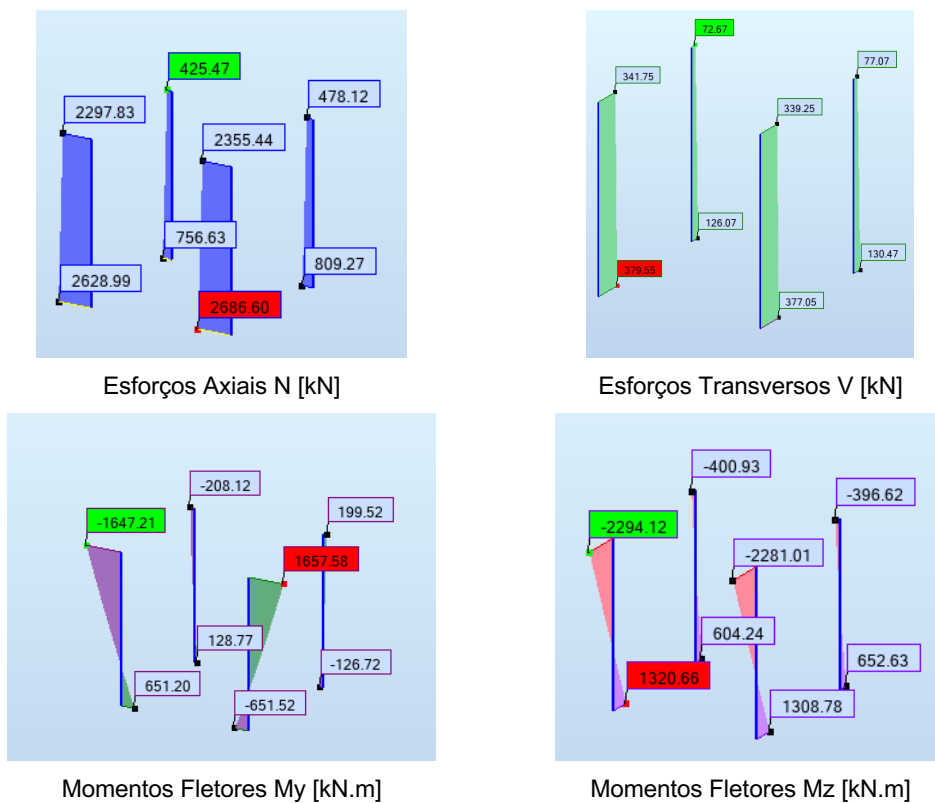


Figura 8.54 - Esforços de cálculo no troço 2 dos pilares 1,0 m x 1,0 m (Comb. ULS/16)

Na Figura 8.55 e na Figura 8.56 indicam-se as armaduras calculadas recorrendo ao software “XD-CoSec”.

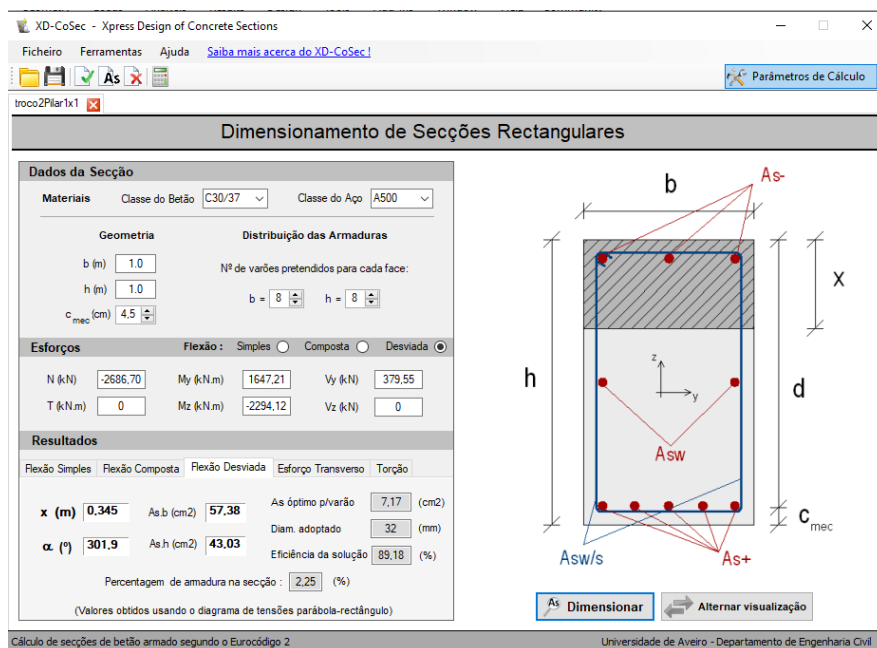


Figura 8.55 - Dimensionamento das Armaduras de Flexão para o troço 2 dos pilares 1,0 m x 1,0 m

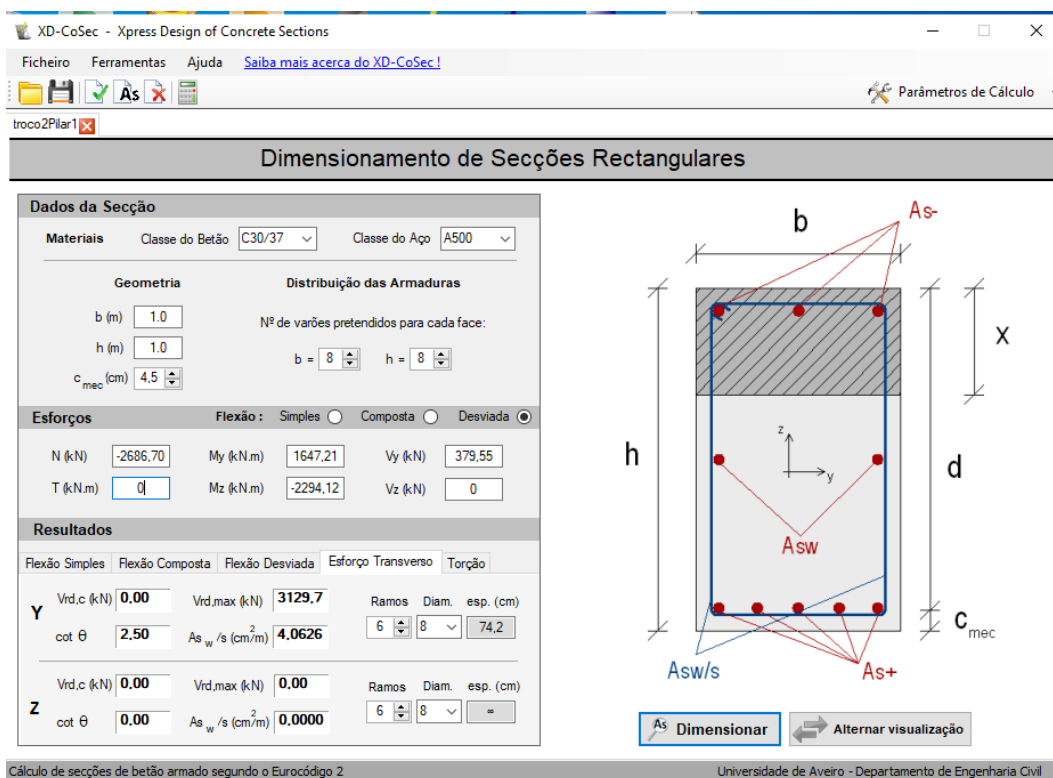


Figura 8.56 - Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso para o troço 2 dos pilares 1,0 m x 1,0 m

As armaduras calculadas são as seguintes:

- Varões longitudinais - 28 \emptyset 32 ($A_{s,min}=14,4 \text{ cm}^2$; $A_s=225,1 \text{ cm}^2$; $A_{s,max}=400 \text{ cm}^2$)
- Armaduras transversais - 6 ramos de \emptyset 8 // 0,20 ($S_{cl,tmax} = 0,3 \text{ m}$)

8.3.2 Vigas principais 2º piso (1,5 x 0,8)

A combinação mais desfavorável para estas vigas é a combinação envolvente dos estados limites últimos, ULS.

As vigas principais do 2º piso estão indicadas na Figura 8.57, assim como os diagramas de esforços transverso e momentos fletores na Figura 8.58 e na Figura 8.59.

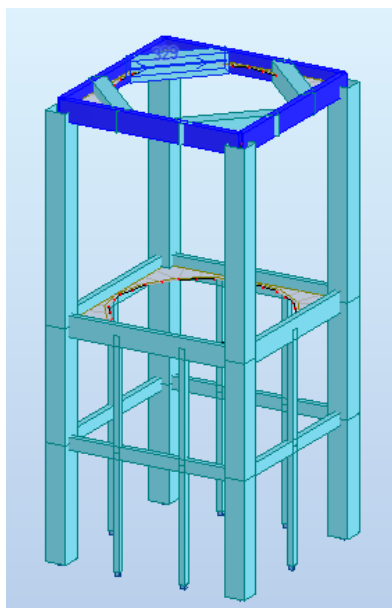


Figura 8.57 - Vigas principais 2º piso - 1,5 m x 0,8 m

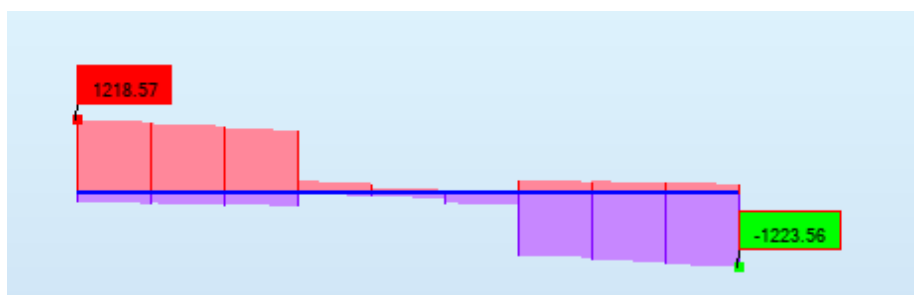


Figura 8.58 - Diagrama envolvente de Esforços Transversos - Barra N° 157

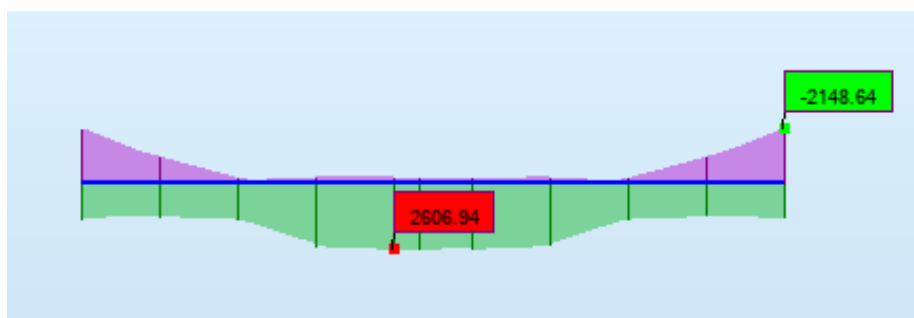


Figura 8.59 - Diagrama envolvente de Momentos Fletores - Barra N° 157

8.3.2.1 Seção dos apoios

As armaduras de flexão e de esforço transversal calculadas nas folhas dos resultados do software, constam na Figura 8.60 e Figura 8.61.

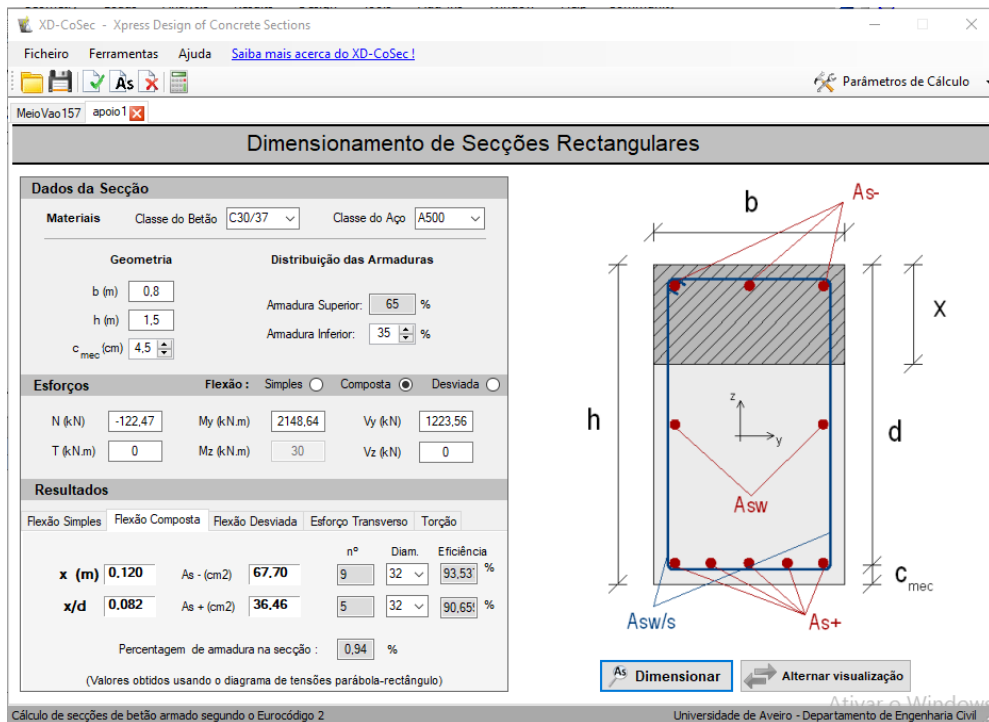


Figura 8.60 - Dimensionamento das Armaduras de Flexão para as vigas 1,5 m x 0,8 m – Seção de Apoio

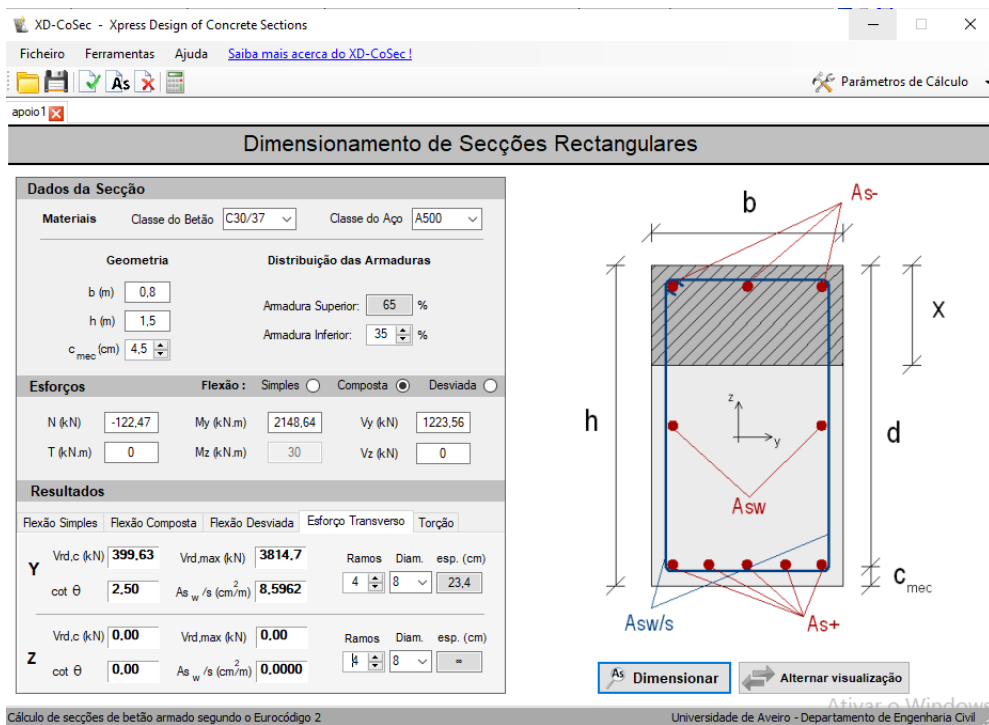


Figura 8.61 - Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso para os vigas 1,5 m x 0,8 m – Seção de Apoio

Para a seção dos apoios, as armaduras são:

- Varões longitudinais - 14 \emptyset 32 ($A_{s,min}=17,6 \text{ cm}^2$; $A_s=112,6 \text{ cm}^2$; $A_{s,max}=480 \text{ cm}^2$)
- Armaduras transversais - 4 ramos de \emptyset 8 // 0,20 ($s_{l,max}=0,716 \text{ m}$ $s_{t,max}=0,6 \text{ m}$)

8.3.2.2 Seção de meio vão

Os resultados de cálculo constam nas Figura 8.62 e Figura 8.63

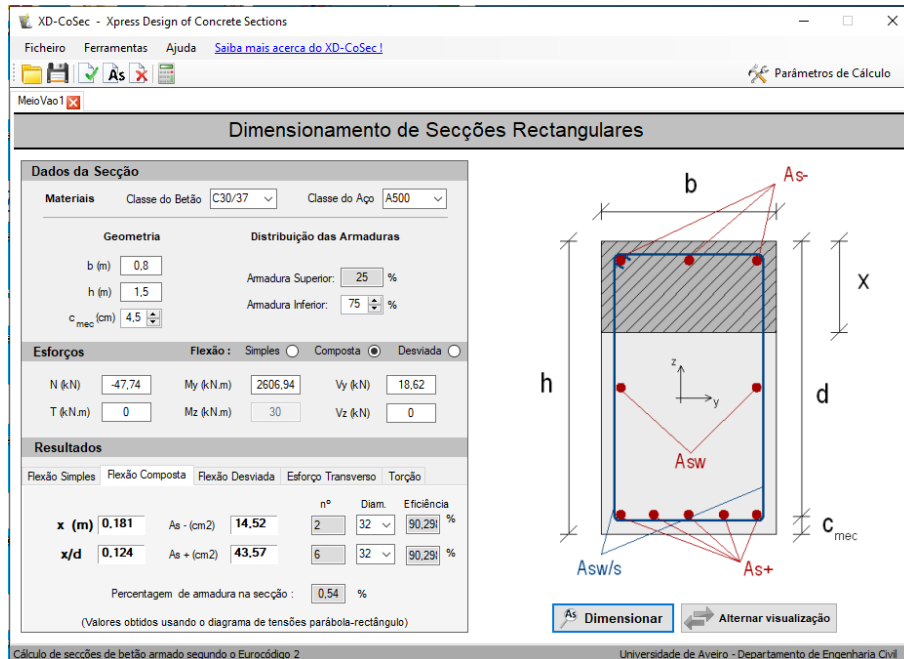


Figura 8.62 - Dimensionamento das Armaduras de Flexão para as vigas 1,5 x 0,8 – Seção de Meio Vão

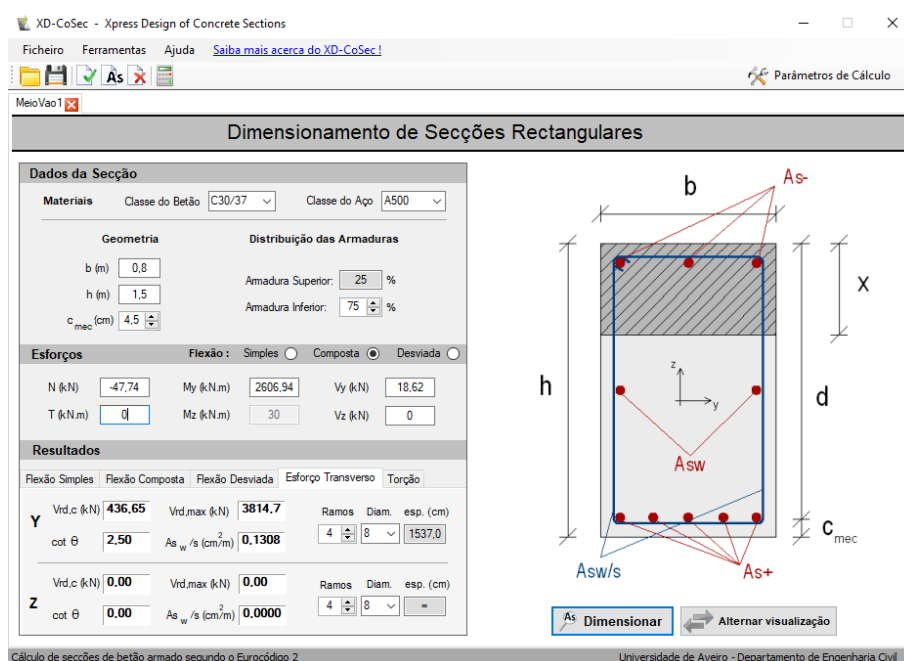


Figura 8.63 - Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso para os vigas 1,5 x 0,8 – Seção de Meio Vão

Para a seção de meio vão, as armaduras são:

- Varões longitudinais – 8 Ø 32 ($A_{s,min}=17,6 \text{ cm}^2$; $A_s=64,32\text{cm}^2$; $A_{s,max}=480 \text{ cm}^2$)
- Armaduras transversais - 4 ramos de Ø 8 // 0,20 ($s_{l,max}=0,716 \text{ m}$ $s_{t,max}=0,6 \text{ m}$)

8.3.3 Ensoleiramento geral

8.3.3.1 Rotura do solo de fundação

Na verificação da segurança da rotura do solo de fundação utilizou-se a Abordagem de Cálculo 1, combinação 2. Os parâmetros de cálculo utilizados encontram-se no Quadro 8.11.

Quadro 8.11 - Parâmetros de cálculo para a rotura do solo de fundação

Parâmetros resistentes de cálculo	
ϕ'_d	25 [°]
c'_d	10 [°]
γ	18 [kN/m ³]
Carga vertical e inclinação	
V'_d	13535,2 [kN]
θ	0 [°]
Carga Horizontal	
R'_d	2348 [kN]
Coeficientes de capacidade resistente	
N_q	10,7 [adm]
N_c	20,7 [adm]
N_γ	9,0 [adm]
Fatores corretivos da inclinação da base da sapata	
b_q	1 [adm]
b_c	1 [adm]
b_γ	1 [adm]
Fatores corretivos da forma da sapata	
s_q	1,4 [adm]
s_γ	0,7 [adm]
s_c	1,5 [adm]
Fatores corretivos da inclinação da carga	
i_q	0,8 [adm]
i_c	0,8 [adm]
i_γ	0,7 [adm]
Capacidade resistente do solo de fundação e verificação da segurança	
q'_{rd}	827 [kN/m ²]
R'_d	100104 [kN]
V'_d	13535 [kN]
	$R_d \geq V'_d$

8.3.3.2 Derrubamento

Os elementos de cálculo referentes ao derrubamento estão resumidos no Quadro 8.12.

Quadro 8.12 - Parâmetros de cálculo do derrubamento

Derrubamento	
V_d	13535 [kN]
Braço	5,5 [m]
H_d	2348 [kN]
Braço	1 [m]
Momento estabilizador	74444 [kN.m]
Momento instabilizador	2348 [kN.m]
$M_{est} / M_{inst} \geq$ 1,5	31,7 [adm]
Verifica	

8.3.3.3 Deslizamento

A verificação da segurança ao deslizamento está indicada no Quadro 8.13.

Quadro 8.13 - Parâmetros de cálculo do deslizamento

Deslizamento	
H_d	2348 [kN]
R_{Hd}	6312 [kN]
$V'R_d > V'd$	

8.3.3.4 Flexão

Tensão no terreno

A determinação da tensão no terreno foi feita com base nos esforços da torre considerando uma sapata rígida quadrada com a geometria de 11,0 m x 11,0 m x 1,2 m.

O cálculo da tensão no terreno de fundação foi realizada com base nos ábacos para seções retangulares de flexão desviada com esforço axial de [15].

Os resultados contam do Quadro 8.14.

Quadro 8.14 - Tensão no terreno

	N [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	a [m]	b [m]	η _x [adm]	η _y [adm]	λ [adm]	σ _{solo} [MPa]	σ _{adm} [MPa]
Comb 1	13484,0	40,3	214,2	11	11	0,00	0,00	1	0,10	0,23
Comb 2	13476,0	871,1	-16680,5	11	11	0,11	0,01	0,75	0,13	0,23
Comb 3	13491,9	-790,6	17109,0	11	11	0,12	0,01	0,75	0,13	0,23
Comb 4	13478,0	16964,1	-617,0	11	11	0,00	0,11	0,75	0,13	0,23
Comb 5	13490,0	-16883,4	1045,4	11	11	0,01	0,11	0,75	0,13	0,23
Comb 6	12619,9	1418,4	-28059,6	11	11	0,20	0,01	0,45	0,22	0,23
Comb 7	12646,4	-1351,1	28256,2	11	11	0,20	0,01	0,45	0,22	0,23
Comb 8	12623,1	28240,0	-1287,2	11	11	0,01	0,20	0,45	0,22	0,23
Comb 9	12643,1	-28172,6	1483,5	11	11	0,01	0,20	0,45	0,22	0,23
Comb 10	10639,9	849,0	-17067,4	11	11	0,15	0,01	0,67	0,12	0,23
Comb 11	10655,8	-812,8	16722,1	11	11	0,14	0,01	0,67	0,12	0,23
Comb 12	10641,9	16941,9	-1003,9	11	11	0,01	0,14	0,67	0,12	0,23
Comb 13	10653,9	-16905,6	658,5	11	11	0,01	0,14	0,67	0,12	0,23
Comb 14	10634,6	1402,9	-28330,5	11	11	0,24	0,01	0,375	0,22	0,23
Comb 15	10661,1	-1366,7	27985,3	11	11	0,24	0,01	0,375	0,22	0,23
Comb 16	10637,8	28224,5	-1558,1	11	11	0,01	0,24	0,375	0,22	0,23
Comb 17	10657,9	-28188,1	1212,7	11	11	0,01	0,24	0,375	0,22	0,23
Comb 18	10648,9	888,7	-1025,4	11	11	0,01	0,01	1	0,07	0,23
Comb 19	10647,8	274,9	-1363,5	11	11	0,01	0,00	1	0,07	0,23
Comb 20	10649,7	1210,2	84,1	11	11	0,00	0,01	1	0,07	0,23
Comb 21	10646,3	-835,8	-1042,6	11	11	0,01	0,01	1	0,07	0,23
Comb 22	10648,5	572,9	-716,1	11	11	0,01	0,00	1	0,07	0,23
Comb 23	10647,9	181,8	-931,5	11	11	0,01	0,00	1	0,07	0,23
Comb 24	10649,0	777,8	-9,1	11	11	0,00	0,01	1	0,07	0,23
Comb 25	10646,9	-526,0	-727,1	11	11	0,01	0,00	1	0,07	0,23

Em que:

N Esforço Axial;

M_x Momento fletor atuante segundo o eixo x-x;

M_y Momento fletor atuante segundo o eixo y-y;

a Comprimento do ensoleiramento

b Largura do ensoleiramento;

η_x Coeficiente entre a excentricidade segundo x e a correspondente comprimento;

η_y Coeficiente entre a excentricidade segundo y e a correspondente largura;

λ Coeficiente de correção da tensão;

σ_{solo} Tensão que a estrutura impõe ao solo;

σ_{adm} Tensão admissível.

Esforços na sapata com base nas tensões do terreno

Na Figura 8.64 e na Figura 8.65 indicam-se os resultados dos momentos fletores, M_y e M_z para os esforços mais condicionantes.

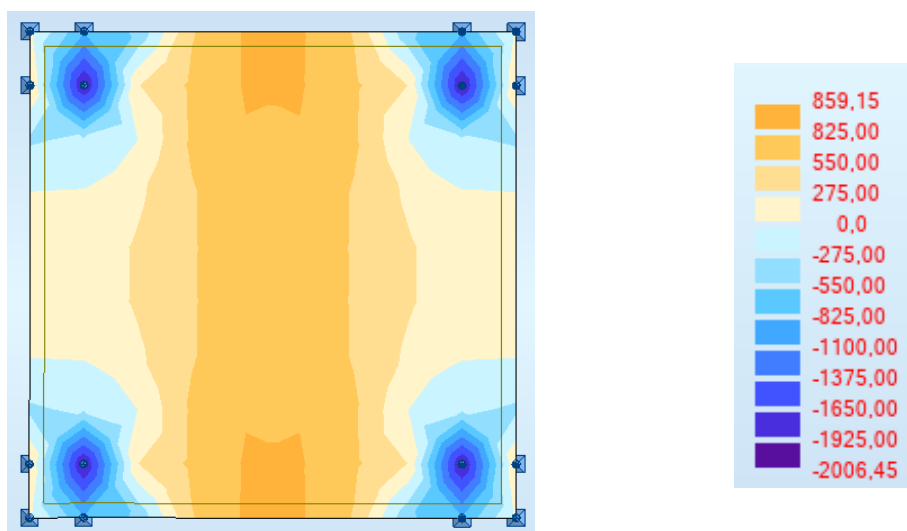


Figura 8.64 - Momento segundo x-x

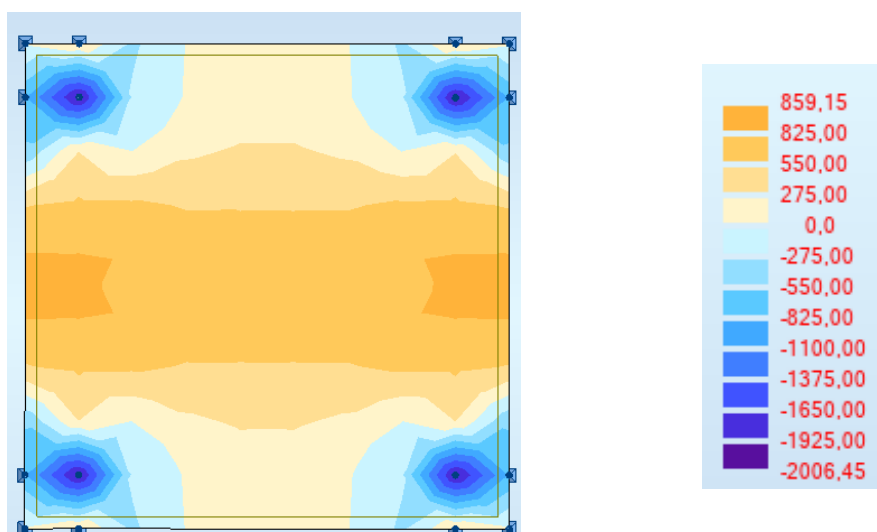


Figura 8.65 - Momento segundo y-y

Armaduras

Com base nas expressões de dimensionamento à flexão determinaram-se as armaduras. Os resultados constam no Quadro 8.15.

Quadro 8.15 - Armadura de flexão

M_x	M_y	b	d	μ_x	ω_x	As_x	μ_y	ω_y	As_y	As
[kN.m]	[kN.m]	[m]	[m]	[adm]	[adm]	[cm ² /m]	[adm]	[adm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
-825	-825	11	1,15	0,03	0,03	20,11	0,03	0,03	20,11	#16//0.1

8.4 Estados limites de utilização para a estrutura de betão armado

8.4.1 Controlo da fendilhação

De modo a garantir a segurança à fendilhação dos elementos de betão armado recorreu-se ao método indireto que impõe um espaçamento máximo entre varões longitudinais. No Quadro 8.16 estão indicados os espaçamentos entre varões, e no Quadro 8.17 as armaduras de fendilhação.

Quadro 8.16 - Espaçamento entre armaduras de flexão

Elemento	Espaçamento [m]	Espaçamento máximo [m]
Pilares 1,0 m x 1,0 m - troço 1	0,09	0,15
Pilares 1,0 m x 1,0 m - troço 2	0,09	
Pilares 0,35 m x 0,35 m	0,10	
Vigas principais 2º piso - Apoio	0,07	
Vigas principais 2º piso - Meio vão	0,07	
Vigas secundárias 2º piso - Apoio	0,15	
Vigas secundárias 2º piso - Meio vão	0,15	
Vigas principais 1º piso - Apoio	0,04	
Vigas principais 1º piso - Meio vão	0,15	
Vigas 0,60 m x 0,30 m 2º piso - Apoio	0,07	
Vigas 0,60 m x 0,30 m - Meio vão	0,15	

Quadro 8.17 - Armaduras de fendilhação

Elemento	K [adm]	$f_{ct,eff}$ [Mpa]	k_c [adm]	A_{ct} [cm ²]	σ_s [Mpa]	$A_{s,min}$ [cm ²]
Pilares 1,0 m x 1,0 m - troço 1	0,65	2,90	1,00	1610	280,00	10,84
Pilares 1,0 m x 1,0 m - troço 2	0,65	2,90	1,00	3450	280,00	23,23
Pilares 0,35 m x 0,35 m	0,97	2,90	1,00	58	280,00	0,58
Vigas principais 2º piso - Apoio	0,97	2,90	1,00	1968	280,00	19,67
Vigas principais 2º piso - Meio vão	0,65	2,90	1,00	657	280,00	4,42
Vigas secundárias 2º piso - Apoio	0,65	2,90	1,00	203	280,00	1,36
Vigas secundárias 2º piso - Meio vão	0,65	2,90	1,00	945	280,00	6,36
Vigas principais 1º piso - Apoio	0,65	2,90	1,00	450	280,00	3,03
Vigas principais 1º piso - Meio vão	0,65	2,90	1,00	132	280,00	0,89
Vigas 0,60 m x 0,30 m 2º piso - Apoio	0,79	2,90	1,00	176	280,00	1,44
Vigas 0,60 m x 0,30 m - Meio vão	0,79	2,90	1,00	27	280,00	0,22

8.4.2 Controlo da deformação

Os valores máximos de deformação foram verificados de acordo com as imposições do [5] a curto e a longo prazo, conduzindo parâmetros dentro dos valores admissíveis.

9 Conclusão / Desenvolvimentos Futuros

Em primeiro lugar garantiu-se a segurança da estrutura.

Verificou-se de um modo geral que neste projeto, tanto para os elementos em betão armado como para os elementos metálicos, que a combinação condicionante tem como a ação variável base o vento.

De referir que algumas barras metálicas se encontram sobredimensionadas, justificando-se esta opção, de modo a facilitar a ligação entre nós e o recurso a um número limitado de seções.

Este projeto permitiu o aprofundamento do conhecimento dos eurocódigos estruturais, incluindo algumas partes que não foram lecionadas do decorrer do curso, como o EC1, parte 4.

Para o cálculo da estrutura recorreu-se ao programa de cálculo automático “Robot Structural Analysis”, tendo sempre comparado os resultados recorrendo a outros softwares bem como a Folhas de Cálculo realizadas no Excel concebidas para este projeto em particular.

A utilização de softwares de cálculo automático é muito importantes sendo, porém, necessário analisar com máximo cuidado os resultados obtidos.

A realização deste projeto foi bastante importante para a consolidação dos conhecimentos adquiridos durante a realização da licenciatura e mestrado no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), bem como para adquirir novas valências específicas ligadas ao cálculo de estruturas metálicas e de betão armado.

Consistirá um desenvolvimento futuro a abordagem de alguns desafios adicionais tais como:

- Análise de 2ª ordem com recurso a análises não lineares.
- Aprofundamento de softwares como o “Revit”, “Advance Steel”
- Implementação da metodologia BIM.
- Análise de fadiga.
- Dimensionamento de seções de aço leve e placas com recurso às partes 1-3 e 1-5 do EC3 (Silos e Tanques).
- Aprofundar os conhecimentos relativos ao dimensionamento sísmico em estruturas metálicas, bem como as disposições construtivas relativas aos nós de ligação em estruturas de nós articulados para este tipo de estruturas

Em resumo, considerou-se que este trabalho final de mestrado foi um desafio muito interessante, sendo que as competências adquiridas servirão certamente para abordar em futuros trabalhos profissionais com grande confiança.

Referências bibliográficas

- [1] “NP EN 1990,” Eurocódigo 0 - Bases para projeto, Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [2] “NP EN 1991-1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios,” Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [3] “NP EN 1991-1-4: Ações gerais - Ação do vento,” Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [4] “NP EN 1991-1-5: Ações gerais - Ações térmicas,” Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [5] “NP EN 1992-1-1 2010: Regras gerais e regras para edifícios,” Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão, Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [6] “NP EN 1993-1-1: Regras gerais e regras para edifícios,” Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço, Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [7] “NP EN 1997-1: Regras gerais,” Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico, 2010.
- [8] “NP EN 1998-1 2010: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios,” Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [9] “345P+RQ - Google Maps.” [Online]. Available: <https://www.google.com/maps/place/8CGH345P%2BRQ/@40.2697536,-10.8908983,1284451m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x0:0x0!8m2!3d40.0595625!4d-8.8630625>. [Accessed: 29-Jul-2021].
- [10] F. Miguel and A. Lucas, “Dimensionamento de uma Estrutura Metálica de suporte de uma Tela Transportadora de Biomassa,” Instituto Superior de Engenharia Lisboa (ISEL), 2017.
- [11] E. Caetano, “Análise global de estruturas - Slides de apoio às aulas,” Porto, 2010.
- [12] “NCCI : Elastic critical moment for lateral torsional buckling,” 2008.
- [13] “NP EN 1993-1-1: Regras gerais e regras para edifícios,” Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço, 2003.
- [14] J. D’arga e Lima, V. Monteiro, and M. Mun, *Betão Armado - Esforços normais e de flexão*. .
- [15] J. Montoya, *Hormigon Armado*, 1ª ed. Gustavo Gili, 2010.

Anexos

Índice

Anexo 1	1
Anexo 2	7
Anexo 3	15
Anexo 4	25
Anexo 5	79
Anexo 6	95
Anexo 7	101

Anexo 1

Folha de Cálculo Tipo Excel de dimensionamento de seções/ elementos realizada para este trabalho final de mestrado.

Campo 1 – Critérios gerais (Seções, Classe, Comprimentos de Encurvadura, Tipo de Carregamento, Condições de Ligação dos elementos ao exterior) **Campo 2** – Características geométricas das Secções/ Elementos, Tipo de Aço, Coeficientes Parciais de Segurança.^(*)

Tipo de Perfil	HEB
Altura do perfil	100
Tipo de aço	S 235
Classe da Alma	1
Classe do banzo	1
Comp. Elemento [m]	1
Nº do elemento	394
Furos de ligação? Categoria C?	Não, Não
(sec.esquerda) $A_{parafusos}$ [cm]	0
(sec.Meio vão) $A_{parafusos}$ [cm]	0
(sec.Direita) $A_{parafusos}$ [cm]	0
Coluna	
Comprimento de encurvadura $L_{Cr,y}$	1
Comprimento de encurvadura $L_{Cr,z}$	2
Comprimento de encurvadura $L_{Cr,T}$	2
Vigas	
Condições de apoio na viga de carregada	Viga bi-encastrada
Tipo de carregamento	Carga uniforme distribuída
Rotação livre em z-z (Secção à esquerda)	Sim
Rotação livre em z-z (Secção à direita)	Sim
Empenamento livre em z-z (Secção à esquerda)	Sim
Empenamento livre em z-z (Secção à direita)	Sim
Ponto de aplicação da carga	Centro de Gravidade
Usar Ltbeam	Sim
Valor Ltbeam	414,46
Colunas-Vigas	
Carregamento YY	Carga Concentrada
Diagrama de momentos YY	Linear
Carregamento ZZ	Carga Concentrada
Diagrama de momentos ZZ	Linear
Elemento suscetível a deformação por torção?	Sim

Colunas a preencher

Perfil a utilizar	HEB 100 -		
Classe do aço	S 235 -		
f_y	235 [N/mm ²]	quadro 3.1	Tensão de cedência
f_u	360 [N/mm ²]	quadro 3.2	Tensão última à tração
E	210000 [N/mm ²]	3.2.6 (1)	Módulo de elasticidade
G	81000 [N/mm ²]	3.2.6 (1)	Módulo de distorção
ν	0,3 -	3.2.6 (1)	Coefficiente de poisson em regime elástico
h	100 mm	Tabelas	Altura do perfil
b	100 mm	Tabelas	Base do perfil
tw	6 mm	Tabelas	Espessura da alma
tf	10 mm	Tabelas	Espessura do banzo
r	12,0 mm	Tabelas	Raio da ligação da alma dos banzos
A	26,0 cm ²	Tabelas	Área
hi	80 mm	Tabelas	altura da alma com raios
d	56 mm	Tabelas	altura da alma com raios
I _{yy}	449,5 cm ⁴	Tabelas	Inercia segundo o eixo y
I _y	4,16 cm	Tabelas	Raio de giração em torno de y
I _{zz}	167,3 cm ⁴	Tabelas	Inercia segundo o eixo z
I _z	2,53 cm	Tabelas	Raio de giração em torno de z
W _{pl,y}	104,2 cm ³	Tabelas	Módulo de flexão plástico
w _{pl,z}	51,42 cm ³	Tabelas	Módulo de flexão plástico
W _{el,y}	89,91 cm ³	Tabelas	Módulo de flexão elástico
W _{el,z}	33,45 cm ³	Tabelas	Módulo de flexão elástico
I _t	9,25 cm ⁴	Tabelas	Inércia de torção
I _w x10 ³	3,38 cm ⁶	Tabelas	
ϵ	1,000	Quadro 5.2	
γ_{M0}	1,000	6.1 Nota 2B	Coef parcial de segurança para a resistência de secções de qualquer classe
γ_{M1}	1,000	6.1 Nota 2B	Coef. Parcial de segurança para resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura
γ_{M2}	1,250	6.1 Nota 2B	Coef. Parcial de segurança para resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de lig

^(*) Valores obtidos de forma automática com base nas informações substituídas no campo 1.

Campo 3 – Esforços atuantes de cálculo para a Combinação condicionante

	N _{Ed} [kN]	V _{y,Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kN.m]	M _{z,Ed} [kN.m]	M _{y,Ed,maz} [kN.m]
Secção Esquerda (se)	-29,18	-14,55	-5,81	0,02	0	2,19
Secção Meio vão (smv)	-29,18	-14,55	-5,81	2,19	28,05	
Secção Direita (sd)	-29,18	-14,55	-5,81	0,02	0	

Campo 4 - Dimensionamento de seções com base nos esforços substituídos no Campo 3 para os seguintes esforços:

- Tração
- Compressão
- Flexão
- Esforço transverso
- Flexão com esforço transverso
- Flexão composta
- Flexão composta com esforço transverso
- Flexão desviada

O dimensionamento é realizado com base nos esforços do campo 3 para os seguintes elementos:

- Coluna
- Vigas
- Colunas-viga

Compressão (cl.6.2.4)		
	$N_{c,Rd}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{c,Rd} \leq 1$
se	611,00	0,00
smv	611	0,00
sd	611	0,00

Flexão (cl.6.2.5)				
	$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$ [kN.m]	$M_{Ed}/M_{c,y,Rd} \leq 1$	$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$ [kN.m]	$M_{Ed}/M_{c,z,Rd} \leq 1$
se	24,49	0,07	12,08	0,03
smv	24,49	0,07	12,08	0,03
sd	24,49	0,07	12,08	0,03

Esforço Transverso (cl.6.2.6)				
Classe 1 e 2				
	$V_{pl,y,Rd}$ [kN.m]	$V_{Ed}/V_{c,y,Rd} \leq 1$	$V_{pl,z,Rd}$ [kN.m]	$V_{Ed}/V_{c,z,Rd} \leq 1$
se	271,35	0,01	122,11	0,13
smv	271,35	0,01	122,11	0,13
sd	271,35	0,01	122,11	0,13
Classe 3 e 4				
	$\tau_{xy,Ed}$ [MPa]	$\tau/(f_y (3^{1/2} \times \gamma_{M0})) \leq 1$	$\tau_{xz,Ed}$ [MPa]	$V_{Ed}/V_{c,z,Rd} \leq 1$
se	-	-	-	-
smv	-	-	-	-
sd	-	-	-	-
Verificação da resistência à encurvadura por esforço transverso				
Desprezar				

se – Seção à esquerda

smv -Seção de meio vão

sd – Seção à direita

Flexão com esforço transverso (cl. 6.2.8)				
Classe 1 e 2 (My + Vz)				
Influência do esforço transverso no cálculo do momento resistente	ρ	$M_{y,V,Rd}$ [kN.m]	$M_{y,V,Rd}/M_{y,c,Rd} \leq 1$	
Desprezar	0	24,487	1,00	
Desprezar	0	24,487	1,00	
Desprezar	0	24,487	1,00	

Classe 1 e 2 (Mz + Vy)				
Influência do esforço transverso no cálculo do momento resistente	ρ	$M_{z,V,Rd}$ [kN.m]	$M_{z,V,Rd}/M_{z,c,Rd} \leq 1$	
Desprezar	0	12,0837	1,00	
Desprezar	0	12,0837	1,00	
Desprezar	0	12,0837	1,00	

Flexão composta desviada (cl. 6.2.9)					
Classe 1 e 2					
α	β	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha$	$[M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta \leq 1$	
2	1,00	0,01	0,03	0,03	
2	1,00	0,01	0,03	0,03	
2	1,00	0,01	0,03	0,03	

Flexão composta (cl. 6.2.9)						
Classe 1 e 2 (My + N)						
	$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$	$N_{Ed} \leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0}$	Reduzir momento por esforço normal?	n (Cl6.2.9.1(5))	a (Cl6.2.9.1(5))	$M_{N,y,Rd}/M_{y,E}$
se	Verifica	Verifica	Não	0,0019	0,2308	24,49
smv	Verifica	Verifica	Não	0,00	0,23	24,49
sd	Verifica	Verifica	Não	0,00	0,23	24,49

Classe 1 e 2 (Mz + N)				
	$N_{Ed} \leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0}$	Reduzir momento por esforço normal?	$M_{N,z,Rd}$	$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}$
se	Verifica	Não	12,08	0,03
smv	Verifica	Não	12,08	0,03
sd	Verifica	Não	12,08	0,03

Classe 3 (My + N)			Classe 3 (Mz + N)		
Tensão referente ao esforço axial N/A	Tensão referente ao momento $M_y/W_{el,y}$	$\sigma_{x,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$	Tensão referente ao esforço axial N/A	Tensão referente ao momento $M_z/W_{el,y}$	$\sigma_{x,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

Flexão composta desviada com esforço transverso (cl. 6.2.10)								
Classe 1 e 2								
$V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$	Reduzir momento por esforço transverso?	ρ_y	$M_{y,V,Rd}$ [kN.m]	ρ_z	$M_{z,V,Rd}$ [kN.m]	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha$	$[M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta \leq 1$
Verifica	Não	-	-	-	-	-	-	-
Verifica	Não	-	-	-	-	-	-	-
Verifica	Não	-	-	-	-	-	-	-

RESISTÊNCIA DOS ELEMENTOS COMPRIMIDOS À ENCURVADURA - COLUNAS (cl. 6.3.1)

Resistência à encurvadura por compressão Classe 1, 2 e 3 eixo y-y									N _{b,Rd} [kN]	N _{Ed} /min(N _{b,T,Rd} , N _{b,Rd}) ≤ 1	
L _{cr,y} [m]	N _{cr,y} [kN]	λ _y	Desprezar os efeitos de encurvadura? λ ≤ 0,2 ou N _{Ed} /N _{cr} ≤ 0,04	Curva de encurvadura	Factor de imperfeição α _y	φ _y	χ _y	N _{b,y,Rd} [kN]			
1	9316,41	0,26	Desprezar	b	0,34	0,54	0,98	598,80	389,43		
Classe 1, 2 e 3 eixo z-z											
L _{cr,z} [m]	N _{cr,z} [kN]	λ _z	Desprezar os efeitos de encurvadura? λ ≤ 0,2 ou N _{Ed} /N _{cr} ≤ 0,04	Curva de encurvadura	Factor de imperfeição α _z	φ _z	χ _z	N _{b,z,Rd} [kN]			
2	866,87	0,84	Desprezar	c	0,49	1,01	0,64	389,43			
Resistência à encurvadura por torção ou por torção-flexão (cl. 6.3.1.4)											
L _{cr,T} [m]	i _s ² [mm ²]	N _{cr,T} [kN]	β	N _{cr,TF} [kN]	N _{cr} [kN]	λ _T					
2	2370,65	3899,29	1,00	3899,29	3899,29	0,40					
Desprezar os efeitos de encurvadura? λ ≤ 0,2 ou N _{Ed} /N _{cr} ≤ 0,04											
Curva de encurvadura	Factor de imperfeição α _T	φ _T	χ _T	N _{b,T,Rd} [kN]	Modo de encurvadura condicionante						
Desprezar	c	0,49	0,63	0,90	549,60	Encurvadura por flexão em torno de z-z	0,00				

RESISTÊNCIA DOS ELEMENTOS FLETIDOS À ENCURVADURA - Vigas (cl. 6.3.2)

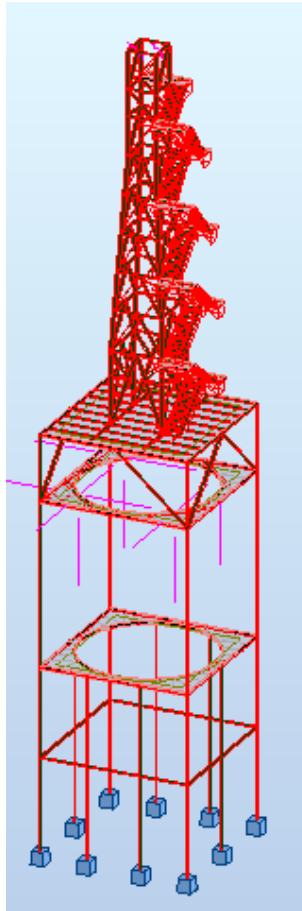
Resistência à encurvadura por flexão									
L _{cr} [m]	K	K _w	ψ	C ₁	C ₂	Z _g [mm]	M _{cr} [kN.m]	W _y [cm ³]	
2	1	1	1,00	1,29	1,562	0	414,46	104,2	
λ _{LT}	λ _{LT,0} (NA-6.3.2.3(1))	Desprezar os efeitos de encurvadura lateral? λ _{LT} ≤ λ _{LT,0} ou M _{Ed} /M _{cr} ≤ λ _{LT,0} ²	Curva de encurvadura (Quadro 6.4)	Factor de imperfeição α _{LT}	φ _{LT}	χ _{LT}	M _{b,Rd} [kN.m]	M _{Ed} /M _{b,Rd} ≤ 1	
0,24	0,2	Desprezar	a	0,21	0,53	0,99	24,25	0,08	

Resistência à encurvadura por flexão composta com compressão																					
Eixo de flexão y-y; Travamento na direção z-z; Coeficiente de momento C _{my}										Equação 6.61 ≤ 1	Eixo de flexão y-y; Travamento na direção y-y; Coeficiente de momento C _{mLT}										Equação 6.62 ≤ 1
M _{y,Ed} [kN.m]	M	ψM	M _h	ψM _h	M _s	ψ	α _s	α _h	C _{my}		M _{y,Ed} [kN.m]	M	ψM	M _h	ψM _h	M _s	ψ	α _s	α _h	C _{mLT}	
-1,82									1,00		-1,82									1,00	
-1,82	1,82	1,82	-	-	-	1	-	-			-1,82	1,82	1,82	-	-	-	1	-	-		
-1,82											-1,82										
Eixo de flexão z-z; Travamento na direção y-y; Coeficiente de momento C _{mz}										0,09	Factores de iteração				Verificação da cl 6.3.3(4)						0,11
M _{z,Ed} [kN.m]	M	ψM	M _h	ψM _h	M _s	ψ	α _s	α _h	C _{mz}		K _{yy}	K _{yz}	K _{zy}	K _{zz}	N _{Ed} /N _{b,y,Rd}	k _{yy} x M _{y,Ed} /M _{b,Rd}	k _{yz} x M _{z,Ed} /M _{z,Rd}	N _{Ed} /N _{b,z,Rd}	k _{zy} x M _{y,Ed} /M _{b,Rd}	k _{zz} x M _{z,Ed} /M _{z,Rd}	
-0,34									1,00		1,000	0,602	1,000	1,003	0,002	0,075	0,02	0,003	0,075	0,03	
-0,34	0,34	0,34	-	-	-	1	#VALOR!	-													
-0,34																					

Anexo 2

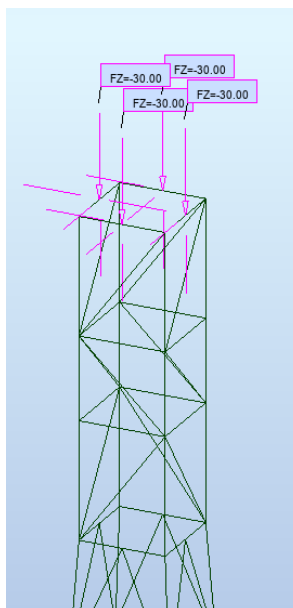
Ações

Peso próprio

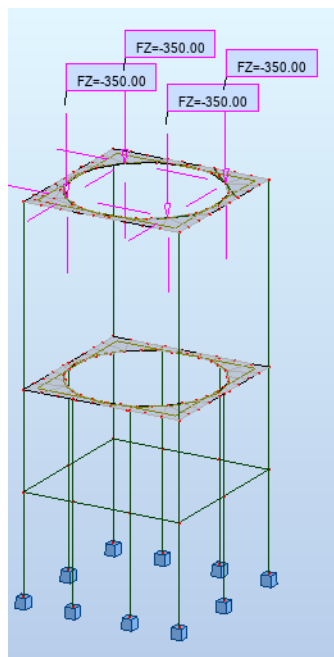


Ver Quadro 4.1

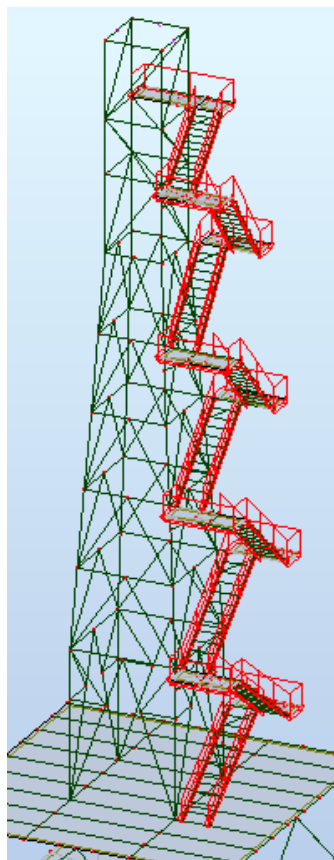
Equipamento de queima de gases



Equipamento de acumulação de poeiras

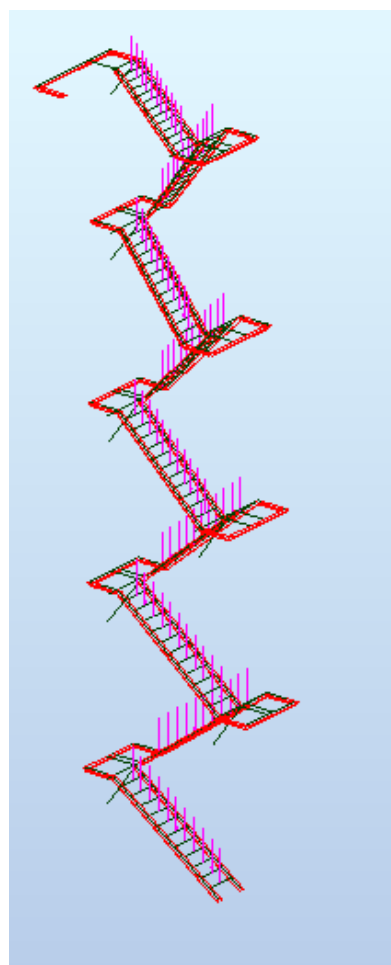
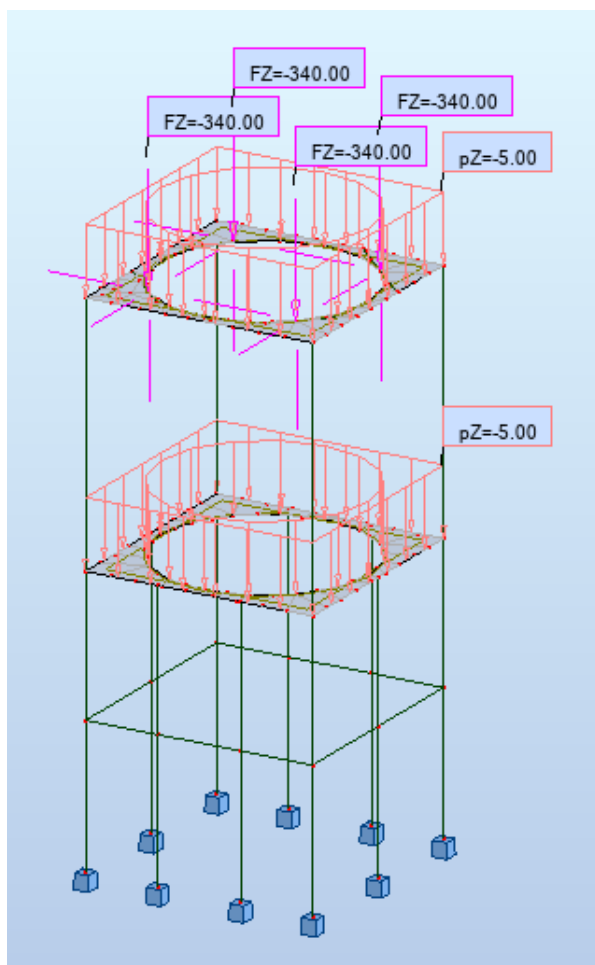


Guarda de segurança



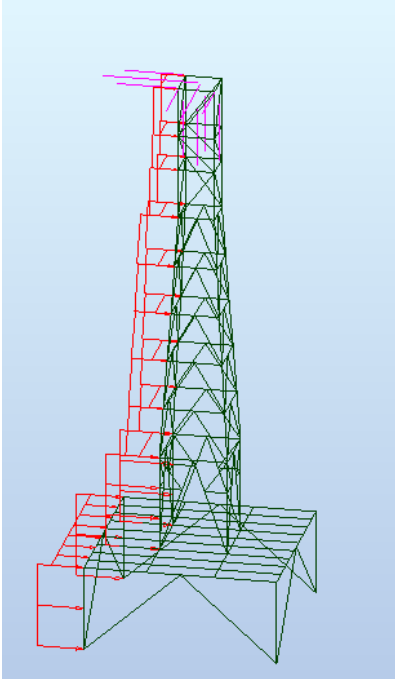
Ver Quadro 4.2

Sobrecarga

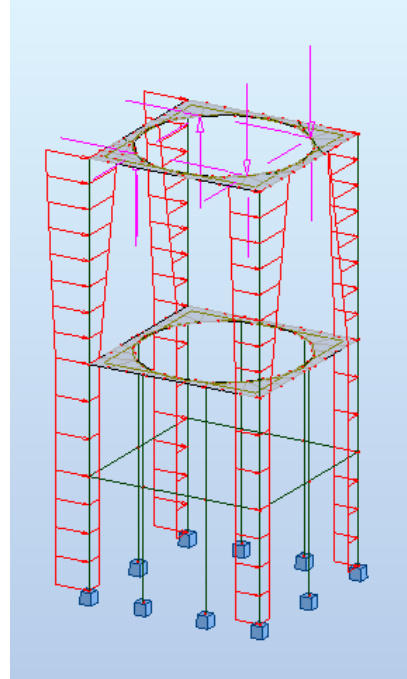


Ver Quadro 4.3

Vento

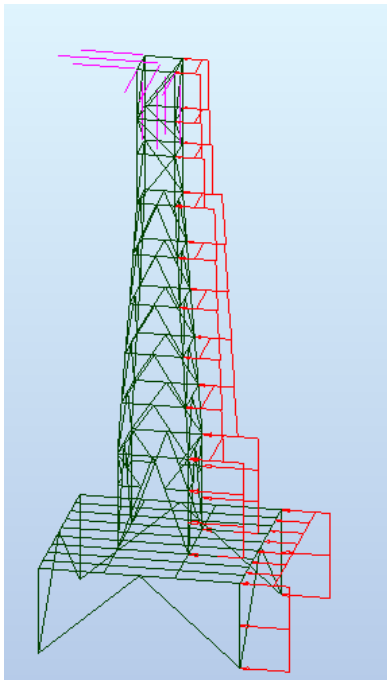


Ver Quadro 4.11 e Quadro 4.12

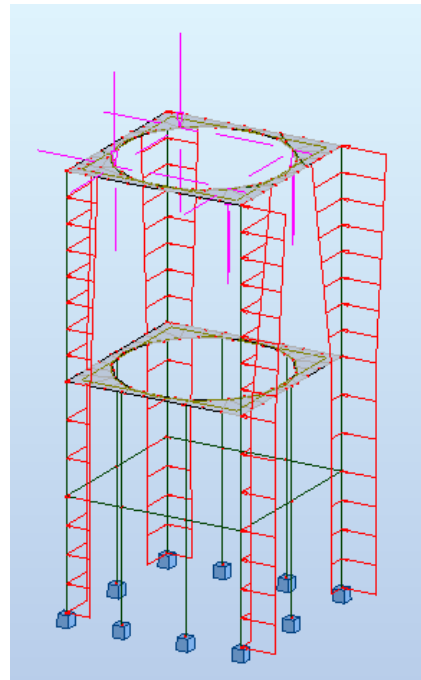


Ver Quadro 4.10

Vento X

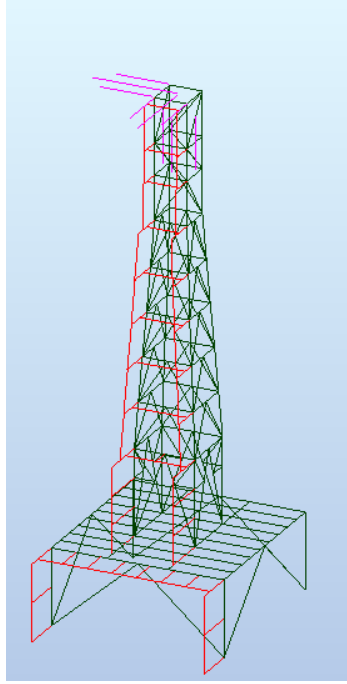


Ver Quadro 4.11 e Quadro 4.12

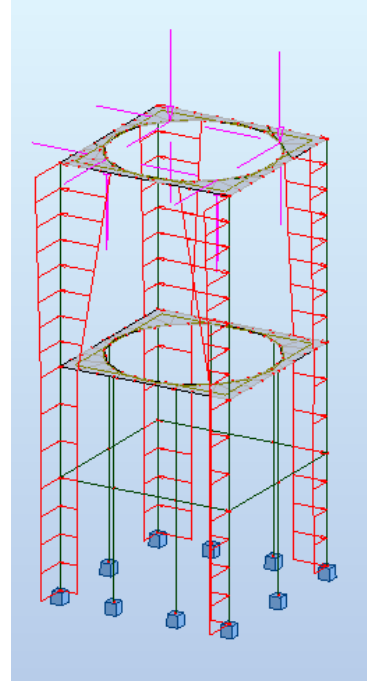


Ver Quadro 4.10

Vento XX

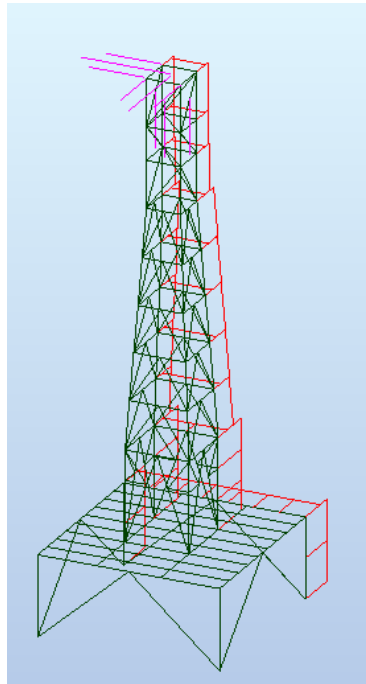


Ver Quadro 4.11 e Quadro 4.12

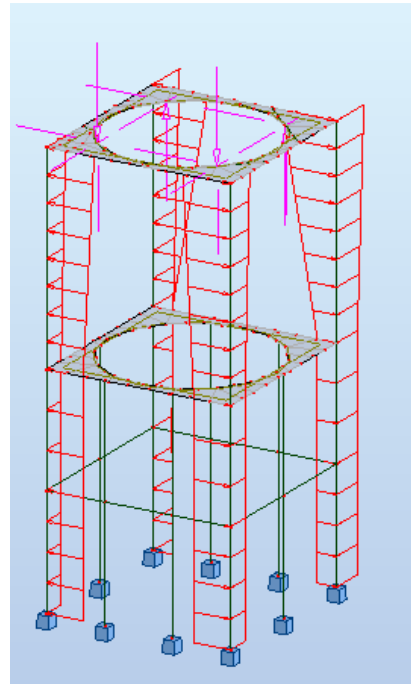


Ver Quadro 4.10

Vento Y



Ver Quadro 4.11 e Quadro 4.12



Ver Quadro 4.10

Vento YY

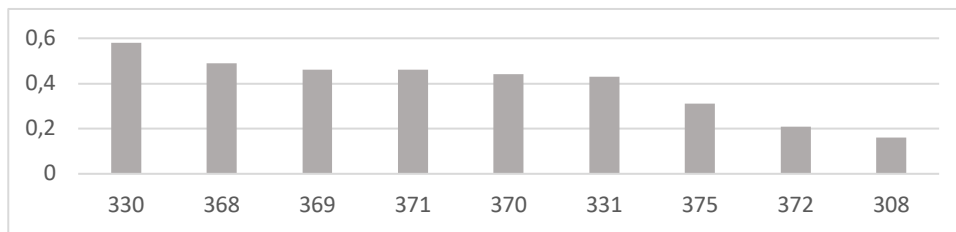
Anexo 3

Pré-dimensionamento da estrutura metálica

Escoras das consolas da escada

O pré-dimensionamento deste grupo apontava para perfis UNP 70. Como esta secção é “pouco comum” e acrescia o custo da estrutura, optou-se por um perfil superior. O rácio da secção mais solicitada encontra-se perto de 0,6, conforme se mostra na figura

Optou-se por perfis UNP 80.

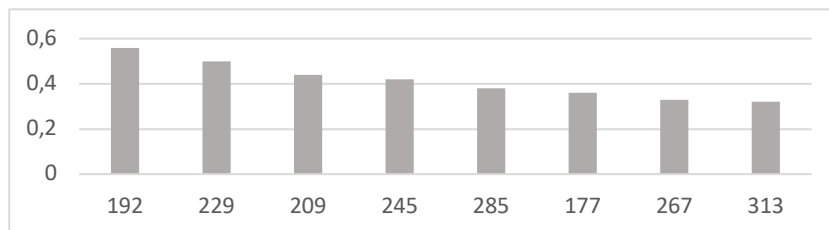


Rácios das escoras das consolas da escada (UNP 80)

Consolas da escada com escora a meio vão

Analizados os rácios das barras indicadas na figura, é possível apercebermo-nos que estas secções se encontram sobredimensionadas. Justifica-se esta escolha por ficarem ligadas, diretamente às pernas da escada (Grupo 19), às travessas da torre superior secundárias (grupo 5) bem como às travessas da torre inferior (grupo 9), com altura igual a 100 mm.

Optou-se por perfis HEB 100.



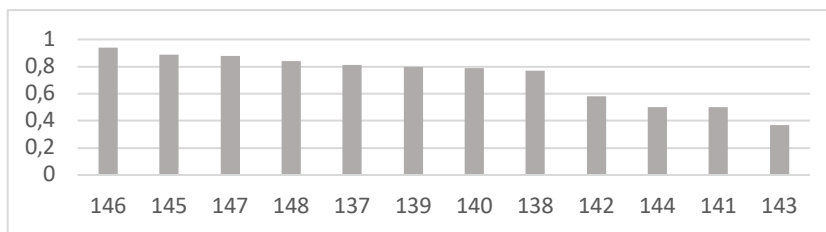
Rácio das consolas da escada com escora a meio vão (HEB 100)

Diagonais da torre superior

Para estas barras escolheram-se perfis tubulares uma vez que estes elementos estão sujeitos sobretudo a esforços de tração e compressão.

Conforme se mostra na figura seguinte, grande parte destas barras têm rácios superiores a 0,8, o que traduz um dimensionamento próximo do ideal.

O perfil escolhido foi o TRON 60x4



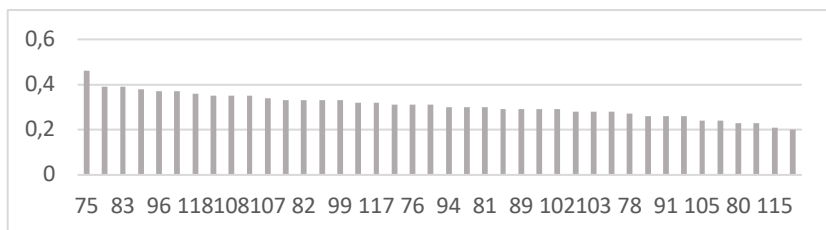
Rácio das diagonais da torre superior (TRON 60mm x 4mm)

Diagonais da torre inferior

O pré-dimensionamento destes elementos conduziu a seções tubulares de 55 x 2,5 mm. De referir, porém, que o quadro 3.1 de [6], define uma espessura mínima $t \leq 4$ mm, de modo a garantir-se a tensão de cedência no aço. Assim sendo, optou-se pelo perfil mais próximo do pré-dimensionamento realizado, recorrendo a espessuras maiores ou iguais a 4 mm.

A seguinte figura mostra que os rácios de cálculo destas barras variam entre 0,4 e 0,2.

Optou-se para as diagonais da torre inferior seções tipo TRON 60x4.

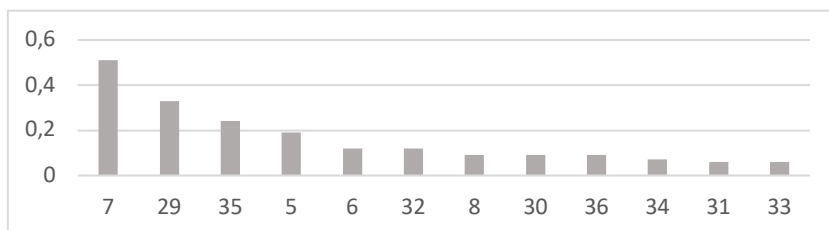


Rácio das diagonais da torre inferior (TRON 60mm x 4mm)

Travessas da torre superior secundárias

Para as travessas da torre superior secundárias escolheram-se seções do tipo HEB. O menor valor de altura para este tipo de seções é 100mm.

Como se pode observar pelos rácios indicados na figura seguinte, todas as barras têm rácios inferiores a 0,4.

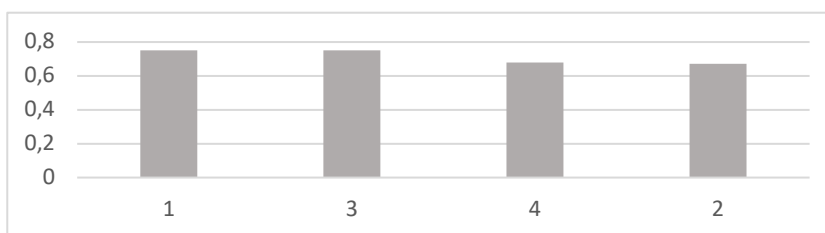


Rácio das travessas da torre superior secundárias (HEB 100)

Travessas da torre superior principais

Os rácios das diferentes barras desta família estão indicadas na figura.

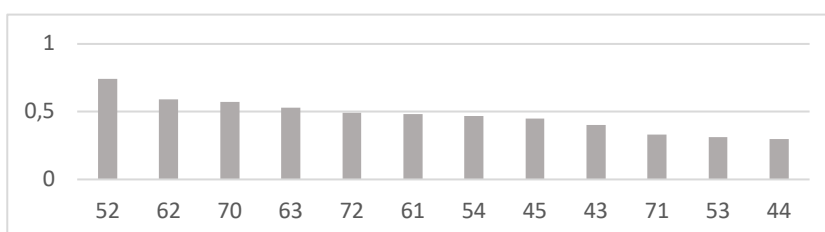
A seção a escolhida é HEB 100.



Rácio dos travamentos da torre superior principais (HEB 100)

Pilares da torre superior

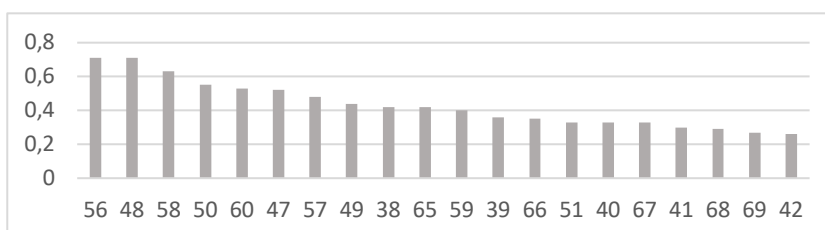
Nos pilares da torre superior escolheram-se perfis HEB100. Na figura indicam-se todos os rácios das barras deste grupo.



Rácio dos Pilares da torre superior (HEB 100)

Pilares da torre inferior

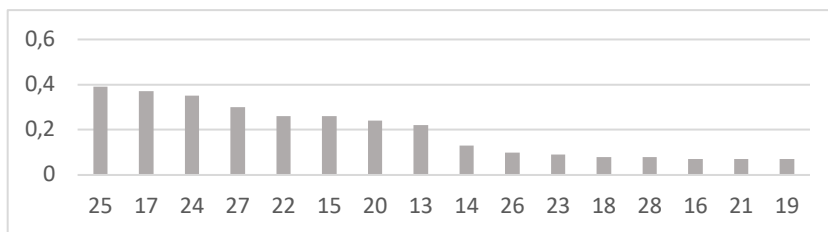
Os pilares da torre inferior foram calculados como colunas-viga. O perfil HEB 120 não verifica a condições à flexão-torção, razão pela qual se optou por perfis HEB 140. Na figura mostram-se os rácios das barras pertencentes a esta família.



Rácio dos Pilares da torre inferior (HEB 140)

Travessas da torre inferior

Para esta família de barras escolheram-se perfis HEB 100. Na figura indicam-se os rácios.

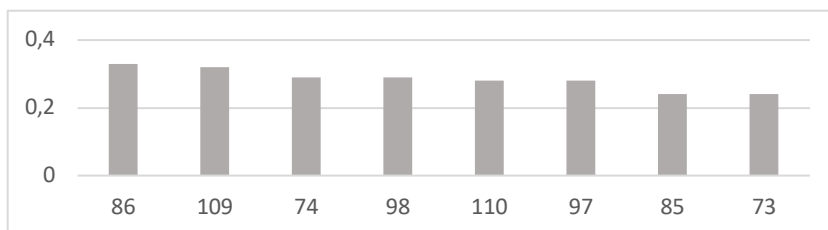


Rácio das travessas da torre inferior (HEB 100)

Diagonais de apoio da torre

As diagonais da torre estão sujeitas fundamentalmente a esforços axiais de tração e compressão.

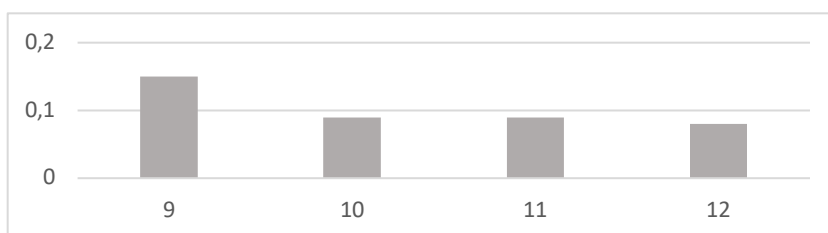
Escolheram-se perfis HEB 100 de modo a facilitar a ligação nos nós onde convergem estas barras. Na figura indicam-se os rácios para este grupo de barras.



Rácio das diagonais de apoio da torre (HEB 100)

Travessas de apoio da torre

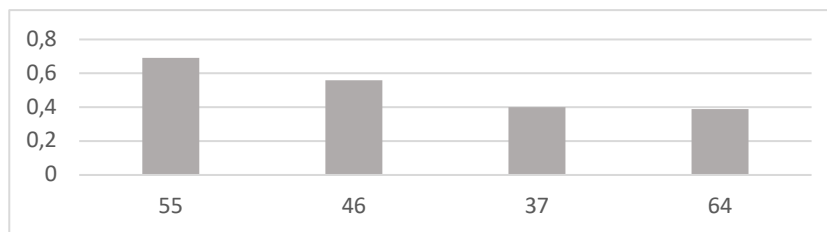
O pré-dimensionamento conduziu a perfis HEB 100, tendo-se escolhido, porém, perfis HEB 160 de modo a facilitar a ligação entre todas as barras convergentes nos nós. Na figura seguinte indicam-se os rácios das quatro travessas que compõe este grupo.



Rácio das travessas de apoio da torre (HEB 160)

Pilares de apoio da torre

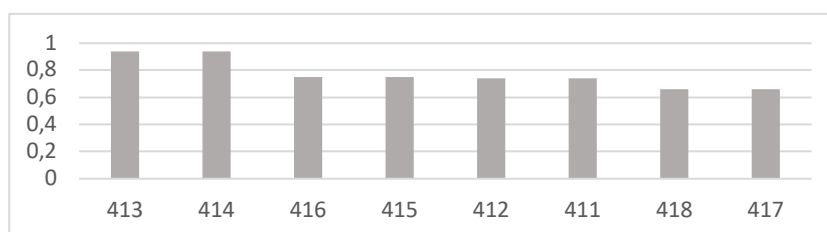
Os perfis escolhidos são HEB 160. Os rácios estão indicados na figura.



Rácio dos pilares de apoio da torre (HEB 160)

Diagonais da estrutura metálica de suporte

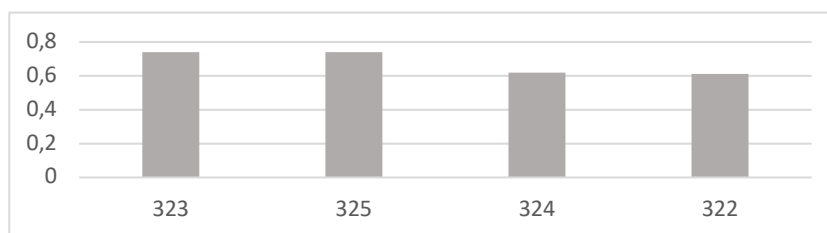
Para as diagonais da estrutura metálica de suporte escolheram-se perfis TRON 138 mm x 6,3 mm. O gráfico da figura seguinte mostra os rácios das barras mais solicitadas.



Rácio das diagonais da estrutura metálica de suporte (TRON 138x8)

Pilares da estrutura metálica de suporte

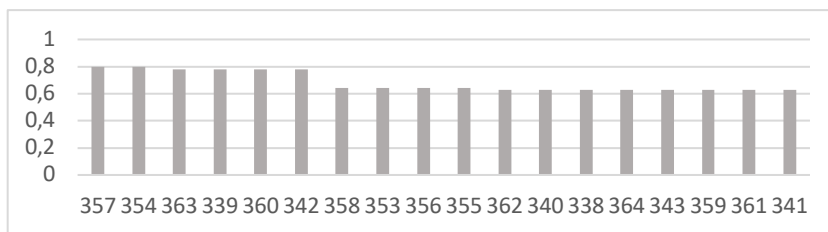
Optou-se, por perfis IPE 200, verificando-se, porém, que os rácios e as esbeltezas estavam muito próximos de 1. Assim sendo, escolheram-se perfis IPE 220 mm. Na figura indicam-se os rácios destas barras.



Rácio dos pilares da estrutura metálica de suporte (IPE 220)

Vigas de suporte do pavimento da estrutura metálica de suporte

As vigas de suporte do pavimento da estrutura metálica de suporte estão inseridas na grelha que serve de suporte à torre metálica que desempenham um papel importante nesta estrutura. Os elementos deste grupo foram pré-dimensionados escolhendo-se perfis IPE 140, cujos rácios de dimensionamento se indicam na figura.

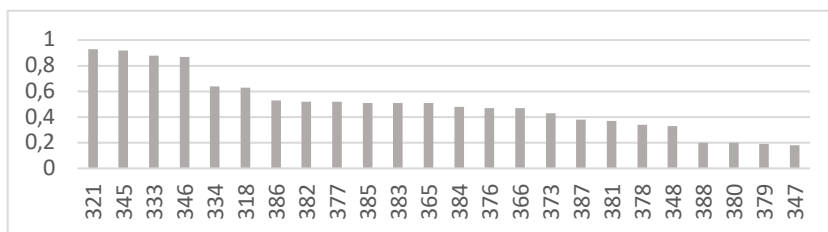


Rácio das vigas de suporte do pavimento da estrutura metálica de suporte (IPE 140)

Vigas principais da estrutura metálica de suporte

As vigas que constituem a grelha deste pavimento servem de suporte à torre metálica.

Optou-se por perfis IPE 600 mais económicos que os perfis HEB. Na figura mostram-se os rácios de todas as barras deste grupo.



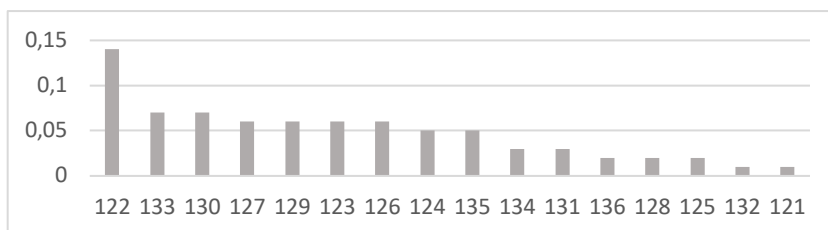
Rácio das vigas da estrutura metálica de suporte (IPE 600)

Consola com escora no topo

Escolheram-se perfis HEB 100 com rácios de dimensionamento inferiores à unidade para a barra 394.

Travessas secundárias da torre

As travessas secundárias são do tipo HEB 100 e o pré-dimensionamento conduziu aos rácios indicados na figura a baixo.

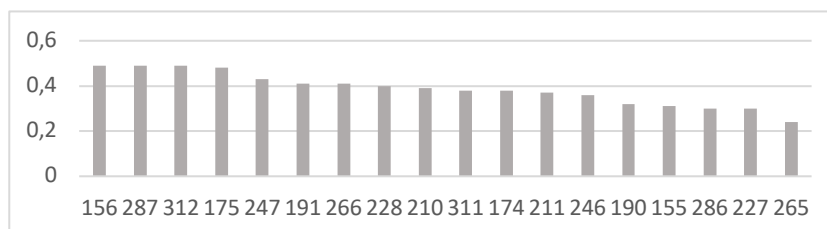


Rácio das travessas secundárias da torre (HEB 100)

“Pernas” da escada

Adotaram-se perfis UNP 80 para as “pernas” da escada no pré-dimensionamento. No entanto, de modo a facilitar a ligação com os degraus escolheram-se perfis UNP 100.

A figura a baixo mostra os rácios para de todas as barras deste grupo.



Rácio das “pernas” da escada (UNP 100)

Vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (plano Y-Z)

O perfil previamente dimensionado para estas barras foi o IPE 330. No entanto, em virtude de as vigas principais da estrutura metálica de suporte terem uma altura de 600 mm escolheram-se perfis com a mesma altura, de modo a facilitar a ligação.

O perfil adotado foi o IPE 600

Vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (plano X-Z)

À semelhança das vigas exteriores no plano Y-Z, escolheram-se perfis IPE 600 com rácios de dimensionamento de 0,25, mas em que a deformação é condicionante.

Justificação das seções escolhidas para cada um dos grupos de barras

A justificação de se terem aumentado algumas das seções prende-se com os seguintes pontos:

- Espessura mínima nos perfis tubulares de modo a limitar os fenómenos de corrosão;
- Altura mínima para a secção HEB igual a 100 mm de modo a facilitar ligações nos nós que recebam estas barras;
- Em peças fundamentais, optou-se sempre por ligações com a mesma altura entre perfis;

No quadro seguinte indicam-se as seções de todos os perfis escolhidas, comparando-as com as do pré-dimensionamento realizado.

Quadro resumo das diferenças entre o pré-dimensionamento/ dimensionamento

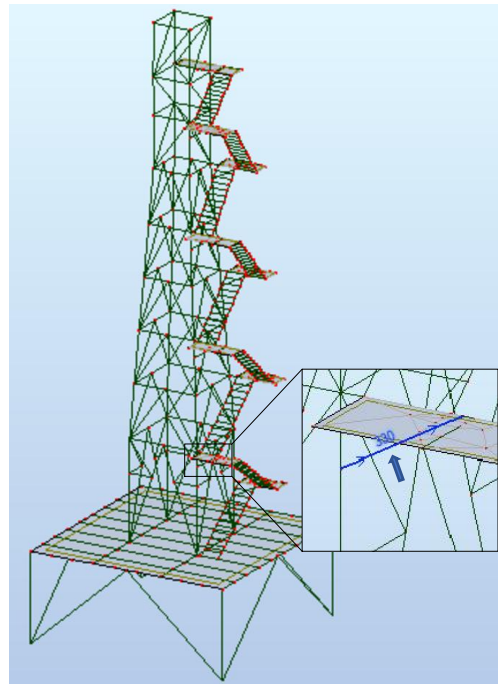
Grupo	Nome	Pré dimensionamento	Dimensionamento
1	Escoras das consolas da escada	UNP 70	UNP 80
2	Consolas das escadas com escora a meio vão	HEB 100	HEB 100
3	Diagonais da torre superior	TRON 60x4	TRON 60x4
4	Diagonais da torre inferior	TRON 55x2,5	TRON 60x4
5	Travessas da torre superior secundários	HEB 100	HEB 100
6	Travessas da torre superior principais	HEB 100	HEB 100
7	Pilares da torre superior	HEB 100	HEB 100
8	Pilares da torre inferior	HEB 140	HEB 140
9	Travessas da torre inferior	HEB 100	HEB 100
10	Diagonais de apoio da torre	HEB 100	HEB 100
11	Travessas de apoio da torre	HEB 100	HEB 160
12	Pilares de apoio da torre	HEB 160	HEB 160
13	Diagonais da estrutura metálica de suporte	TRON 139x6.3	TRON 139x6.3
14	Pilares da estrutura metálica de suporte	IPE 200	IPE 200
15	Vigas de suporte do pavimento da estrutura metálica de suporte	IPE 140	IPE 140
16	Vigas principais da estrutura metálica de suporte	IPE 600	IPE 600
17	Consola com escora no topo	HEB 100	HEB 100
18	Travessas secundárias da torre	HEB 100	HEB 100
19	Pernas da escada	UNP 80	UNP 100
20	Degraus	Chapa 0,25x0,008	Chapa 0,25x0,008
21	Consola patim	HEB 100	HEB 100
22	Vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (Plano Y-Z)	IPE 330	IPE 600
23	Vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (Plano X-Z)	IPE 330	IPE 600

Anexo 4

Dimensionamento da estrutura metálica

Grupo 1 – Escoras das consolas da escada

A barra mais solicitada das escoras das consolas da escada é a Nº 330 que consta da figura.



Os resultados obtidos no software “Robot” e na Folha de Cálculo estão resumidos nas folhas seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 330

POINT: 2

COORDINATE: $x = 0.50$ $L = 0.64$ m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /5/ $1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 10*0.90 + 24*1.35$

MATERIAL:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: UPN 80

$h = 8.0$ cm	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 4.5$ cm	$A_y = 8.07$ cm ²	$A_z = 4.87$ cm ²	$A_x = 10.95$ cm ²
$tw = 0.6$ cm	$I_y = 105.91$ cm ⁴	$I_z = 19.37$ cm ⁴	$I_x = 1.95$ cm ⁴
$tf = 0.8$ cm	$W_{ply} = 31.89$ cm ³	$W_{plz} = 12.08$ cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = 77.38$ kN	$M_{z,Ed} = 0.02$ kN*m
$N_{c,Rd} = 257.42$ kN	$M_{z,Ed,max} = 0.02$ kN*m
$N_{b,Rd} = 136.44$ kN	$M_{z,c,Rd} = 2.84$ kN*m
	$MN_{z,Rd} = 2.58$ kN*m

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
$L_y = 1.27$ m	$Lam_y = 0.43$	$L_z = 1.27$ m	$Lam_z = 1.02$
$L_{cr,y} = 1.27$ m	$X_y = 0.88$	$L_{cr,z} = 1.27$ m	$X_z = 0.53$
$Lam_y = 40.85$	$kyz = 1.02$	$Lam_z = 95.53$	$kzz = 1.70$
Torsional buckling:		Flexural-torsional buckling	
Curve, T=c	$alfa, T = 0.49$	Curve, TF=c	$alfa, TF = 0.49$
$L_t = 1.27$ m	$f_i, T = 0.72$	$N_{cr,y} = 1360.55$ kN	$f_i, TF = 0.80$
$N_{cr,T} = 928.99$ kN	$X, T = 0.83$	$N_{cr,TF} = 657.34$ kN	$X, TF = 0.77$
$Lam_T = 0.53$	$Nb, T, Rd = 213.18$ kN	$Lam_{TF} = 0.63$	$Nb, TF, Rd = 198.22$ kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

Global stability check of member:

$Lambda_y = 40.85 < Lambda_{max} = 180.00$ $Lambda_z = 95.53 < Lambda_{max} = 180.00$ STABLE
 $N_{Ed}/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.57 < 1.00$ (6.3.1)
 $N_{Ed}/(X_y*N,Rk/gM1) + kyz*M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.35 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z*N,Rk/gM1) + kzz*M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.58 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Elemento 330 L 1,27 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	80 mm	r	8 mm	I_{yy}	106 cm ⁴
b	45 mm	A	11,02 cm ²	I_y	3,1 cm
tw	6 mm	hi	0 mm	I_{zz}	19,4 cm ⁴
tf	8 mm	d	47 mm	I_z	1,33 cm
$W_{pl,y}$	32,3 cm ³	I_t	2,2 cm ⁴	γ_{M1}	1
$w_{pl,z}$	11,9 cm ³	$I_w \times 10^3$	0,18 cm ⁶	γ_{M2}	1,25
$W_{el,y}$	26,6 cm ³	ϵ	1		
$W_{el,z}$	6,38 cm ³	γ_{M0}	1		

Esforços

N_{Ed}	77,38 kN	$M_{y,Ed}$	0 kN.m	$M_{z,Ed}$	0,02 kN.m
$N_{c,Rd} / N_{t,Rd}$	258,97 kN	$M_{c,y,Rd}$	7,59 kN.m	$M_{c,z,Rd}$	2,80 kN.m
$N_{b,Rd}$	136,96 kN	$M_{N,y,Rd}$	7,14 kN.m	$M_{N,z,Rd}$	2,80 kN.m
		$M_{b,Rd}$	5,84 kN.m		

$V_{y,Ed}$	0 kN				
$V_{z,Ed}$	0 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M_{cr}	28,79 kN.m	Curva,LT	d
$L_{cr,it}$	1,27 m	$\bar{\lambda}_{LT}$	0,51	ϕ_{LT}	0,75
				χ_{LT}	0,77

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
$L_{cr,y}$	1,27 m	$L_{cr,z}$	1,27 m
λ_y	40,95	λ_z	95,72
$\bar{\lambda}_y$	0,44	$\bar{\lambda}_z$	1,02
χ_y	0,88	χ_z	0,53
K_{zy}	0,84	K_{zz}	1,79

Encurvadura por torção

$L_{cr,T}$	1,27 m
Curva,T	c
$N_{cr,T}$	1769,33
$\bar{\lambda}_T$	0,38
α_T	0,49
ϕ^T	0,62
χ^T	0,91
$N_{b,T,Rd}$	234,76 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,30 <1	6.2.4
$M_{z,Ed} / M_{pl,z,Rd}$	0,01 <1	6.2.5
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,01 <1	6.2.9

Resistência elemento

λ_y	40,95 <180	
λ_z	95,72 <180	
$N_{Ed} / N_{b,T,Rd}$	0,565 <1	6.2.4/6.2.3
Equação 6.61	0,35 <1	6.3.3
Equação 6.62	0,58 <1	6.3.3

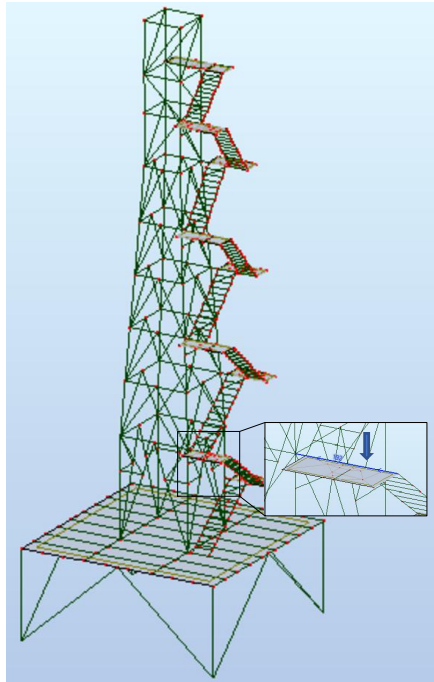
As expressões e os resultados de dimensionamento do [6] encontram-se resumidas no quadro seguinte em termos de rácios e foram comparados com os valores obtidos através do programa “Robot Structural Analysis” e na Folha de Cálculo em Excel.

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,30	0,30	0
	Momento Fletor (M)	$M_{z,Ed} / M_{pl,Rd}$	0,01	0,01	0
	Flexão composta	$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,01	0,01	0
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,57	0,57	0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,35	0,35	0
		Cláusula 6.62	0,58	0,58	0
Verificação da esbelteza					
λ_y			40,87		Verifica
λ_z			95,53		Verifica

Todos os rácios são inferiores à unidade para todas as expressões de dimensionamento.

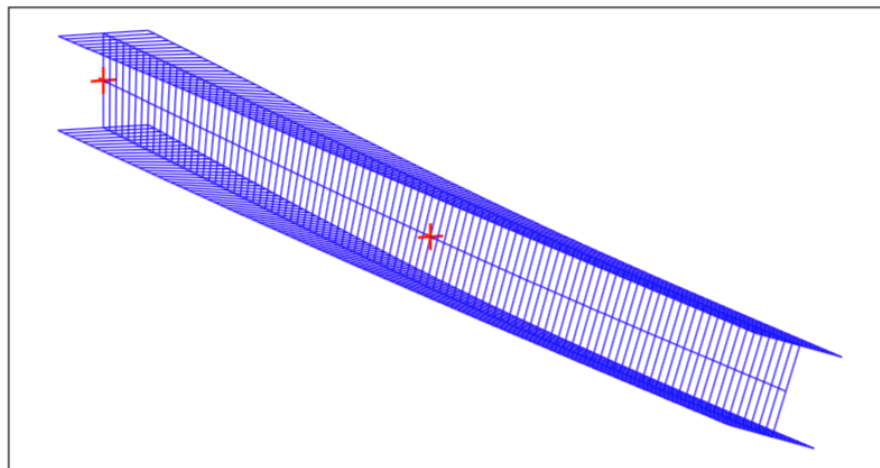
Grupo 2 - Consolas da escada com escora a meio vão

As consolas da escada com escora a meio vão funcionam como colunas-viga, uma vez que estão sujeitas a esforços axiais mais flexão. A barra mais solicitada deste grupo é a barra Nº 192, com uma seção HEB 100 e um comprimento de 2,0 m, indicada na figura.



A determinação do momento crítico (M_{cr}) foi feita a partir do programa "LTBeam", conforme se mostra a seguinte figura. No "Robot" o momento foi de 42,86 kN.m, que não está correto.

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	9,711	-71,38	1	67,01	0



Os resultados do “Robot”, da Folha de Cálculo estão resumidos nas folhas seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 192

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.55 L = 1.10 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /5/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 10*0.90 + 24*1.35

MATERIAL:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: HEB 100

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=22.68 cm ²	Az=9.04 cm ²	Ax=26.04 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=449.54 cm ⁴	Iz=167.27 cm ⁴	Ix=9.05 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=104.22 cm ³	Wplz=51.42 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 6.90 kN	My _{Ed} = -7.35 kN*m	Mz _{Ed} = -0.21 kN*m	Vy _{Ed} = -5.42 kN
N _{c,Rd} = 611.85 kN	My _{Ed,max} = -7.35 kN*m	Mz _{Ed,max} = -4.47 kN*m	Vy _{T,Rd} = 307.40 kN
N _{b,Rd} = 160.70 kN	My _{c,Rd} = 24.49 kN*m	Mz _{c,Rd} = 12.08 kN*m	Vz _{Ed} = 20.80 kN
	MN _{y,Rd} = 24.49 kN*m	MN _{z,Rd} = 12.08 kN*m	Vz _{T,Rd} = 122.54 kN
	Mb _{Rd} = 21.93 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 71.38 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.90
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 0.59	fi,LT = 0.71	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:

Ly = 2.00 m	Lam_y = 0.51
Lcr,y = 2.00 m	Xy = 0.88
Lamy = 48.13	kzy = 0.99

About z axis:

Lz = 4.00 m	Lam_z = 1.68
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.26
Lamz = 157.81	kzz = 0.42

Torsional buckling:

Curve,T=c	alfa,T=0.49
Lt=4.00 m	fi,T=0.65
Ncr,T=3270.63 kN	X,T=0.88
Lam_T=0.43	Nb,T,Rd=538.42 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	alfa,TF=0.49
Ncr,y=2329.34 kN	fi,TF=0.71
Ncr,TF=2329.34 kN	X,TF=0.84
Lam_TF=0.51	Nb,TF,Rd=511.49 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd}) = 0.11 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 48.13 < \lambda_{y,max} = 180.00$ $\lambda_{z} = 157.81 < \lambda_{z,max} = 180.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.04 < 1.00$ (6.3.1)
 $My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.34 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(Xy \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.43 < 1.00$ (6.3.3.(1))
 $N_{Ed}/(Xz \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.53 < 1.00$ (6.3.3.(2))

Section OK !!!

Elemento **192** L 2 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	100 mm	r	12 mm	l _{yy}	449,5 cm ⁴
b	100 mm	A	26 cm ²	l _y	4,16 cm
tw	6 mm	h _i	80 mm	l _{zz}	167,3 cm ⁴
tf	10 mm	d	56 mm	l _z	2,53 cm
W _{pl,y}	104,2 cm ³	I _t	9,25 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	51,42 cm ³	I _w x103	3,38 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	89,91 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	33,45 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	-6,9 kN	M _{y,Ed}	7,35 kN.m	M _{z,Ed}	-4,47 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	611,00 kN	M _{c,y,Rd}	24,49 kN.m	M _{c,z,Rd}	12,08 kN.m
N _{b,Rd}	160,68 kN	M _{n,y,Rd}	24,49 kN.m	M _{n,z,Rd}	12,08 kN.m
		M _{b,Rd}	21,92 kN.m		

V _{y,Ed}	5,42 kN				
V _{z,Ed}	20,8 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	71,38 kN.m	Curva,LT	a
L _{cr,lt}	4 m	λ _{LT}	0,59	φ ^{LT}	0,71
				χ ^{LT}	0,90

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	2 m	L _{cr,z}	4 m
λ _y	48,10	λ _z	157,69
λ̄ _y	0,51	λ̄ _z	1,68
χ _y	0,88	χ _z	0,26
K _{zy}	0,99	K _{zz}	0,42

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	4 m
Curva,T	c
N _{cr,T}	3345,22
λ̄ _T	0,43
α _T	0,49
φ _T	0,65
χ _T	0,88
N _{b,T,Rd}	539,36 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,01	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,30	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,37	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,46	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,02	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,17	<1	6.2.6

Resistência elemento

λ _y	48,10	<180	
λ _z	157,69	<180	
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,04	<1	6.2.9
M _{Ed} /M _{b,Rd}	0,34	<1	6.2.9
Equação 6.61	0,44	<1	6.2.9
Equação 6.62	0,53	<1	6.2.6

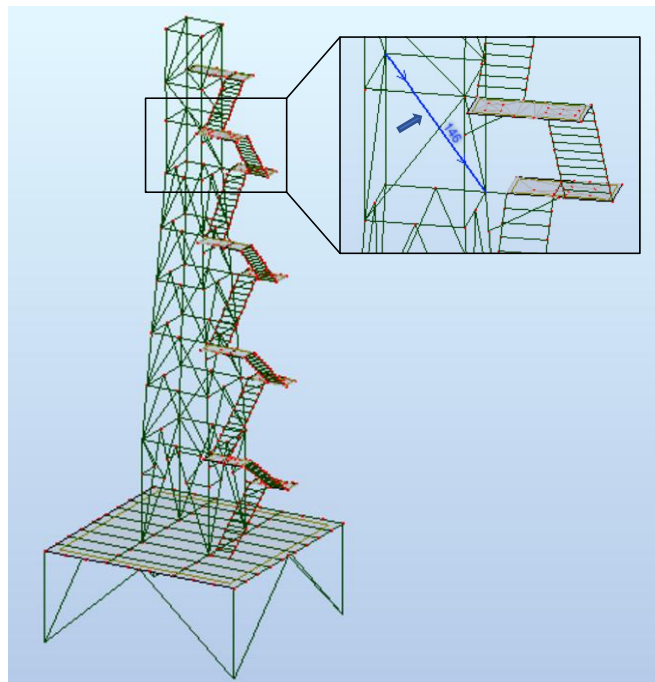
Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,01	0,01	0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,02	0,02	0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,17	0,17	0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,3	0,3	0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,02	0,02	0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,11	0,11	0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,04	0,04	0
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,34	0,34	0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,44	0,43	2,3
		Cláusula 6.62	0,53	0,53	0
Verificação da esbelteza					
λ_y			48,13		Verifica
λ_z			157,81		Verifica

Grupo 3 - Diagonais da torre superior

A barra condicionante é a barra Nº 146, com uma secção transversal composta por um TRON 60 mm x 4 mm e um comprimento de 2,88 metros.

Uma vez que as barras desta família estão sujeitas a esforços axiais, optou-se por seções do tipo TRON, dado que se trata de seções com melhor comportamento quando comprimidas. De referir também, que este tipo de seções não estão sujeitos a encurvadura por torção quando comprimidas, pois, são seções fechadas.



Os resultados do software “Robot” e da Folha de Cálculo estão resumidos nas folhas seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 146

POINT: 2

COORDINATE: $x = 0.50 L = 1.44 \text{ m}$

LOADS:

Governing Load Case: 39 ACC /7/ 1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*1.00 + 6*1.00 + 24*1.00 + 25*1.00 + 26*-0.30

MATERIAL:

S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

SECTION PARAMETERS: TRON 60x4

$h=6.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
	$A_y=4.50 \text{ cm}^2$	$A_z=4.50 \text{ cm}^2$	$A_x=7.07 \text{ cm}^2$
$tw=0.4 \text{ cm}$	$I_y=28.17 \text{ cm}^4$	$I_z=28.17 \text{ cm}^4$	$I_x=56.35 \text{ cm}^4$
	$W_{ply}=12.70 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=12.70 \text{ cm}^3$	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = 54.27 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{c,Rd} = 166.26 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 0.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{b,Rd} = 59.40 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 2.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$M_{N,y,Rd} = 2.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
$L_y = 2.88 \text{ m}$	$Lam_y = 1.54$	$L_z = 2.88 \text{ m}$	$Lam_z = 1.54$
$L_{cr,y} = 2.88 \text{ m}$	$X_y = 0.36$	$L_{cr,z} = 2.88 \text{ m}$	$X_z = 0.36$
$Lam_y = 144.33$	$k_{yy} = 1.64$	$Lam_z = 144.33$	$k_{zy} = 0.99$

Torsional buckling:

Curve, T=a	$\alpha_{T, T} = 0.21$
$L_T = 2.88 \text{ m}$	$\eta_{T, T} = 0.49$
$N_{cr, T} = 57143.18 \text{ kN}$	$X_{T, T} = 1.00$
$Lam_T = 0.05$	$N_{b, T, Rd} = 166.26 \text{ kN}$

Flexural-torsional buckling

Curve, TF=a	$\alpha_{TF, TF} = 0.21$
$N_{cr, y} = 70.39 \text{ kN}$	$\eta_{TF, TF} = 1.82$
$N_{cr, TF} = 70.39 \text{ kN}$	$X_{TF, TF} = 0.36$
$Lam_{TF} = 1.54$	$N_{b, TF, Rd} = 59.40 \text{ kN}$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.33 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

Global stability check of member:

$\Lambda_{b,y} = 144.33 < \Lambda_{b,max} = 180.00$ $\Lambda_{b,z} = 144.33 < \Lambda_{b,max} = 180.00$ STABLE
 $N_{,Ed}/\text{Min}(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.91 < 1.00$ (6.3.1)
 $N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.93 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Elemento 146 L 2,88 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm2]

Características da seção

h	60,3 mm	r	0 mm	I _{yy}	28,17 cm ⁴
b	60,3 mm	A	7,07487 cm ²	I _y	1,996 cm
tw	4 mm	h _i	60,3 mm	I _{zz}	28,17 cm ⁴
tf	4 mm	d	60,3 mm	I _z	1,996 cm
W _{pl,y}	12,7 cm ³	I _t	56,0628 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	12,7 cm ³	I _{w x103}	0 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	9,3443 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	9,3443 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	-54,29 kN	M _{y,Ed}	0,03 kN.m	M _{z,Ed}	0 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	166,26 kN	M _{c,y,Rd}	2,98 kN.m	M _{c,z,Rd}	2,98 kN.m
N _{b,Rd}	59,41 kN	M _{N,y,Rd}	2,39 kN.m	M _{N,z,Rd}	2,39 kN.m
		M _{b,Rd}	2,98 kN.m		
V _{y,Ed}	0 kN				
V _{z,Ed}	0 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	72,66 kN.m	Curva,LT	d
L _{cr,lt}	2,88 m	λ _{LT}	0,20	φ _{LT}	0,52
				χ _{LT}	1,00

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	2,88 m	L _{cr,z}	2,88 m
λ _y	144,32	λ _z	144,32
λ _y	1,54	λ _z	1,54
χ _y	0,36	χ _z	0,36
K _{yy}	0,81	K _{zz}	1,37

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	2,88 m
Curva,T	a
N _{cr,T}	#####
λ _T	0,05
α _T	0,21
φ _T	0,49
χ _T	1,03
N _{b,T,Rd}	171,53 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,33 <1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{y,c,Rd}	0,01 <1	6.2.5
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,01 <1	6.2.9

Resistência elemento

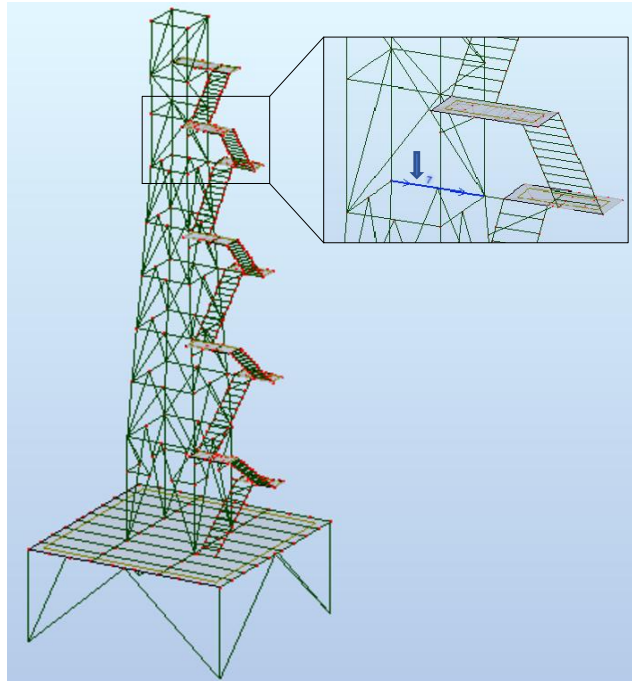
λ _y	144,32 <180	
λ _z	144,32 <180	
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,91 <1	6.2.4/6.2.3
Equação 6.61	0,93 <1	6.3.3
Equação 6.62	0,92 <1	6.3.3

Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,33	0,33	0,0
	Momento Fletor (M)	$M_{y,Ed} / M_{y,c,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Flexão composta	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,01	0,01	0,0
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,91	0,91	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,93	0,93	0,0
		Cláusula 6.62	0,92	0,92	0,0
Verificação da esbelteza					
λ_y			144,33		Verifica
λ_z			144,33		Verifica

Grupo 5 – Travessas secundárias da torre superior

A barra condicionante das travessas da torre superior é a barra N°7, que se indica na figura em abaixo. É constituída por um HEB 100 com 1,70 m de comprimento.



Os resultados do dimensionamento efetuado estão indicados nas folhas seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 75

POINT: 2

COORDINATE: x = 0.50 L = 1.43 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /14/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.35 + 6*1.35 + 8*1.50 + 24*1.35

MATERIAL:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: TRON 60x4

h=6.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=4.50 cm ²	Az=4.50 cm ²	Ax=7.07 cm ²
tw=0.4 cm	Iy=28.17 cm ⁴	Iz=28.17 cm ⁴	Ix=56.35 cm ⁴
	Wply=12.70 cm ³	Wplz=12.70 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 26.62 kN	My,Ed = 0.04 kN*m
N _{c,Rd} = 166.26 kN	My,Ed,max = 0.04 kN*m
N _{b,Rd} = 60.42 kN	My,c,Rd = 2.98 kN*m
	MN _{y,Rd} = 2.85 kN*m

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
L _y = 2.85 m	Lam _y = 1.52	L _z = 2.85 m	Lam _z = 1.52
L _{cr,y} = 2.85 m	X _y = 0.36	L _{cr,z} = 2.85 m	X _z = 0.36
Lam _y = 142.91	k _{yy} = 1.28	Lam _z = 142.91	k _{zy} = 0.77

Torsional buckling:

Curve, T=a	alfa, T=0.21
L _t =2.85 m	f _i , T=0.49
N _{cr} , T=57143.18 kN	X _T =1.00
Lam _T =0.05	N _b , T, Rd=166.26 kN

Flexural-torsional buckling

Curve, TF=a	alfa, TF=0.21
N _{cr} , y=71.80 kN	f _i , TF=1.80
N _{cr} , TF=71.80 kN	X _{TF} =0.36
Lam _{TF} =1.52	N _b , TF, Rd=60.42 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.16 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My,Ed/My,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.5.(1))
 My,Ed/MN_{y,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Global stability check of member:

Lam_{bda,y} = 142.91 < Lam_{bda,max} = 180.00 Lam_{bda,z} = 142.91 < Lam_{bda,max} = 180.00 STABLE
 N_{Ed}/Min(N_{b,Rd}, N_b, T, Rd, N_b, TF, Rd) = 0.44 < 1.00 (6.3.1)
 N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.46 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Elemento **75** L 2,85 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	60,3 mm	r	0 mm	l _{yy}	28,17 cm ⁴
b	60,3 mm	A	7,07487 cm ²	l _y	1,996 cm
tw	4 mm	h _i	60,3 mm	l _{zz}	28,17 cm ⁴
tf	4 mm	d	60,3 mm	l _z	1,996 cm
W _{pl,y}	12,70009333 cm ³	I _t	56,0628 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	12,70009333 cm ³	I _w x10 ³	0 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	9,344250397 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	9,344250397 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	-26,66 kN	M _{y,Ed}	0,04 kN.m	M _{z,Ed}	0 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	166,26 kN	M _{c,y,Rd}	2,98 kN.m	M _{c,z,Rd}	2,98 kN.m
N _{b,Rd}	60,49 kN	M _{N,y,Rd}	2,98 kN.m	M _{N,z,Rd}	2,98 kN.m
		M _{b,Rd}	2,98 kN.m		
V _{y,Ed}	0 kN				
V _{z,Ed}	0 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	73,42 kN.m	Curva,LT	d
L _{cr,lt}	2,85 m	χ _{LT}	0,20	φ _{LT}	0,52
				χ ^{LT}	1,00

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	2,85 m	L _{cr,z}	2,85 m
λ _y	142,82	λ _z	142,82
χ _y	1,52	χ _z	1,52
χ _y	0,36	χ _z	0,36
K _{xy}	0,91	K _{zz}	0,97

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	2,85 m
Curva,T	a
N _{cr,T}	57018,60
χ _T	0,05
α _T	0,21
φ _T	0,49
χ _T	1,03
N _{b,T,Rd}	171,53 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,16 <1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{y,c,Rd}	0,01 <1	6.2.5
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,01 <1	6.2.9

Resistência elemento

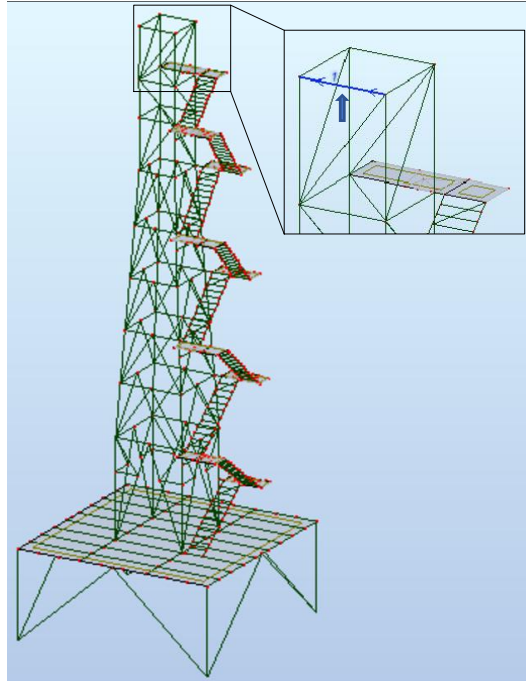
λ _y	142,82 <180
λ _z	142,82 <180
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,44 <1 6.2.4/6.2.3
Equação 6.61	0,46 <1 6.3.3
Equação 6.62	0,45 <1 6.3.3

Resultados comparativos do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,14	0,14	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,51	0,51	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,09	0,09	0,0
	Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,35	0,35	0,0

Grupo 6 – Travessas principais da torre superior

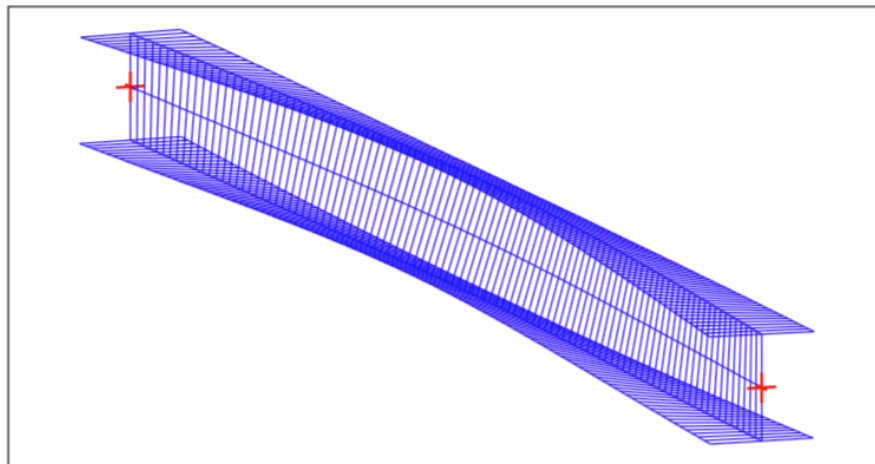
A barra mais solicitada das travessas principais da torre superior é a barra N°1, referenciada na figura em baixo.



Esta barra funciona como uma coluna-viga.

O momento crítico desta barra é de 113,06 kN.m, calculado no “Robot” ao passo que o momento crítico calculado no “LTBeam” é de 161,18 kN.m, como se indica na figura.

Mode	h_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	15,42	161,18	0,85	48,71	0,85



Os resultados obtidos no software “Robot” e na Folha de Cálculo são os seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.50 L = 0.85 m

LOADS:

Governing Load Case: 39 ACC /13/ 1*1.00 + 3*1.00 + 5*1.00 + 6*1.00 + 24*1.00 + 25*0.30 + 26*-1.00

MATERIAL:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: HEB 100

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=22.68 cm ²	Az=9.04 cm ²	Ax=26.04 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=449.54 cm ⁴	Iz=167.27 cm ⁴	Ix=9.05 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=104.22 cm ³	Wplz=51.42 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 10.29 kN	My,Ed = 10.87 kN*m	Mz,Ed = -3.61 kN*m	Vy,Ed = -7.40 kN
Nc,Rd = 611.85 kN	My,Ed,max = 10.87 kN*m	Mz,Ed,max = -3.61 kN*m	Vy,T,Rd = 307.66 kN
Nb,Rd = 438.02 kN	My,c,Rd = 24.49 kN*m	Mz,c,Rd = 12.08 kN*m	Vz,Ed = -15.61 kN
	MN,y,Rd = 24.49 kN*m	MN,z,Rd = 12.08 kN*m	Vz,T,Rd = 122.60 kN
	Mb,Rd = 23.40 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 161.18 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.96
Lcr,upp=1.70 m	Lam_LT = 0.39	fi,LT = 0.60	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
Ly = 1.70 m	Lam_y = 0.44	Lz = 1.70 m	Lam_z = 0.71
Lcr,y = 1.70 m	Xy = 0.91	Lcr,z = 1.70 m	Xz = 0.72
Lamy = 40.91	kzy = 1.00	Lamz = 67.07	kzz = 0.84

Torsional buckling:

Curve,T=c	alfa,T=0.49
Lt=1.70 m	fi,T=0.62
Ncr,T=4110.81 kN	X,T=0.90
Lam_T=0.39	Nb,T,Rd=553.60 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	alfa,TF=0.49
Ncr,y=3224.00 kN	fi,TF=0.65
Ncr,TF=3224.00 kN	X,TF=0.88
Lam_TF=0.44	Nb,TF,Rd=537.39 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.44 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.50 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.13 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{b,y} = 40.91 < \lambda_{b,max} = 180.00$ $\lambda_{b,z} = 67.07 < \lambda_{b,max} = 180.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.02 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.46 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.74 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Elemento 1 L 1,7 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	100 mm	r	12 mm	I _{yy}	449,5 cm ⁴
b	100 mm	A	26 cm ²	I _y	4,16 cm
tw	6 mm	h _i	80 mm	I _{zz}	167,3 cm ⁴
tf	10 mm	d	56 mm	I _z	2,53 cm
W _{pl,y}	104,2 cm ³	I _t	9,25 cm ⁴	γM1	1
w _{pl,z}	51,42 cm ³	I _w x103	3,38 cm ⁶	γM2	1,25
W _{el,y}	89,91 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	33,45 cm ³	γM0	1		

Esforços

N _{Ed}	10,29 kN	M _{y,Ed}	10,87 kN.m	M _{z,Ed}	0 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	611,00 kN	M _{c,y,Rd}	24,49 kN.m	M _{c,z,Rd}	12,08 kN.m
N _{b,Rd}	437,63 kN	M _{N,y,Rd}	24,49 kN.m	M _{N,z,Rd}	12,08 kN.m
		M _{b,Rd}	23,40 kN.m		
V _{y,Ed}	-2,52 kN				
V _{z,Ed}	-15,82 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	161,18 kN.m	Curva,LT	a
L _{cr,lt}	1,7 m	λ _{LT}	0,39	φ _{LT}	0,60
				χ _{LT}	0,96

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	1,7 m	L _{cr,z}	1,7 m
λ _y	40,89	λ _z	67,02
λ _y	0,44	λ _z	0,71
χ _y	0,91	χ _z	0,72
K _{xy}	0,99	K _{zz}	1,02

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	1,7 m
Curva,T	c
N _{cr,T}	4183,04
λ _T	0,38
α _T	0,49
φ _T	0,62
χ _T	0,91
N _{b,T,Rd}	553,99 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,02 <1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,44 <1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,30 <1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,50 <1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,01 <1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,13 <1	6.2.6

Resistência elemento

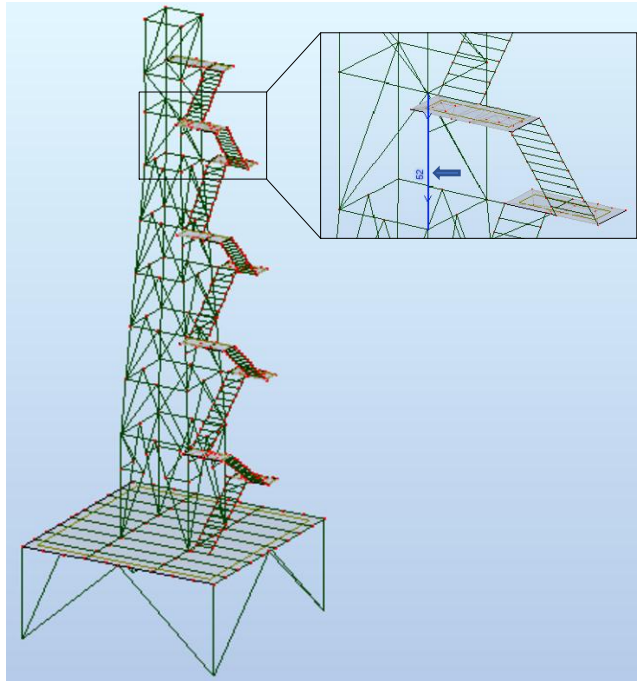
λ _y	40,89 <180	
λ _z	67,02 <180	
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,02 <1	6.2.4/6.2.3
M _{Ed} /M _{b,Rd}	0,46 <1	6.2.5
Equação 6.61	0,48 <1	6.3.3
Equação 6.62	0,79 <1	6.3.3

Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,02	0,02	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,02	0,02	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,13	0,13	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,44	0,44	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,30	0,30	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,5	0,5	0,0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,02	0,02	0,0
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,46	0,46	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,48	0,58	17,2
		Cláusula 6.62	0,79	0,74	6,3
Verificação da esbelteza					
λ_y			40,91		Verifica
λ_z			67,07		Verifica

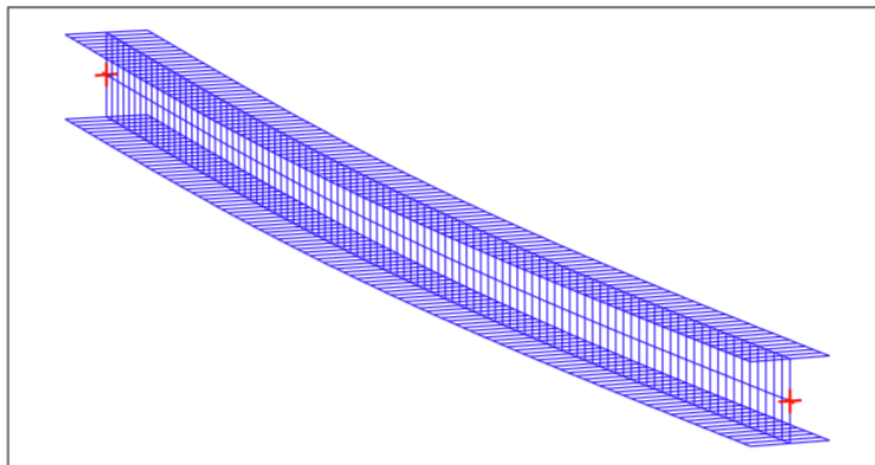
Grupo 7 - Pilares da torre superior

Para os pilares da torre inferior a barra mais solicitada é a N° 52, como se indica na figura.



Os momentos críticos calculados são iguais a 95,48 kN.m e 25,85 kN.m no “Robot” e no “LTBeam”

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	3,485	5,854	0	-645,69	0



Os quadros seguintes resumem os resultados obtidos no software “Robot” e na Folha de Cálculo.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 52

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 39 ACC /9/ 1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*1.00 + 6*1.00 + 24*1.00 + 25*0.30 + 26*-1.00

MATERIAL:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: HEB 100

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=22.68 cm ²	Az=9.04 cm ²	Ax=26.04 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=449.54 cm ⁴	Iz=167.27 cm ⁴	Ix=9.05 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=104.22 cm ³	Wplz=51.42 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 184.20 kN	My _{Ed} = 1.68 kN*m	Mz _{Ed} = -0.94 kN*m	Vy _{Ed} = -1.69 kN
N _{c,Rd} = 611.85 kN	My _{Ed,max} = 1.68 kN*m	Mz _{Ed,max} = -1.73 kN*m	Vy _{T,Rd} = 307.39 kN
Nb _{Rd} = 338.69 kN	My _{c,Rd} = 24.49 kN*m	Mz _{c,Rd} = 12.08 kN*m	Vz _{Ed} = -1.32 kN
	MN _{y,Rd} = 19.36 kN*m	MN _{z,Rd} = 11.99 kN*m	Vz _{T,Rd} = 122.53 kN
	Mb _{Rd} = 5.23 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 5.85 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.21
Lcr,upp=2.33 m	Lam_LT = 2.05	fi,LT = 2.79	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
Ly = 2.33 m	Lam_y = 0.60	Lz = 2.33 m	Lam_z = 0.98
Lcr,y = 2.33 m	Xy = 0.84	Lcr,z = 2.33 m	Xz = 0.55
Lamy = 55.95	kzy = 0.65	Lamz = 91.73	kzz = 0.99

Torsional buckling:

Curve,T=c	alfa,T=0.49
Lt=2.33 m	fi,T=0.64
Ncr,T=3633.62 kN	X,T=0.89
Lam_T=0.41	Nb,T,Rd=545.67 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	alfa,TF=0.49
Ncr,y=1723.64 kN	fi,TF=0.77
Ncr,TF=1723.64 kN	X,TF=0.79
Lam_TF=0.60	Nb,TF,Rd=482.06 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.30 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.08 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 (My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.51} = 0.03 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau_{tz,Ed}/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Global stability check of member:

Lambda_y = 55.95 < Lambda_{max} = 180.00 Lambda_z = 91.73 < Lambda_{max} = 180.00 STABLE
 N_{Ed}/Min(Nb_{Rd},Nb_{T,Rd},Nb_{TF,Rd}) = 0.54 < 1.00 (6.3.1)
 My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.32 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.59 < 1.00 (6.3.3.(1))
 N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.89 < 1.00 (6.3.3.(2))

Section OK !!!

Elemento 52 L 2,33 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm²]

Características da seção

h	100 mm	r	12 mm	I _{yy}	449,5 cm ⁴
b	100 mm	A	26 cm ²	I _y	4,16 cm
tw	6 mm	h _i	80 mm	I _{zz}	167,3 cm ⁴
tf	10 mm	d	56 mm	I _z	2,53 cm
W _{pl,y}	104,2 cm ³	I _t	9,25 cm ⁴	γM1	1
w _{pl,z}	51,42 cm ³	I _w x10 ³	3,38 cm ⁶	γM2	1,25
W _{el,y}	89,91 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	33,45 cm ³	γM0	1		

Esforços

N _{Ed}	184,2 kN	M _{y,Ed}	1,68 kN.m	M _{z,Ed}	-0,94 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	611,00 kN	M _{c,y,Rd}	24,49 kN.m	M _{c,z,Rd}	12,08 kN.m
N _{b,Rd}	337,74 kN	M _{N,y,Rd}	23,41 kN.m	M _{N,z,Rd}	11,55 kN.m
		M _{b,Rd}	5,23 kN.m		
V _{y,Ed}	-1,69 kN				
V _{z,Ed}	-1,32 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	5,85 kN.m	Curva,LT	a
L _{cr,lt}	2,33 m	λ _{LT}	2,05	φ _{LT}	2,79
				χ _{LT}	0,21

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	2,33 m	L _{cr,z}	2,33 m
λ _y	56,04	λ _z	91,85
λ̄ _y	0,60	λ̄ _z	0,98
χ _y	0,84	χ _z	0,55
K _{zy}	0,84	K _{zz}	1,72

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	2,33 m
Curva,T	c
N _{σ,T}	3704,85
λ̄ _T	0,41
α _T	0,49
φ _T	0,63
χ _T	0,89
N _{b,T,Rd}	546,29 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,30	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,07	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,08	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,03	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,01	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,01	<1	6.2.6

Resistência elemento

λ _y	56,04	<180	
λ _z	91,85	<180	
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,55	<1	6.2.4/6.2.3
M _{Ed} /M _{b,Rd}	0,32	<1	6.2.5
Equação 6.61	0,65	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,93	<1	6.3.3

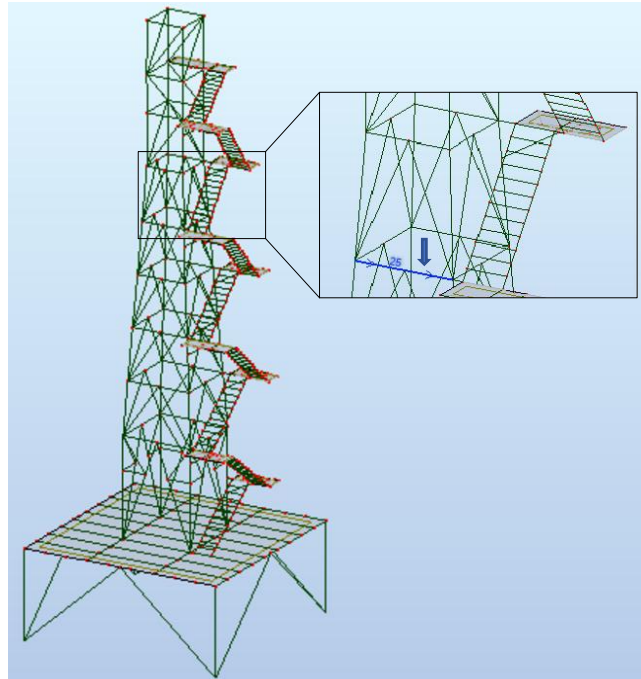
Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,30	0,30	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,07	0,09	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,08	0,08	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,03	0,03	0,0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,55	0,54	0,0
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,32	0,32	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,61	0,59	3,3
		Cláusula 6.62	0,93	0,89	4,3
Verificação da esbelteza					
λ_y			55,95		Verifica
λ_z			91,73		Verifica

Grupo 9 - Travessas da torre inferior

Estudou-se a barra N° 25 que é a mais solicitada das barras desta família.

A barra é constituído por um perfil HEB 100 e tem um comprimento de 1,99 metros.



Os resultados do software “Robot” e da Folha de Cálculo resumem-se nas folhas seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 25

POINT: 3

COORDINATE: $x = 1.00$ L = 1.99 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /2/ $1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 7*0.90 + 24*1.35$

MATERIAL:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: HEB 100

h=10.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=10.0 cm

Ay=22.68 cm²

Az=9.04 cm²

Ax=26.04 cm²

tw=0.6 cm

Iy=449.54 cm⁴

Iz=167.27 cm⁴

Ix=9.05 cm⁴

tf=1.0 cm

Wply=104.22 cm³

Wplz=51.42 cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N_{Ed} = -11.15 kN

M_{y,Ed} = -9.65 kN*m

M_{z,Ed} = 0.45 kN*m

V_{y,Ed} = -0.61 kN

N_{t,Rd} = 611.85 kN

M_{y,pl,Rd} = 24.49 kN*m

M_{z,pl,Rd} = 12.08 kN*m

V_{y,T,Rd} = 307.66 kN

M_{y,c,Rd} = 24.49 kN*m

M_{z,c,Rd} = 12.08 kN*m

V_{z,Ed} = -11.12 kN

MN_{y,Rd} = 24.49 kN*m

MN_{z,Rd} = 12.08 kN*m

V_{z,T,Rd} = 122.60 kN

T_{t,Ed} = -0.00 kN*m

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:

About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Section OK !!!

Elemento 25 L 1,99 m

Características do material

S 235 fy 235 [N/mm2]

Características da seção

h	100 mm	r	12 mm	lyy	449,5 cm4
b	100 mm	A	26 cm2	ly	4,16 cm
tw	6 mm	hi	80 mm	lzz	167,3 cm4
tf	10 mm	d	56 mm	lz	2,53 cm
Wpl,y	104,2 cm3	lt	9,25 cm4	γM1	1
wpl,z	51,42 cm3	lw x103	3,38 cm6	γM2	1,25
Wel,y	89,91 cm3	ε	1		
Wel,z	33,45 cm3	γM0	1		

Esforços

NEd	11,15 kN	My,Ed	-9,65 kN.m	Mz,Ed	0,45 kN.m
Nc,Rd / Nt,Rd	611,00 kN	Mc,y,Rd	24,49 kN.m	Mc,z,Rd	12,08 kN.m
Nb,Rd	391,03 kN	MN,y,Rd	24,49 kN.m	MN,z,Rd	12,08 kN.m
		Mb,Rd	22,93 kN.m		

Vy,Ed	-0,61 kN	Classe seção	1
Vz,Ed	-11,12 kN		

Encurvadura lateral

z	0	Mcr	115,72 kN.m	Curva,LT	a
Lcr,lt	1,99 m	λLT	0,46	φLT	0,63
				χLT	0,94

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
Lcr,y	1,99 m	Lcr,z	1,99 m
λy	47,86	λz	78,45
λ̄y	0,51	λ̄z	0,84
χy	0,88	χz	0,64
Kzy	1,00	Kzz	1,03

Encurvadura por torção

Lcr,T	1,99 m
Curva,T	c
Ncr,T	3906,74
λT	0,40
αT	0,49
φT	0,63
χT	0,90
Nb,T,Rd	549,73 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

NEd/Nc,Rd	0,02 <1	6.2.4
My,Ed/MN,y,Rd	0,39 <1	6.2.9
Mz,Ed/MN,z,Rd	0,04 <1	6.2.9
[My,Ed/MN,y,Rd] ^α + [Mz,Ed/MN,z,Rd] ^β	0,19 <1	6.2.9
VEd/Vc,y,Rd	0,00 <1	6.2.6
VEd/Vc,z,Rd	0,09 <1	6.2.6

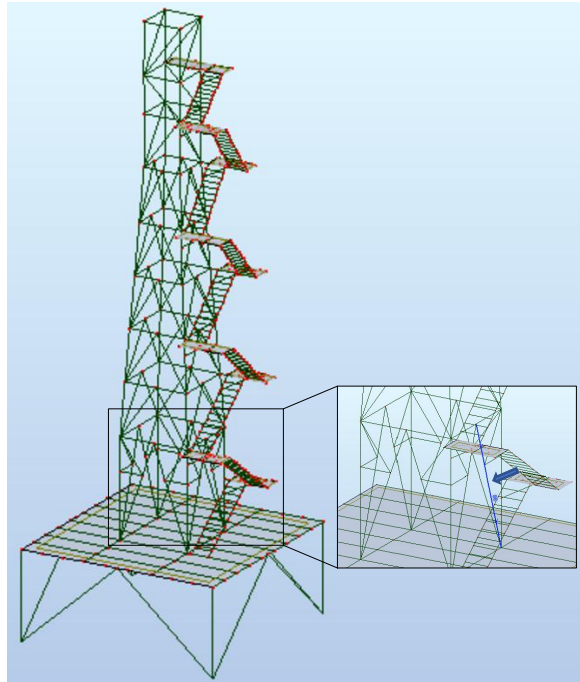
Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	0,02	0,02	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,09	0,09	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,39	0,39	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,04	0,04	0,0
	Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,19	0,19	0,0

Grupo 10 - Diagonais da torre

Para estas barras considerou-se a barra Nº 86 que é a mais condicionante, conforme se indica na figura.

Esta barra é constituída por um perfil HEB 100 e tem um comprimento de 4,73 metros.



Os resultados do dimensionamento constam da documentação das páginas seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 86

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /15/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.35 + 6*1.35 + 9*1.50 + 24*1.35

MATERIAL:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: HEB 100

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=22.68 cm ²	Az=9.04 cm ²	Ax=26.04 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=449.54 cm ⁴	Iz=167.27 cm ⁴	Ix=9.05 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=104.22 cm ³	Wplz=51.42 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 71.98 kN	My,Ed = -2.09 kN*m	Mz,Ed = -1.07 kN*m	Vy,Ed = -0.36 kN
Nc,Rd = 611.85 kN	My,Ed,max = -2.09 kN*m	Mz,Ed,max = -1.07 kN*m	Vy,T,Rd = 307.33 kN
Nb,Rd = 288.37 kN	My,c,Rd = 24.49 kN*m	Mz,c,Rd = 12.08 kN*m	Vz,Ed = 0.67 kN
	MN,y,Rd = 24.44 kN*m	MN,z,Rd = 12.08 kN*m	Vz,T,Rd = 122.52 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
Ly = 4.73 m	Lam_y = 1.21	Lz = 1.56 m	Lam_z = 0.66
Lcr,y = 4.73 m	Xy = 0.47	Lcr,z = 1.56 m	Xz = 0.75
Lamy = 113.88	ky = 0.71	Lamz = 61.61	kyz = 0.28
Torsional buckling:		Flexural-torsional buckling	
Curve,T=c	alfa,T=0.49	Curve,TF=c	alfa,TF=0.49
Lt=1.56 m	fi,T=0.61	Ncr,y=416.08 kN	fi,TF=1.48
Ncr,T=4300.62 kN	X,T=0.91	Ncr,TF=416.08 kN	X,TF=0.43
Lam_T=0.38	Nb,T,Rd=556.37 kN	Lam_TF=1.21	Nb,TF,Rd=261.74 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.12 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.10 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 113.88 < \lambda_{y,max} = 180.00$ $\lambda_{z} = 61.61 < \lambda_{z,max} = 180.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.27 < 1.00$ (6.3.1)
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.33 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Elemento 86 L 1,99 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	100 mm	r	12 mm	l _{yy}	449,5 cm ⁴
b	100 mm	A	26 cm ²	l _y	4,16 cm
tw	6 mm	h _i	80 mm	l _{zz}	167,3 cm ⁴
tf	10 mm	d	56 mm	l _z	2,53 cm
W _{pl,y}	104,2 cm ³	l _t	9,25 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	51,42 cm ³	l _{w x103}	3,38 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	89,91 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	33,45 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	-11,15 kN	M _{y,Ed}	-9,65 kN.m	M _{z,Ed}	0,45 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	611,00 kN	M _{c,y,Rd}	24,49 kN.m	M _{c,z,Rd}	12,08 kN.m
N _{b,Rd}	391,03 kN	M _{N,y,Rd}	24,49 kN.m	M _{N,z,Rd}	12,08 kN.m
		M _{b,Rd}	22,93 kN.m		
V _{y,Ed}	-0,61 kN				
V _{z,Ed}	-11,12 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	115,72 kN.m	Curva,LT	a
L _{cr,lt}	1,99 m	λ _{LT}	0,46	φ _{LT}	0,63
				χ _{LT}	0,94

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	1,99 m	L _{cr,z}	1,99 m
λ _y	47,86	λ _z	78,45
λ _y	0,51	λ _z	0,84
χ _y	0,88	χ _z	0,64
K _{zy}	1,00	K _{zz}	1,03

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	1,99 m
Curva,T	c
N _{cr,T}	3906,74
λ _T	0,40
α _T	0,49
φ _T	0,63
χ _T	0,90
N _{b,T,Rd}	549,73 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,02	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,39	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,04	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,19	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,00	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,09	<1	6.2.6

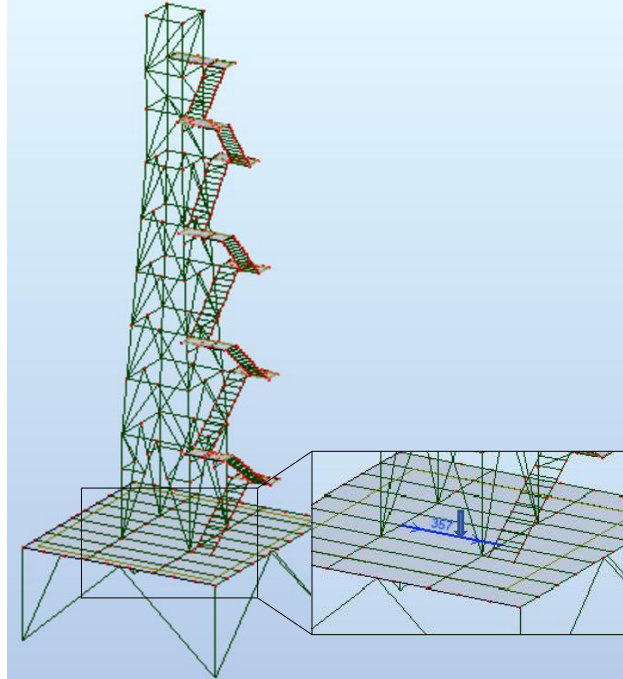
Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	0,12	0,12	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,09	0,09	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,09	0,09	0,0
	Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,10	0,10	0,0

Grupo 15 – Vigas de suporte do pavimento da estrutura metálica de suporte

A barra mais esforçada das vigas de suporte da estrutura metálica de suporte é a barra Nº 357 que se indica na figura.

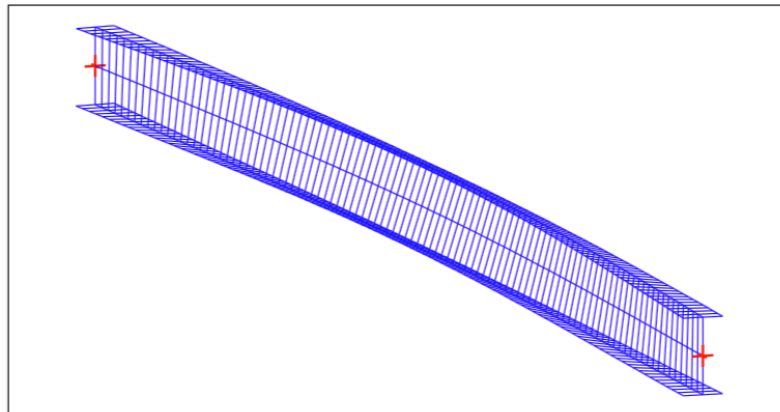
A seção é um IPE 140 com um comprimento de 3,16 metros.



Esta família de barras funciona fundamentalmente à flexão sendo necessário recorrer ao programa “LTBeam” para o cálculo do momento crítico correto.

Na figura seguinte indicam-se o momento crítico obtido pelo software “LTBeam”

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	2,196	15,03	1,58	-17,59	0



Os resultados verificados no software "Robot" e na Folha de Cálculo são os seguintes:

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 357

POINT: 2

COORDINATE: x =

0.50 L = 1.58 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /4/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 9*0.90 + 24*1.35

MATERIAL:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 140

h=14.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=7.3 cm

Ay=11.15 cm²

Az=7.64 cm²

Ax=16.43 cm²

tw=0.5 cm

Iy=541.22 cm⁴

Iz=44.92 cm⁴

Ix=2.54 cm⁴

tf=0.7 cm

Wply=88.35 cm³

Wplz=19.25 cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -8.01 kN

My,Ed = 9.85 kN*m

Nt,Rd = 386.01 kN

My,pl,Rd = 20.76 kN*m

My,c,Rd = 20.76 kN*m

MN,y,Rd = 20.76 kN*m

Mb,Rd = 11.33 kN*m

Class of section =

1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00

Mcr = 15.03 kN*m

Curve,LT - a

XLT = 0.55

Lcr,upp=3.16 m

Lam_LT = 1.18

fi,LT = 1.29

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:

About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.47 < 1.00$ (6.2.5.(1))

Global stability check of member:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.87 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Section OK !!!

Elemento 357 L 3,16 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	140 mm	r	7 mm	l _{yy}	541,2 cm ⁴
b	73 mm	A	16,4 cm ²	l _y	5,74 cm
tw	4,7 mm	h _i	126,2 mm	l _{zz}	44,92 cm ⁴
tf	6,9 mm	d	112,2 mm	l _z	1,65 cm
W _{pl,y}	88,34 cm ³	l _t	2,45 cm ⁴	γM1	1
w _{pl,z}	19,25 cm ³	l _w x103	1,98 cm ⁶	γM2	1,25
W _{el,y}	77,32 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	12,31 cm ³	γM0	1		

Esforços

N _{Ed}	-8,01 kN	M _{y,Ed}	9,85 kN.m	M _{z,Ed}	0 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	385,40 kN	M _{c,y,Rd}	20,76 kN.m	M _{c,z,Rd}	4,52 kN.m
N _{b,Rd}	78,40 kN	M _{N,y,Rd}	20,76 kN.m	M _{N,z,Rd}	4,52 kN.m
		M _{b,Rd}	11,33 kN.m		
V _{y,Ed}	0 kN				
V _{z,Ed}	0 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	15,03 kN.m	Curva,LT	a
L _{cr,lt}	3,16 m	λ _{LT}	1,18	φ _{LT}	1,29
				χ _{LT}	0,55

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	3,16 m	L _{cr,z}	3,16 m
λ _y	55,01	λ _z	190,94
λ̄ _y	0,59	λ̄ _z	2,03
χ _y	0,90	χ _z	0,20
K _{zy}	0,97	K _{zz}	0,46

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	3,16 m
Curva,T	b
N _{cr,T}	671,56
λ̄ _T	0,76
α _T	0,34
φ _T	0,88
χ _T	0,75
N _{b,T,Rd}	289,14 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,02 <1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,47 <1	6.2.9

Resistência elemento

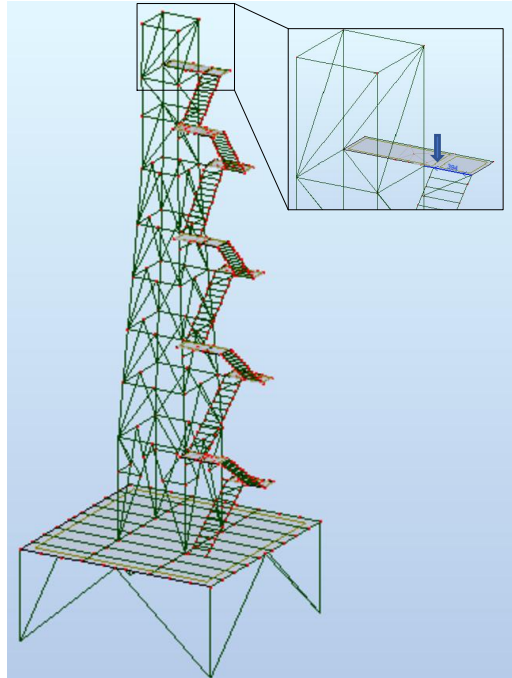
M _{Ed} /M _{b,Rd}	0,87 <1	6.2.5
------------------------------------	---------	-------

Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de cálculo	ROBOT	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,02	0,02	0,0
	Momento Fletor (M)	$M_{y,Ed} / M_{y,c,Rd}$	0,47	0,47	0,0
Elemento	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,87	0,87	0,0

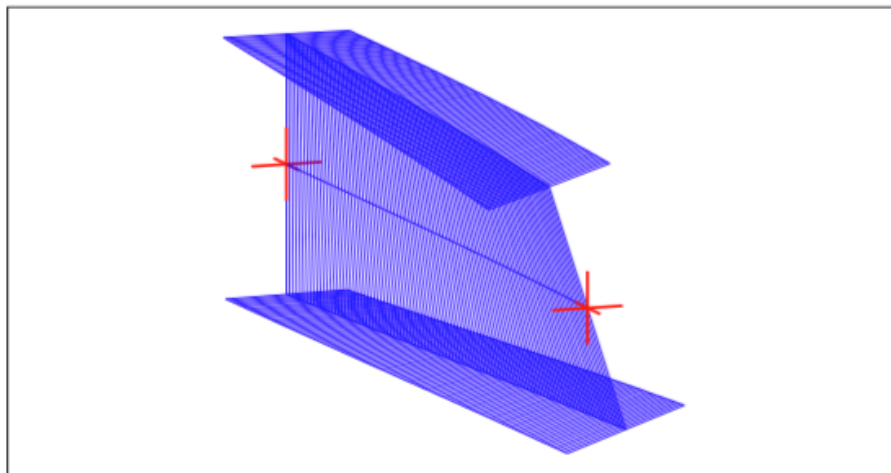
Grupo 17 – Consola com escora no topo

Entre o grupo de barras desta família, a mais solicitada que é a barra N° 394 constituída por HEB 100 com um comprimento de 1,0 metros, referenciada na figura em baixo



Os resultados obtidos para o cálculo do momento crítico no “LTBeam” constam da figura seguinte.

Mode	β_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	227,23	-414,46	0,8	265,85	0



Os resultados obtidos pelo software "Robot" e pela Folha de Cálculo encontram-se nas seguintes páginas.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 394 Consola escora no topo X Mcr_394

POINT: 1 **COORDINATE:** x = 0.80 L = 0.80 m

LOADS:

Governing Load Case: 39 ACC /13/ 1*1.00 + 3*1.00 + 5*1.00 + 6*1.00 + 24*1.00 + 25*0.30 + 26*-1.00

MATERIAL:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: HEB 100

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=22.68 cm ²	Az=9.04 cm ²	Ax=26.04 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=449.54 cm ⁴	Iz=167.27 cm ⁴	Ix=9.05 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=104.22 cm ³	Wplz=51.42 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -1.17 kN	My,Ed = -1.82 kN*m	Mz,Ed = -0.34 kN*m	Vy,Ed = -3.31 kN
Nt,Rd = 611.85 kN	My,pl,Rd = 24.49 kN*m	Mz,pl,Rd = 12.08 kN*m	Vy,T,Rd = 303.82 kN
	My,c,Rd = 24.49 kN*m	Mz,c,Rd = 12.08 kN*m	Vz,Ed = 15.84 kN
	MN,y,Rd = 24.49 kN*m	MN,z,Rd = 12.08 kN*m	Vz,T,Rd = 121.68 kN
	Mb,Rd = 24.26 kN*m		Tt,Ed = 0.04 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 414.46 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.99
Lcr,low=2.00 m	Lam_LT = 0.24	fi,LT = 0.53	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:

About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.13 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.03 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.02 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Section OK !!!

Elemento 394 L 1 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	100 mm	r	12 mm	I _{yy}	449,5 cm ⁴
b	100 mm	A	26 cm ²	I _y	4,16 cm
tw	6 mm	h _i	80 mm	I _{zz}	167,3 cm ⁴
tf	10 mm	d	56 mm	I _z	2,53 cm
W _{pl,y}	104,2 cm ³	I _t	9,25 cm ⁴	γM1	1
w _{pl,z}	51,42 cm ³	I _w x10 ³	3,38 cm ⁶	γM2	1,25
W _{el,y}	89,91 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	33,45 cm ³	γM0	1		

Esforços

N _{Ed}	-1,17 kN	M _{y,Ed}	-1,82 kN.m	M _{z,Ed}	-0,34 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	611,00 kN	M _{c,y,Rd}	24,49 kN.m	M _{c,z,Rd}	12,08 kN.m
N _{b,Rd}	389,43 kN	M _{N,y,Rd}	24,49 kN.m	M _{N,z,Rd}	12,08 kN.m
		M _{b,Rd}	24,25 kN.m		
V _{y,Ed}	-3,31 kN				
V _{z,Ed}	15,84 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	414,46 kN.m	Curva,LT	a
L _{cr,lt}	2 m	λ _{LT}	0,24	φ _{LT}	0,53
				χ _{LT}	0,99

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	1 m	L _{cr,z}	2 m
λ _y	24,05	λ _z	78,84
λ̄ _y	0,26	λ̄ _z	0,84
χ _y	0,98	χ _z	0,64
K _{zy}	1,00	K _{zz}	1,00

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	2 m
Curva,T	c
N _{cr,T}	3899,29
λ̄ _T	0,40
α _T	0,49
φ _T	0,63
χ _T	0,90
N _{b,T,Rd}	549,60 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,00	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,07	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,03	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,03	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,01	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,13	<1	6.2.6

Resistência elemento

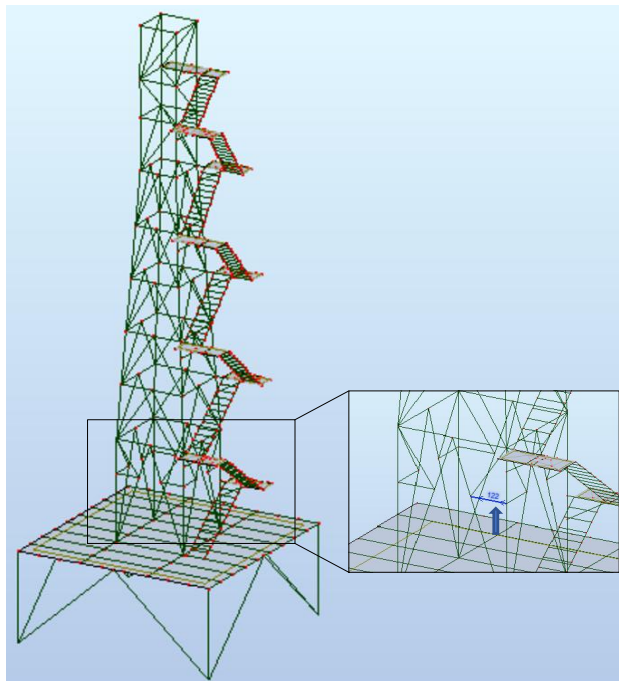
λ _y	24,05	<180	
λ _z	78,84	<180	
M _{Ed} /M _{b,Rd}	0,075	<1	6.2.5

Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,00	0,00	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,13	0,13	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,07	0,07	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,03	0,03	0,0
	Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,03	0,03	0,0
Elemento	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,075	0,07	6,7
Verificação da esbelteza					
λ_y			24,05		Verifica
λ_z			78,84		Verifica

Grupo 18 – Travessas secundárias da torre

Na figura indica-se que a barra N° 122 é a mais solicitada deste grupo, cuja seção é um HEB 100 e tem um comprimento de 1,05 metros.



Os resultados obtidos pelo software “Robot” e pela Folha de Cálculo constam das folhas seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 122

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /5/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 10*0.90 + 24*1.35

MATERIAL:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: HEB 100

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=22.68 cm ²	Az=9.04 cm ²	Ax=26.04 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=449.54 cm ⁴	Iz=167.27 cm ⁴	Ix=9.05 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=104.22 cm ³	Wplz=51.42 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 23.65 kN	My,Ed = 3.40 kN*m	Mz,Ed = 0.37 kN*m	Vy,Ed = 0.36 kN
Nc,Rd = 611.85 kN	My,Ed,max = 3.40 kN*m	Mz,Ed,max = 0.37 kN*m	Vy,T,Rd = 307.02 kN
Nb,Rd = 534.99 kN	My,c,Rd = 24.49 kN*m	Mz,c,Rd = 12.08 kN*m	Vz,Ed = -2.95 kN
	MN,y,Rd = 24.49 kN*m	MN,z,Rd = 12.08 kN*m	Vz,T,Rd = 122.45 kN
			Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
Ly = 1.05 m	Lam_y = 0.27	Lz = 1.05 m	Lam_z = 0.44
Lcr,y = 1.05 m	Xy = 0.97	Lcr,z = 1.05 m	Xz = 0.87
Lamy = 25.37	kyy = 0.62	Lamz = 41.59	kyz = 0.36

Torsional buckling:

Curve,T=c	alfa,T=0.49
Lt=1.05 m	fi,T=0.58
Ncr,T=5751.41 kN	X,T=0.94
Lam_T=0.33	Nb,T,Rd=572.54 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	alfa,TF=0.49
Ncr,y=8382.31 kN	fi,TF=0.55
Ncr,TF=8382.31 kN	X,TF=0.96
Lam_TF=0.27	Nb,TF,Rd=590.02 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.14 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 25.37 < \lambda_{max} = 180.00$ $\lambda_{z} = 41.59 < \lambda_{max} = 180.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.04 < 1.00$ (6.3.1)
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.11 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Elemento 122 L 1,05 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	100 mm	r	12 mm	I_{yy}	449,5 cm ⁴
b	100 mm	A	26 cm ²	I_y	4,16 cm
tw	6 mm	I_{hi}	80 mm	I_{zz}	167,3 cm ⁴
tf	10 mm	d	56 mm	I_z	2,53 cm
$W_{pl,y}$	104,2 cm ³	I_t	9,25 cm ⁴	γ_{M1}	1
$w_{pl,z}$	51,42 cm ³	$I_{w \times 103}$	3,38 cm ⁶	γ_{M2}	1,25
$W_{el,y}$	89,91 cm ³	ϵ	1		
$W_{el,z}$	33,45 cm ³	γ_{M0}	1		

Esforços

N_{Ed}	-23,65 kN	$M_{y,Ed}$	3,4 kN.m	$M_{z,Ed}$	0,37 kN.m
$N_{c,Rd} / N_{t,Rd}$	611,00 kN	$M_{c,y,Rd}$	24,49 kN.m	$M_{c,z,Rd}$	12,08 kN.m
$N_{b,Rd}$	534,96 kN	$M_{N,y,Rd}$	24,49 kN.m	$M_{N,z,Rd}$	12,08 kN.m
		$M_{b,Rd}$	23,92 kN.m		
$V_{y,Ed}$	0,36 kN				
$V_{z,Ed}$	-2,95 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M_{cr}	268,16 kN.m	Curva,LT	a
$L_{cr,lt}$	1,05 m	$\bar{\chi}_{LT}$	0,30	Φ_{LT}	0,56
				χ_{LT}	0,98

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
$L_{cr,y}$	1,05 m	$L_{cr,z}$	1,05 m
λ_y	25,25	λ_z	41,39
$\bar{\chi}_y$	0,27	$\bar{\chi}_z$	0,44
χ_y	0,98	χ_z	0,88
K_{zy}	0,99	K_{zz}	1,01

Encurvadura por torção

$L_{cr,T}$	1,05 m
Curva,T	c
$N_{cr,T}$	5840,86
$\bar{\chi}_T$	0,32
α_T	0,49
ϕ_T	0,58
χ^*	0,94
$N_{b,T,Rd}$	572,60 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,04	<1	6.2.4
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,14	<1	6.2.9
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,03	<1	6.2.9
$[M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}]^{\alpha} + [M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}]^{\beta}$	0,05	<1	6.2.9
$V_{Ed} / V_{c,y,Rd}$	0,00	<1	6.2.6
$V_{Ed} / V_{c,z,Rd}$	0,02	<1	6.2.6

Resistência elemento

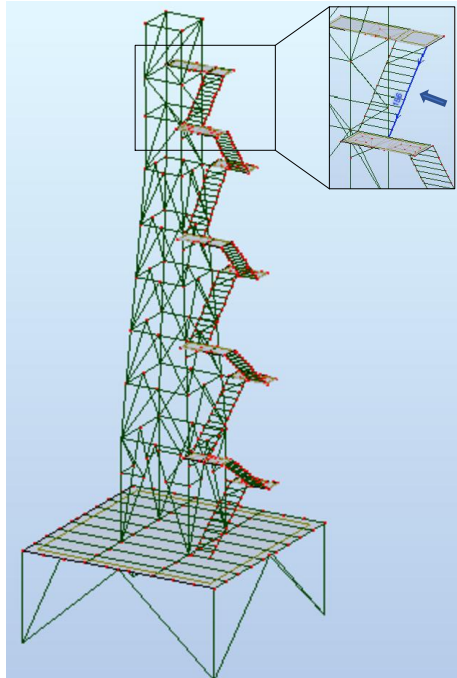
λ_y	25,25	<180	
λ_z	41,39	<180	
$N_{Ed} / N_{b,T,Rd}$	0,04	<1	6.2.4/6.2.3
Equação 6.61	0,20	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,22	<1	6.3.3

Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,04	0,04	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,02	0,02	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,14	0,14	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,03	0,03	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,05	0,05	0,0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,04	0,04	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,20	0,20	0,0
		Cláusula 6.62	0,22	0,22	0,0
Verificação da esbelteza					
λ_y			25,37		Verifica
λ_z			41,59		Verifica

Grupo 19 – “Pernas” da escada

As “pernas” das escadas são condicionadas pela barra Nº 156 indicada na figura. Optou-se pelo dimensionamento da barra mais solicitada, constituída por UNP 100 com um comprimento de 2,37 metros.



Os resultados dos cálculos efetuados no software “Robot” e na Folha de Cálculo encontram-se nas folhas seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 156

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 ULS /4/ 1*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.35 + 6*1.35 + 9*0.90 + 24*1.35

MATERIAL:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: UPN 100

h=10.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=5.0 cm

Ay=9.42 cm²

Az=6.11 cm²

Ax=13.38 cm²

tw=0.6 cm

Iy=205.30 cm⁴

Iz=29.16 cm⁴

Ix=2.58 cm⁴

tf=0.9 cm

Wply=48.95 cm³

Wplz=16.21 cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -7.39 kN

My,Ed = 1.41 kN*m

Mz,Ed = 1.40 kN*m

Vy,Ed = 5.90 kN

Nt,Rd = 314.43 kN

My,pl,Rd = 11.50 kN*m

Mz,pl,Rd = 3.81 kN*m

Vy,T,Rd = 127.45 kN

My,c,Rd = 11.50 kN*m

Mz,c,Rd = 3.81 kN*m

Vz,Ed = -4.24 kN

MN,y,Rd = 11.50 kN*m

MN,z,Rd = 3.81 kN*m

Vz,T,Rd = 82.77 kN

Tt,Ed = 0.00 kN*m

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:

About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.37 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.49 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Section OK !!!

Elemento 156 L 2,37 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	100 mm	r	8,5 mm	l _{yy}	206 cm ⁴
b	50 mm	A	13,5 cm ²	l _y	3,91 cm
tw	6 mm	h _i	4,5 mm	l _{zz}	29,3 cm ⁴
tf	8,5 mm	d	64 mm	l _z	1,47 cm
W _{pl,y}	49 cm ³	l _t	2,81 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	16,2 cm ³	l _{w x103}	0,41 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	41,2 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	8,49 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	7,39 kN	M _{y,Ed}	1,41 kN.m	M _{z,Ed}	1,4 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	317,25 kN	M _{c,y,Rd}	11,52 kN.m	M _{c,z,Rd}	3,81 kN.m
N _{b,Rd}	80,75 kN	M _{N,y,Rd}	11,52 kN.m	M _{N,z,Rd}	3,81 kN.m
		M _{b,Rd}	7,08 kN.m		
V _{y,Ed}	5,9 kN				
V _{z,Ed}	-4,24 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	20,82 kN.m	Curva,LT	d
L _{cr,lt}	2,37 m	λ _{LT}	0,74	φ _{LT}	0,98
				χ _{LT}	0,61

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	2,37 m	L _{cr,z}	2,37 m
λ _y	60,67	λ _z	160,87
χ _y	0,65	χ _z	1,71
χ _y	0,76	χ _z	0,25
K _{zy}	0,98	K _{zz}	1,13

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	2,37 m
Curva,T	c
N _{cr,T}	1391,13
λ _T	0,48
α _T	0,49
φ _T	0,68
χ _T	0,86
N _{b,T,Rd}	271,39 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,02	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,12	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,37	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,49	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,05	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,05	<1	6.2.6

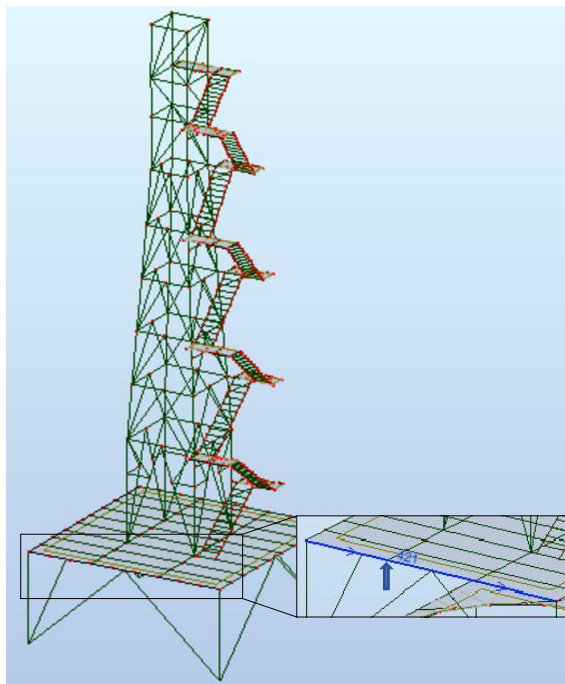
Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,02	0,02	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,05	0,05	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,05	0,05	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,12	0,12	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,37	0,37	0,0
	Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,49	0,49	0,0

Grupo 23 - Vigas exteriores da estrutura metálica de suporte (plano X-Z)

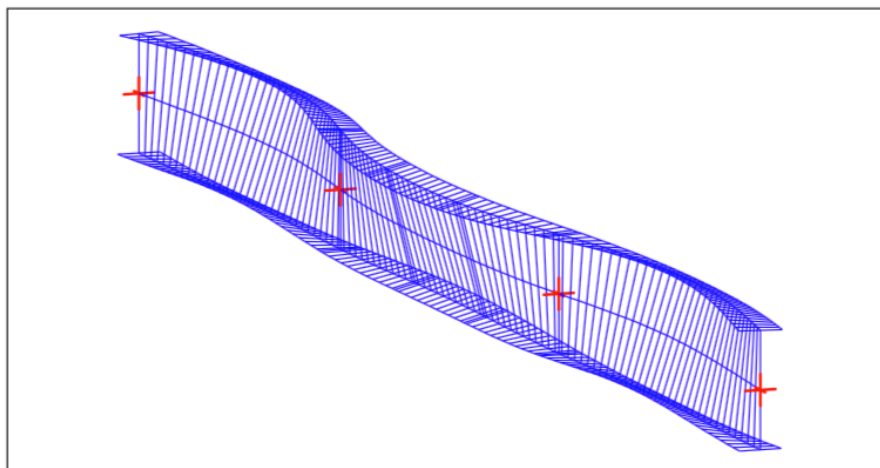
A barra N° 421 foi estudada por ser a barra mais solicitada.

Esta barra funciona como coluna-viga.



Os resultados do software “LTBeam” são os seguintes:

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	50,1	5120,7	2,92	-1462,6	0



As restantes informações respeitantes ao dimensionamento no “Robot” e na Folha de Cálculo encontram-se nas páginas seguintes.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 421 Est.Met.Pr.Vigas Exteriores dir.xxx X Mcr_421

POINT: 1 **COORDINATE:** x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 39 ACC /8/ 1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*1.00 + 6*1.00 + 24*1.00 + 25*0.30 + 26*1.00

MATERIAL:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 600

h=60.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=94.30 cm ²	Az=83.78 cm ²	Ax=155.98 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=92083.40 cm ⁴	Iz=3387.34 cm ⁴	Ix=166.20 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=3512.62 cm ³	Wplz=485.66 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 29.18 kN	My,Ed = 0.02 kN*m	Mz,Ed = -28.05 kN*m	Vy,Ed = -14.55 kN
Nc,Rd = 3665.62 kN	My,Ed,max = 2.19 kN*m	Mz,Ed,max = -28.05 kN*m	Vy,T,Rd = 1279.18 kN
Nb,Rd = 2826.59 kN	My,c,Rd = 825.47 kN*m	Mz,c,Rd = 114.13 kN*m	Vz,Ed = -5.81 kN
	MN,y,Rd = 825.47 kN*m	MN,z,Rd = 114.13 kN*m	Vz,T,Rd = 1136.58 kN
	Mb,Rd = 763.94 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 5120.00 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.93
Lcr,upp=2.92 m	Lam_LT = 0.40	fi,LT = 0.61	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
Ly = 4.50 m	Lam_y = 0.20	Lz = 3.16 m	Lam_z = 0.72
Lcr,y = 4.50 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 3.16 m	Xz = 0.77
Lamy = 18.52	kzy = 1.00	Lamz = 67.81	kzz = 0.49

Torsional buckling:

Curve,T=b	alfa,T=0.34
Lt=3.16 m	fi,T=0.71
Ncr,T=11887.30 kN	X,T=0.86
Lam_T=0.56	Nb,T,Rd=3148.28 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=b	alfa,TF=0.34
Ncr,y=94248.70 kN	fi,TF=0.52
Ncr,TF=94248.70 kN	X,TF=1.00
Lam_TF=0.20	Nb,TF,Rd=3665.62 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.25 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.25 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy,Ed}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz,Ed}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{b,y} = 18.52 < \lambda_{b,max} = 180.00$ $\lambda_{b,z} = 67.81 < \lambda_{b,max} = 180.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.01 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z R_k/g_{M1}) = 0.08 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z R_k/g_{M1}) = 0.13 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Elemento 421 L 9 m

Características do material

S 235 f_y 235 [N/mm²]

Características da seção

h	600 mm	r	24 mm	I _{yy}	92080 cm ⁴
b	220 mm	A	156 cm ²	I _y	24,3 cm
tw	12 mm	h _i	562 mm	I _{zz}	3387 cm ⁴
tf	19 mm	d	514 mm	I _z	4,66 cm
W _{pl,y}	3512 cm ³	I _t	165,4 cm ⁴	γ _{M1}	1
w _{pl,z}	485,6 cm ³	I _w x103	2846 cm ⁶	γ _{M2}	1,25
W _{el,y}	3069 cm ³	ε	1		
W _{el,z}	307,9 cm ³	γ _{M0}	1		

Esforços

N _{Ed}	-29,18 kN	M _{y,Ed}	2,19 kN.m	M _{z,Ed}	28,05 kN.m
N _{c,Rd} / N _{t,Rd}	3666,00 kN	M _{c,y,Rd}	825,32 kN.m	M _{c,z,Rd}	114,12 kN.m
N _{b,Rd}	2826,72 kN	M _{N,y,Rd}	825,32 kN.m	M _{N,z,Rd}	114,12 kN.m
		M _{b,Rd}	825,32 kN.m		
V _{y,Ed}	-14,55 kN				
V _{z,Ed}	-5,81 kN	Classe seção	1		

Encurvadura lateral

z	0	M _{cr}	29626,00 kN.m	Curva,LT	b
L _{cr,lt}	3,16 m	λ _{LT}	0,17	φ ^{LT}	0,51
				χ ^{LT}	1,00

Encurvadura

Eixo y-y		Eixo z-z	
L _{cr,y}	4,5 m	L _{cr,z}	3,16 m
λ _y	18,52	λ _z	67,82
λ _y	0,20	λ _z	0,72
χ _y	1,00	χ _z	0,77
K _{zy}	1,00	K _{zz}	0,40

Encurvadura por torção

L _{cr,T}	3,16 m
Curva,T	b
N _{cr,T}	11837,39
λ _T	0,56
α _T	0,34
φ ^T	0,72
χ ^T	0,86
N _{b,T,Rd}	3146,52 kN

Verificação das fórmulas do EC3

Resistência da seção transversal

N _{Ed} /N _{c,Rd}	0,01	<1	6.2.4
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}	0,00	<1	6.2.9
M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}	0,25	<1	6.2.9
[M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd}] ^α + [M _{z,Ed} /M _{N,z,Rd}] ^β	0,25	<1	6.2.9
V _{Ed} /V _{c,y,Rd}	0,01	<1	6.2.6
V _{Ed} /V _{c,z,Rd}	0,01	<1	6.2.6

Resistência elemento

λ _y	18,52	<180	
λ _z	67,82	<180	
N _{Ed} /N _{b,T,Rd}	0,01	<1	6.2.4/6.2.3
M _{Ed} /M _{b,Rd}	0,00	<1	6.2.5
Equação 6.61	0,07	<1	6.3.3
Equação 6.62	0,112	<1	6.3.3

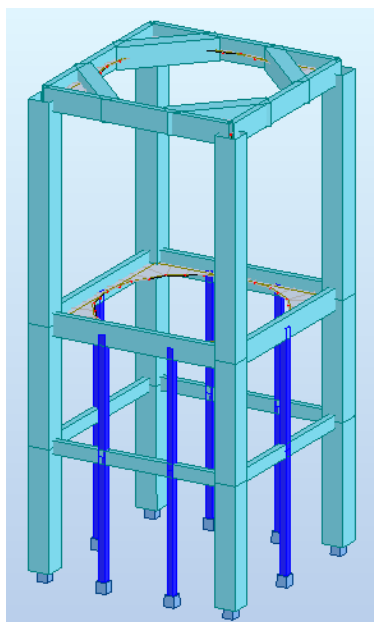
Quadro comparativo do dimensionamento

Verificação da resistência			Resultados		
			Folha de Cálculo	Robot	Desvio %
Seção	Esforço axial (N)	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Esforço transverso (V)	$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
		$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Flexão composta (M+N)	$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	0,00	0,00	0,0
		$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	0,25	0,25	0,0
Flexão composta desviada	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^\alpha + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^\beta$	0,25	0,25	0,0	
Elemento	Coluna	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	0,01	0,01	0,0
	Viga	$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0,00	0,00	0,0
	Coluna-viga	Cláusula 6.61	0,07	0,08	12,5
		Cláusula 6.62	0,112	0,13	13,8
Verificação da esbelteza					
λ_y			18,52		Verifica
λ_z			67,81		Verifica

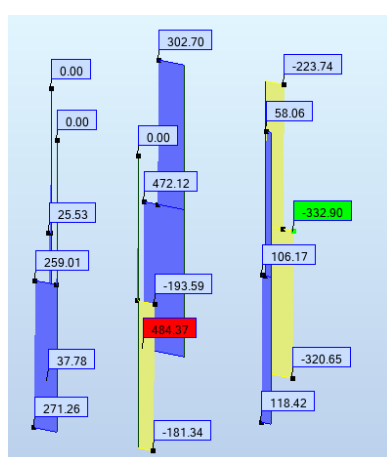
Anexo 5

Pilares 0,35 m x 0,35 m

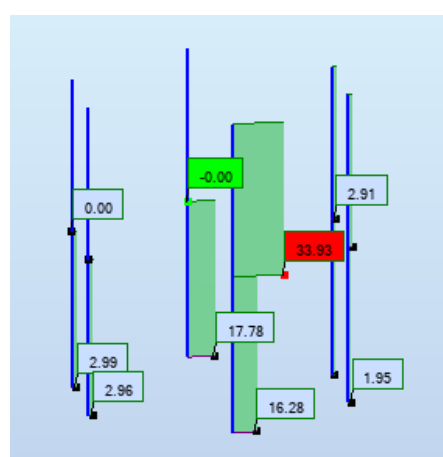
Os pilares com seções de 0,35m x 0,35m são secundários e servem de suporte às chapas metálicas do revestimento exterior. Na figura seguinte identificam-se estes pilares.



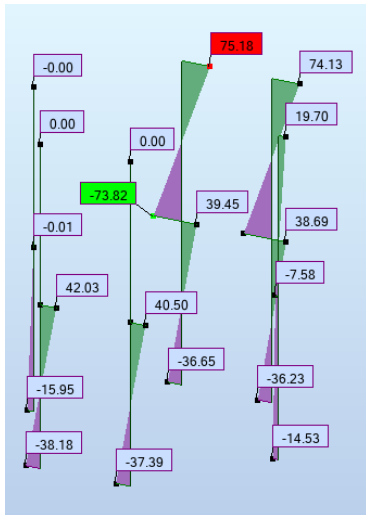
A combinação condicionante para estes elementos é a combinação ULS/16, cujos diagramas de cálculo são os seguintes:



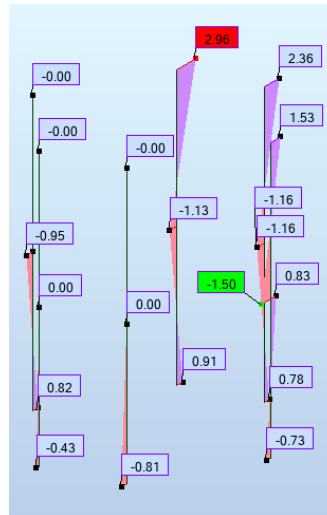
Esforços Axiais N [kN]



Esforços Transversos V [kN]



Momentos Fletores My [kN.m]



Momentos Fletores Mz [kN.m]

O dimensionamento foi feito recorrendo ao software “XD-CoSec” cujos resultados estão resumidos nas figuras seguintes.

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

Parâmetros de Cálculo

Pilar 0.35x0.35

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Seção

Materials Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria

b (m): 0.35
h (m): 0.35
c_{mec} (cm): 4.5

Distribuição das Armaduras

Nº de varões pretendidos para cada face: b = 3 h = 3

Esforços Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN)	-484.37	My (kN.m)	75.18	Vy (kN)	33.93
T (kN.m)	0	Mz (kN.m)	2.96	Vz (kN)	0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada **Esforço Transverso** Torção

x (m)	0.047	As.b (cm ²)	8.84	As óptimo p/varão	2.95 (cm ²)
α (°)	88.7	As.h (cm ²)	2.95	Diam. adoptado	20 (mm)
Porcentagem de armadura na seção:		2.05 (%)			

(Valores obtidos usando o diagrama de tensões parábola-rectângulo)

As Dimensionar **Alternar visualização**

Cálculo de seções de betão armado segundo o Eurocódigo 2 Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

Dimensionamento das Armaduras de Flexão dos pilares 0,35 m x 0,35 m

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

Parâmetros de Cálculo

Pilar0.35x0.35

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Seção

Materiais Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria b (m): 0.35 h (m): 0.35 c_{mech} (cm): 4,5

Distribuição das Armaduras Nº de varões pretendidos para cada face: b = 3 h = 3

Esforços Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN): -484,37 My (kN.m): 75,18 Vy (kN): 33,93
T (kN.m): 0 Mz (kN.m): 2,96 Vz (kN): 0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada **Esforço Transverso** Torção

Y Vrd.c (kN): 0,00 Vrd.max (kN): 349,85 Ramos: 3 Diam. esp. (cm): 8 // 132,6
cot θ: 2,50 As_w/s (cm/m): 1,1371

Z Vrd.c (kN): 0,00 Vrd.max (kN): 0,00 Ramos: 3 Diam. esp. (cm): =
cot θ: 0,00 As_w/s (cm/m): 0,0000

As Dimensionar Alternar visualização

Cálculo de seções de betão armado segundo o Eurocódigo 2 Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso dos pilares 0,35 m x 0,35 m

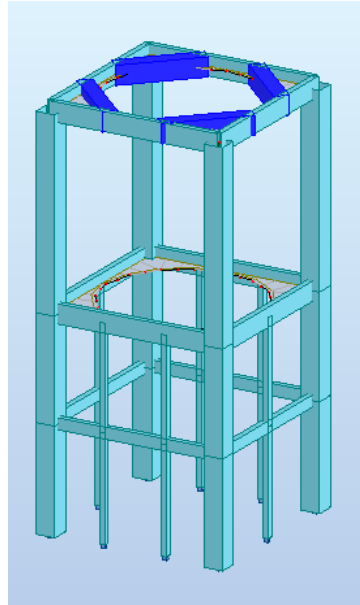
As armaduras finais a utilizar são as seguintes:

- Varões longitudinais - 10 \emptyset 20 ($A_{s,min}=1,61 \text{ cm}^2$; $A_s=31,4 \text{ cm}^2$; $A_{s,max}=49,0 \text{ cm}^2$)
- Armaduras transversais - 3 ramos de \emptyset 8 // 0,20 ($s_{cl,tmax} = 0,3 \text{ m}$)

Vigas secundárias 2º piso (1,0 m x 0,75 m)

As barras com seções de 1,0 m x 0,75 m pertencentes a este grupo são identificadas na figura seguinte. A viga mais solicitada é a barra Nº 328.

A combinação condicionante é a combinação envolvente dos ELU.



Nas figuras em baixo indicam-se os esforços de cálculo considerados no dimensionamento das diferentes seções.

Pelo diagrama de momentos fletores é possível aferir que os momentos são nulos nos apoios e com algum significado a meio vão.

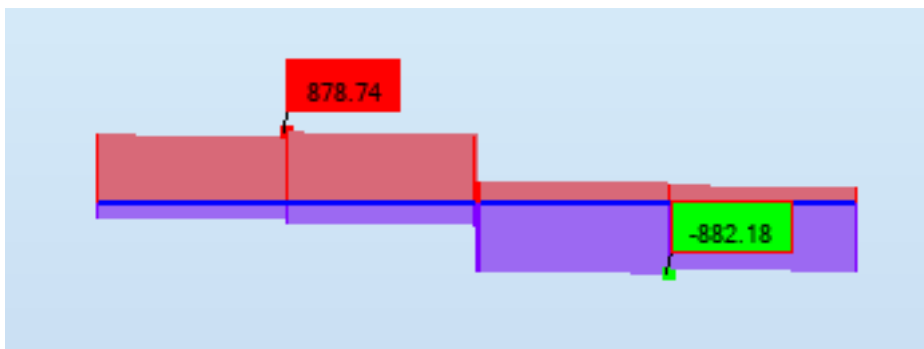


Diagrama de Esforços Transversos - Barra N° 328

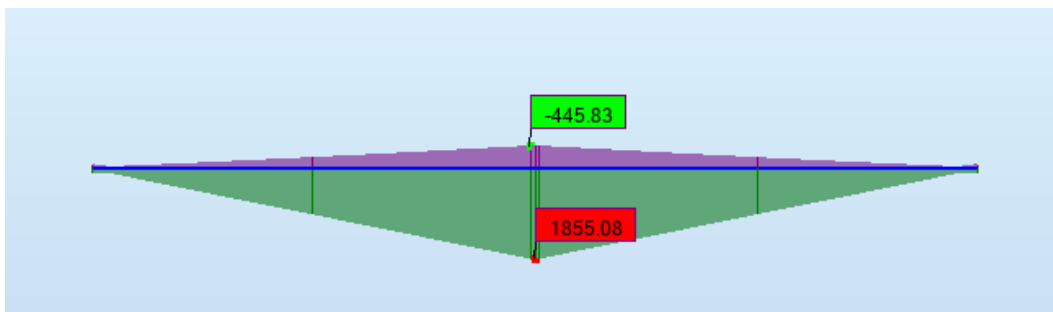


Diagrama de Momentos Fletores - Barra N° 328

Seção dos apoios

Uma vez que o momento na seção dos apoios é aproximadamente 0, a utilização de armadura nesta seção foi necessária apenas para controlar a fendilhação e o esforço transversal. Assim sendo, optou-se pela utilização de uma armadura que cumpra os valores de armadura e espaçamento mínimo de modo a cumprir e garantir a segurança à flexão e fendilhação.

Com base no esforço transversal máximo recorreu-se ao software “XD-CoSec” de modo a verificar a segurança desta seção.

Dados da Seção

Materials: Classe do Betão: C30/37, Classe do Aço: A500

Geometria: b (m): 0.75, h (m): 1, c_{mec} (cm): 4.5

Distribuição das Armaduras: Armadura Superior: 50 %, Armadura Inferior: 50 %

Esforços: Flexão: Simples Composta Desviada
N (kN): -61.79, My (kN.m): 0, Vy (kN): 882.18
T (kN.m): 0, Mz (kN.m): 30, Vz (kN): 0

Resultados: Flexão Simples | Flexão Composta | Flexão Desviada | Esforço Transverso | Torção

Y: Vrd,c (kN): 232.79, Vrd,max (kN): 2347.3, Ramos: 4, Diam. esp. (cm): 8, 21.3
cot θ : 2.50, A_{s_w}/s (cm²/m): 9.4427

Z: Vrd,c (kN): 0.00, Vrd,max (kN): 0.00, Ramos: 4, Diam. esp. (cm): 8, =
cot θ : 0.00, A_{s_w}/s (cm²/m): 0.0000

Diagrama: Seção retangular com largura b, altura h, altura útil d e profundidade mecânica c_{mec} . Armaduras indicadas: A_{s-} (superior), A_{s+} (inferior) e $A_{sw/s}$ (transversal).

Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso nas vigas 1,0 m x 0,75 m – Seção de Apoio

Para a seção dos apoios, as armaduras são:

- Varões longitudinais - 8 \emptyset 25 ($A_{s,min}=10,8$ cm²; $A_s=39,3$ cm²; $A_{s,max}=300,0$ cm²)
- Armaduras transversais - 4 ramos de \emptyset 8 // 0,20 ($s_{l,max}=0,716$ m $s_{t,max}=0,6$ m)

Seção de meio vão

Para a seção de meio vão estão indicadas nas seguintes figuras as armaduras que foram calculadas Eurocódigo recorrendo ao software “XD-CoSec”.

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

Parâmetros de Cálculo

Dim. MeioVao3

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Secção

Materiais Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria
 b (m): 0,75
 h (m): 1
 c_{mec} (cm): 4,5

Distribuição das Armaduras
 Amadura Superior: 25 %
 Amadura Inferior: 75 %

Esforços Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN): -138,86 My (kN.m): 1855,08 Vy (kN): 882,18
 T (kN.m): 0 Mz (kN.m): 30 Vz (kN): 0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada Esforço Transverso Torção

x (m) 0,155 As - (cm²) 16,35 n° 4 Diam. 25 Eficiência 83,29 %
x/d 0,162 As + (cm²) 49,06 n° 10 Diam. 25 Eficiência 99,95 %

Percentagem de armadura na secção: 0,92 %
 (Valores obtidos usando o diagrama de tensões parábola-retângulo)

As Dimensionar **Alternar visualização**

Cálculo de seções de betão armado segundo o Eurocódigo 2 Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

Dimensionamento das Armaduras de Flexão nas vigas 1,0 m x 0,75 m – Seção de Meio Vão

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

Parâmetros de Cálculo

MeioVao3

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Secção

Materiais Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria
 b (m): 0,75
 h (m): 1
 c_{mec} (cm): 4,5

Distribuição das Armaduras
 Amadura Superior: 25 %
 Amadura Inferior: 75 %

Esforços Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN): -138,86 My (kN.m): 1855,08 Vy (kN): 882,18
 T (kN.m): 0 Mz (kN.m): 30 Vz (kN): 0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada Esforço Transverso Torção

Y Vrd.c (kN) 323,72 Vrd.max (kN) 2347,3 Ramos 4 Diam. esp. (cm) 8 21,3
 cot θ 2,50 As_w/s (cm²/m) 9,4427

Z Vrd.c (kN) 0,00 Vrd.max (kN) 0,00 Ramos 4 Diam. esp. (cm) 8 -
 cot θ 0,00 As_w/s (cm²/m) 0,0000

As Dimensionar **Alternar visualização**

Cálculo de seções de betão armado segundo o Eurocódigo 2 Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

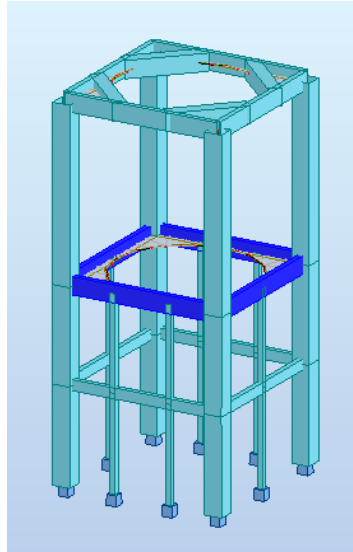
Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso nas vigas 1,0 m x 0,75 m – Seção de Meio Vão

Para a seção de meio vão as armaduras são:

- Varões longitudinais - 14 \varnothing 25 ($A_{s,min}=10,8 \text{ cm}^2$; $A_s=68,7 \text{ cm}^2$; $A_{s,max}=300,0 \text{ cm}^2$)
- Armaduras transversais - 2 ramos de \varnothing 8 // 0,10 ($s_{l,max}=0,716 \text{ m}$ $s_{t,max}=0,6 \text{ m}$)

Vigas principais 1º piso (1,0 x 0,3)

Os elementos pertencentes a esta família estão indicados na figura seguinte. A barra mais solicitada deste grupo é a barra Nº 351.



À semelhança das vigas anteriores, indica-se a envolvente dos esforços de flexão e corte para as combinações dos ULS.

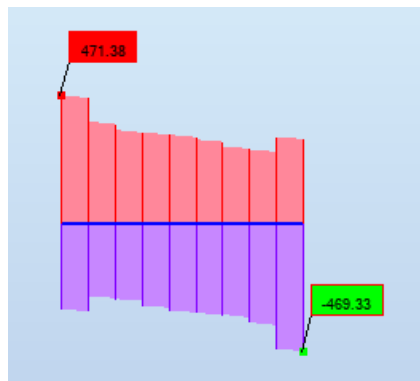


Diagrama de Esforços Transversos - Barra Nº 351

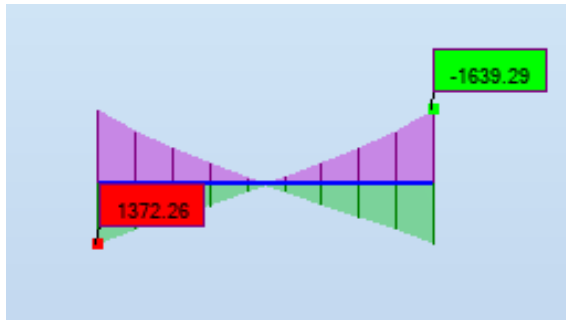


Diagrama de Momentos Fletores - Barra Nº 351

Seção dos apoios

Com recurso ao programa “XD-CoSec” calcularam-se as armaduras cujos resultados constam nas figuras seguintes.

Dados da Secção

Materiais: Classe do Betão C30/37, Classe do Aço A500

Geometria

b (m) 0,3
h (m) 1,0
c_{mec} (cm) 4,5

Distribuição das Armaduras

Armadura Superior: 50 %
Armadura Inferior: 50 %

Esforços

Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN) -28,95 My (kN.m) 1639,29 Vy (kN) 471,38
T (kN.m) 0 Mz (kN.m) 30 Vz (kN) 0

Resultados

Flexão Simples | Flexão Composta | Flexão Desviada | Esforço Transverso | Torção

	x (m)	As - (cm ²)	n°	Diam.	Eficiência %
As -	0,156	42,01	6	32	87,05
As +	0,163	42,01	6	32	87,05

Percentagem de armadura na secção: 3,22 %
(Valores obtidos usando o diagrama de tensões parábola-rectângulo)

Diagrama da Secção: Mostra uma secção rectangular com largura b e altura h. A altura útil é d. A armadura superior é As- e a inferior é As+. A armadura de cisalhamento é Asw/s. O coeficiente mecânico é c_{mec}. O ecrã também possui botões "As Dimensionar" e "Alternar visualização".

Cálculo de seções de betão armado segundo o Eurocódigo 2 Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

Dimensionamento das Armaduras de Flexão nas vigas principais do 1º piso – Seção de Apoio

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

Parâmetros de Cálculo

apoio351 MeioVao351

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Secção

Materiais Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria
 b (m): 0,3
 h (m): 1,0
 c_{mec} (cm): 4,5

Distribuição das Armaduras
 Armadura Superior: 50 %
 Armadura Inferior: 50 %

Esforços Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN): -28,95 My (kN.m): 1372,26 Vy (kN): 471,38
 T (kN.m): 0 Mz (kN.m): 30 Vz (kN): 0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada Esforço Transverso Torção

Y
 Vrd.c (kN): 168,82 Vrd.max (kN): 938,93 Ramos: 2 Diam. esp. (cm): 8 // 19,9
 cot θ : 2,50 A_{sw}/s (cm²/m): 5,0456

Z
 Vrd.c (kN): 0,00 Vrd.max (kN): 0,00 Ramos: 2 Diam. esp. (cm): 8 // =
 cot θ : 0,00 A_{sw}/s (cm²/m): 0,0000

As Dimensionar Alternar visualização

Cálculo de seções de betão armado segundo o Eurocódigo 2 Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso nas vigas principais do 1º piso – Seção de Apoio

As armaduras finais são:

- Varões longitudinais - 12 \emptyset 32 ($A_{s,min}=4,3 \text{ cm}^2$; $A_s=96,5 \text{ cm}^2$; $A_{s,max}=120,0 \text{ cm}^2$)
- Armaduras transversais - 2 ramos de \emptyset 8 // 0,15 ($s_{l,max}=0,716 \text{ m}$ $s_{t,max}=0,6 \text{ m}$)

Seção de meio vão

À semelhança da seção dos apoios utilizou-se o “XD-CoSec” para o cálculo destas armaduras.

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

Parâmetros de Cálculo

apoio157 MeioVao3

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Secção

Materials Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria
 b (m): 0,3
 h (m): 1
 c_{mec} (cm): 4,5

Distribuição das Armaduras
 Amadura Superior: 50 %
 Amadura Inferior: 50 %

Esforços Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN): -22,53 My (kN.m): 819,5 Vy (kN): 321,36
 T (kN.m): 0 Mz (kN.m): 30 Vz (kN): 0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada Esforço Transverso Torção

x (m): 0,131 As- (cm²): 21,01 n°: 3 Diam.: 32 Eficiência: 87,08 %
 x/d: 0,137 As+ (cm²): 21,01 n°: 3 Diam.: 32 Eficiência: 87,08 %

Percentagem de armadura na secção: 1,61 %
 (Valores obtidos usando o diagrama de tensões parábola-retângulo)

Diagram illustrating the geometry and reinforcement distribution of a rectangular section. The width is b , the total height is h , and the effective depth is d . The neutral axis depth is x . The top reinforcement is A_{s-} , the bottom reinforcement is A_{s+} , and the web reinforcement is $A_{sw/s}$. The diagram also shows the coordinate system (y, z) .

Buttons: **As Dimensionar** **Alternar visualização**

Cálculo de secções de betão armado segundo o Eurocódigo 2

Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

Dimensionamento das Armaduras de Flexão nas vigas principais 1º piso – Seção de Meio Vão

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

Parâmetros de Cálculo

Dim. MeioVao3

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Secção

Materials Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria
 b (m): 0,3
 h (m): 1
 c_{mec} (cm): 4,5

Distribuição das Armaduras
 Amadura Superior: 50 %
 Amadura Inferior: 50 %

Esforços Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN): -22,53 My (kN.m): 819,5 Vy (kN): 321,36
 T (kN.m): 0 Mz (kN.m): 30 Vz (kN): 0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada Esforço Transverso Torção

Y Vrd,c (kN): 137,42 Vrd,max (kN): 938,93 Ramos: 2 Diam.: 8 esp. (cm): 29,2
 cot θ : 2,50 As_w/s (cm²/m): 3,4398

Z Vrd,c (kN): 0,00 Vrd,max (kN): 0,00 Ramos: 2 Diam.: 8 esp. (cm): =
 cot θ : 0,00 As_w/s (cm²/m): 0,0000

Diagram illustrating the geometry and reinforcement distribution of a rectangular section. The width is b , the total height is h , and the effective depth is d . The neutral axis depth is x . The top reinforcement is A_{s-} , the bottom reinforcement is A_{s+} , and the web reinforcement is $A_{sw/s}$. The diagram also shows the coordinate system (y, z) .

Buttons: **As Dimensionar** **Alternar visualização**

Cálculo de secções de betão armado segundo o Eurocódigo 2

Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

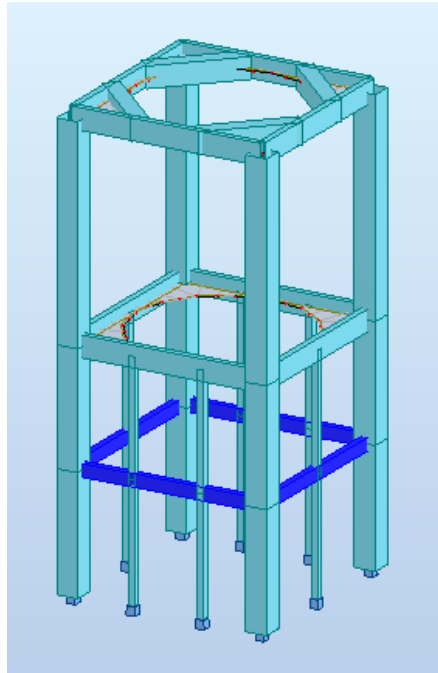
Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso nas vigas principais 1º piso – Seção de Meio Vão

Conclui-se que as armaduras são:

- Varões longitudinais - 6 \varnothing 32 ($A_{s,min}=4,3 \text{ cm}^2$; $A_s=48,2 \text{ cm}^2$; $A_{s,max}=120,0 \text{ cm}^2$)
- Armaduras transversais - 2 ramos de \varnothing 8 // 0,10 ($S_{l,max}=0,716 \text{ m}$ $S_{t,max}=0,6 \text{ m}$)

Vigas 0,6 m x 0,3 m

Nas seguintes figuras indicam-se as verificações realizadas.



Vigas 0,6 m x 0,3 m

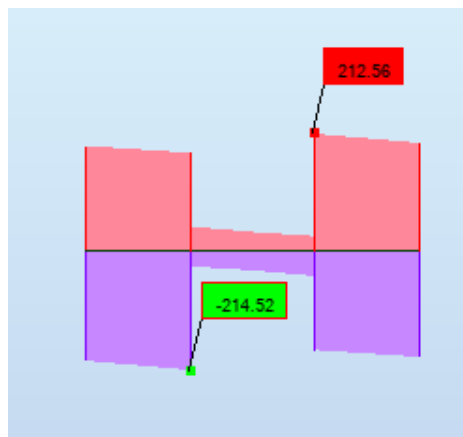


Diagrama de Esforços Transversos - Barra Nº 332

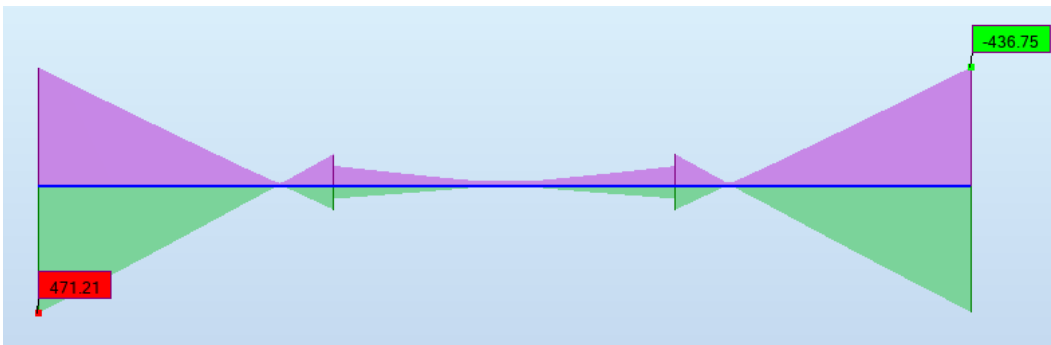


Diagrama de Momentos Fletores - Barra N 332

Seção dos apoios

As armaduras para as seções dos apoios foram também calculadas no programa "XD-CoSec".

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

Parâmetros de Cálculo

apoi03 MeioVao332

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Seção

Materiais Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria
 b (m): 0.3
 h (m): 0.6
 c_{mec} (cm): 4.5

Distribuição das Armaduras
 Amadura Superior: 50 %
 Amadura Inferior: 50 %

Esforços Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN): -38.55 My (kN.m): 471.91 Vy (kN): 214.52
 T (kN.m): 0 Mz (kN.m): 30 Vz (kN): 0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada Esforço Transverso Torção

	x (m)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	n°	Diam.	Eficiência %
	0.098	21.59	21.59	5	25	87.96
	0.177	21.59	21.59	5	25	87.96

Porcentagem de armadura na secção: 2.73 %

(Valores obtidos usando o diagrama de tensões parábola-retângulo)

As Dimensionar Alternar visualização

Cálculo de seções de betão armado segundo o Eurocódigo 2 Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

Dimensionamento das Armaduras de Flexão nas vigas 0,6 m x 0,3 m – Seção de Apoio

XD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections

Ficheiro Ferramentas Ajuda Saiba mais acerca do XD-CoSec!

Parâmetros de Cálculo

apoi3 MeioVao332

Dimensionamento de Seções Rectangulares

Dados da Seção

Materiais Classe do Betão: C30/37 Classe do Aço: A500

Geometria
 b (m): 0,3
 h (m): 0,6
 c_{mec} (cm): 4,5

Distribuição das Armaduras
 Armadura Superior: 50 %
 Armadura Inferior: 50 %

Esforços Flexão: Simples Composta Desviada

N (kN): -38,55 My (kN.m): 471,91 Vy (kN): 214,52
 T (kN.m): 0 Mz (kN.m): 30 Vz (kN): 0

Resultados

Flexão Simples Flexão Composta Flexão Desviada Esforço Transverso Torção

Y
 Vrd.c (kN): 107,72 Vrd.max (kN): 545,66 Ramos: 2 Diam. esp. (cm): 8 25,4
 cot θ : 2,50 A_{sw}/s (cm²/m): 3,9511

Z
 Vrd.c (kN): 0,00 Vrd.max (kN): 0,00 Ramos: 2 Diam. esp. (cm): 8
 cot θ : 0,00 A_{sw}/s (cm²/m): 0,0000

As Dimensionar Alternar visualização

Cálculo de seções de betão armado segundo o Eurocódigo 2 Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

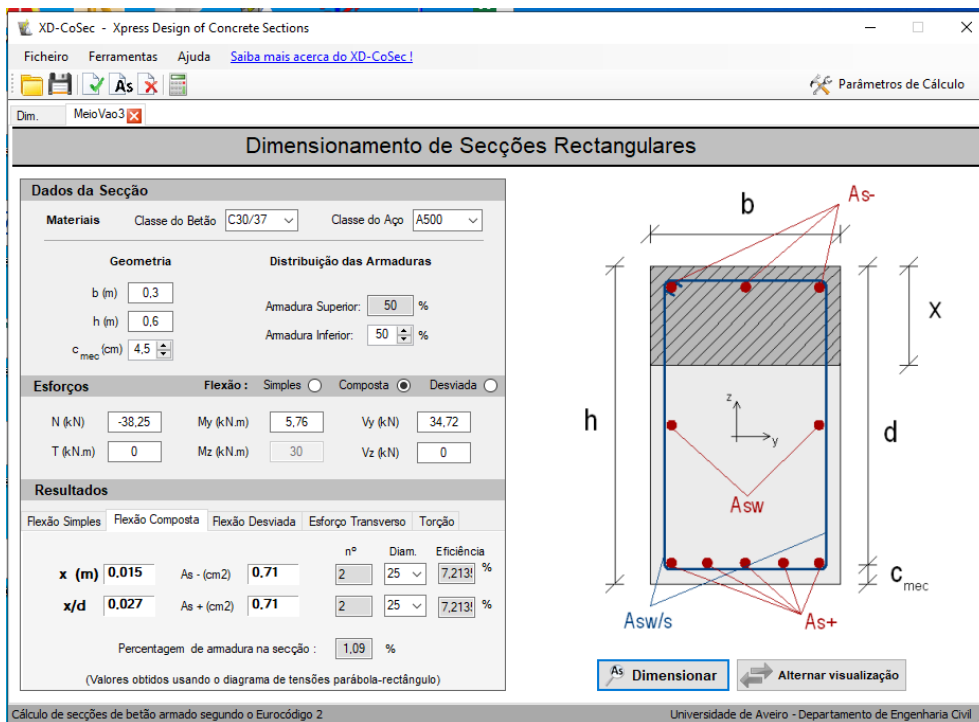
Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso nas vigas 0,6 m x 0,3 m – Seção de Apoio

As armaduras calculadas são:

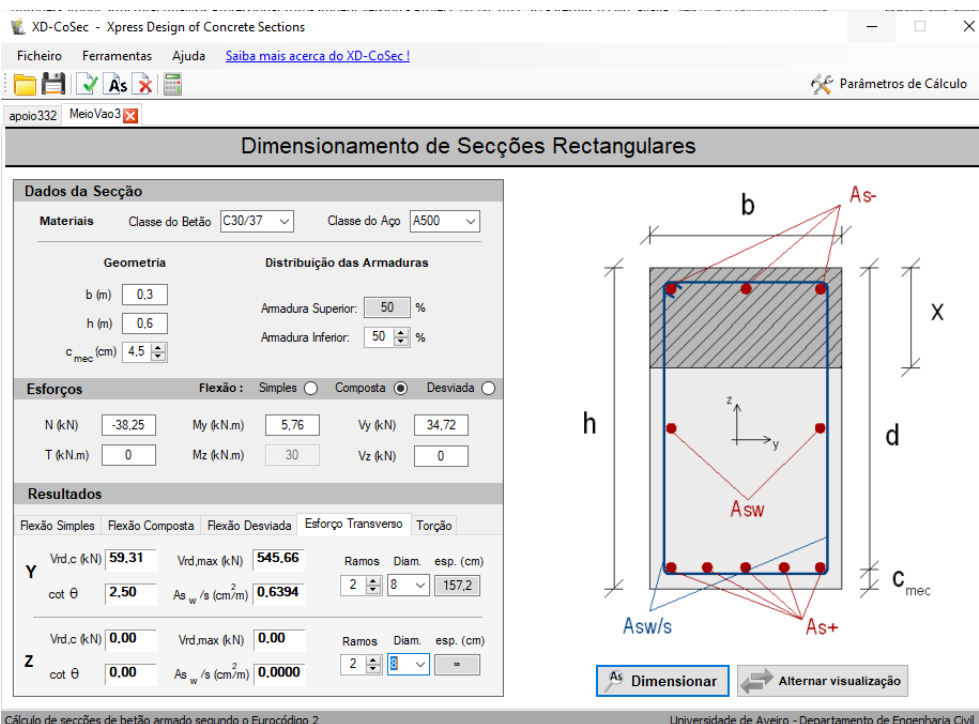
- Varões longitudinais - 10 \emptyset 25 ($A_{s,min}=2,51$ cm²; $A_s=49,1$ cm²; $A_{s,max}=72,0$ cm²)
- Armaduras transversais - 2 ramos de \emptyset 8 // 0,20 ($S_{l,max}=0,416$ m $S_{t,max}=0,6$ m)

Seção de meio vão

Nas figuras seguintes indicam-se as armaduras longitudinais e transversais obtidas nos cálculos.



Dimensionamento das Armaduras de Flexão nas vigas 0,6 m x 0,3 m – Seção de Meio Vão



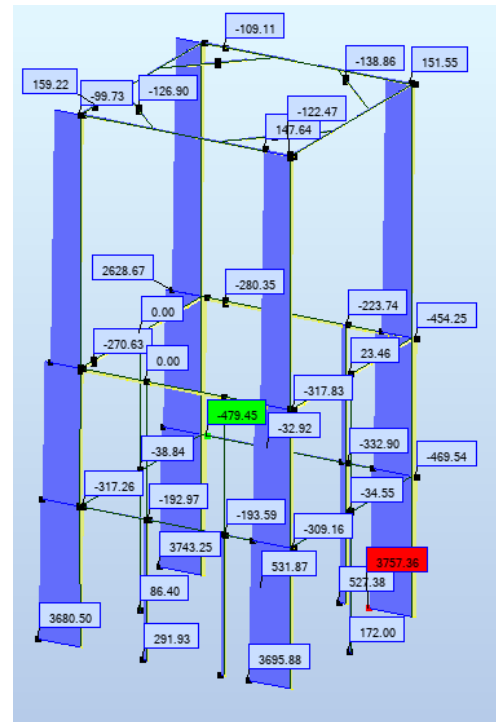
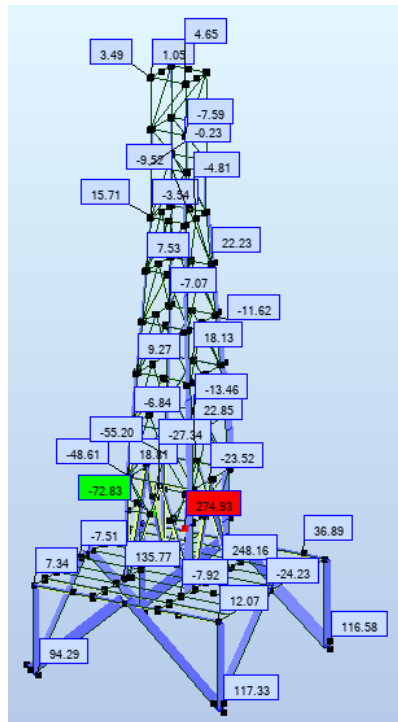
Dimensionamento das Armaduras de Esforço Transverso nas vigas 0,6 m x 0,3 m – Seção de Meio Vão

Para a seção de meio vão, as armaduras são:

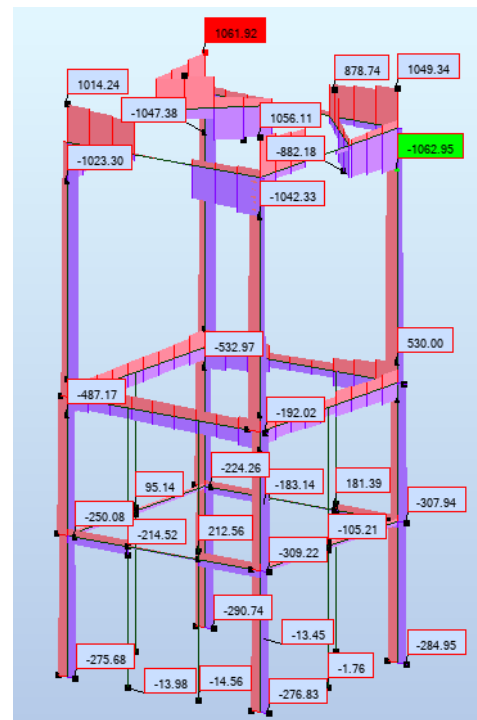
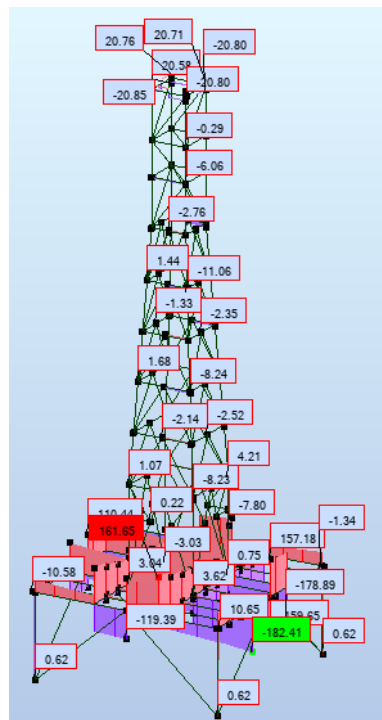
- Varões longitudinais - 4 \emptyset 16 ($A_{s,min}=2,51 \text{ cm}^2$; $A_s=8,0 \text{ cm}^2$; $A_{s,max}=72,0 \text{ cm}^2$)
- Armaduras transversais - 2 ramos de \emptyset 8 // 0,20 ($s_{l,max}=0,416 \text{ m}$ $s_{t,max}=0,6 \text{ m}$)

Anexo 6

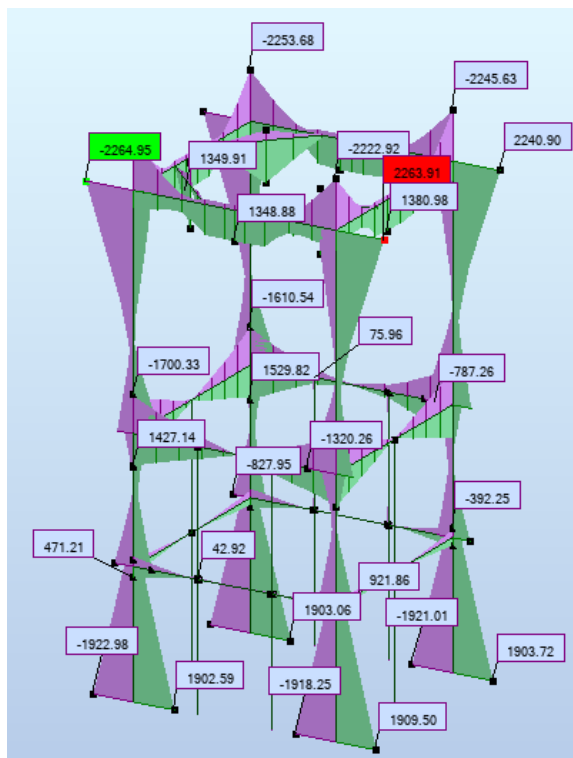
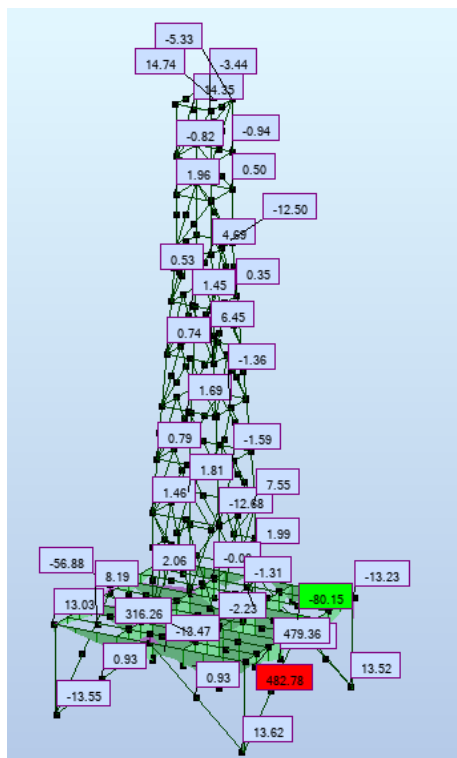
Diagramas de esforços para a envolvente dos estados limites últimos ELU



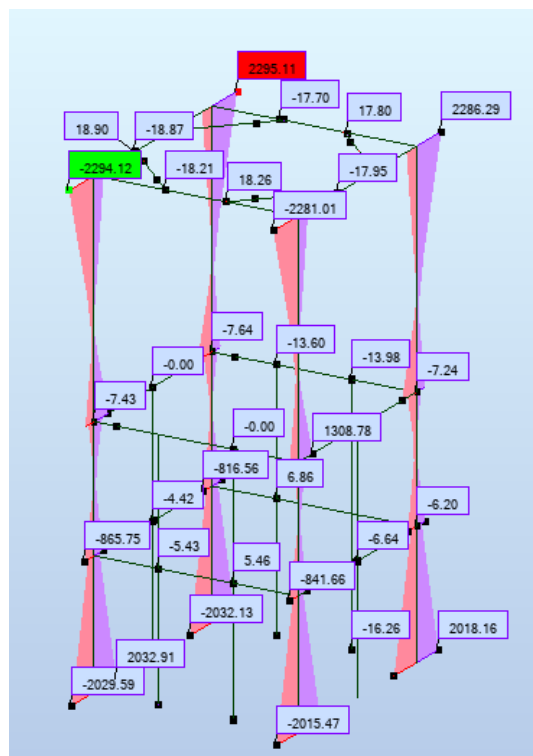
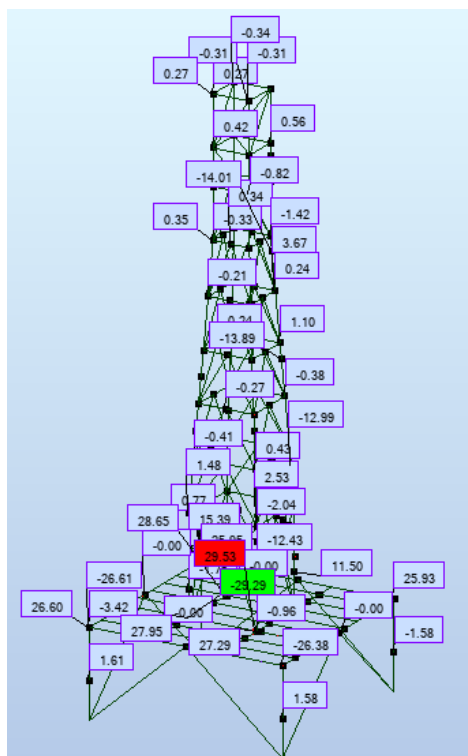
Envolvente dos Esforços Axiais N_{Ed} (kN) combinações sem Sismo



Envolvente dos Esforços Transversos $V_{z,Ed}$ (kN.m) combinações sem Sismo

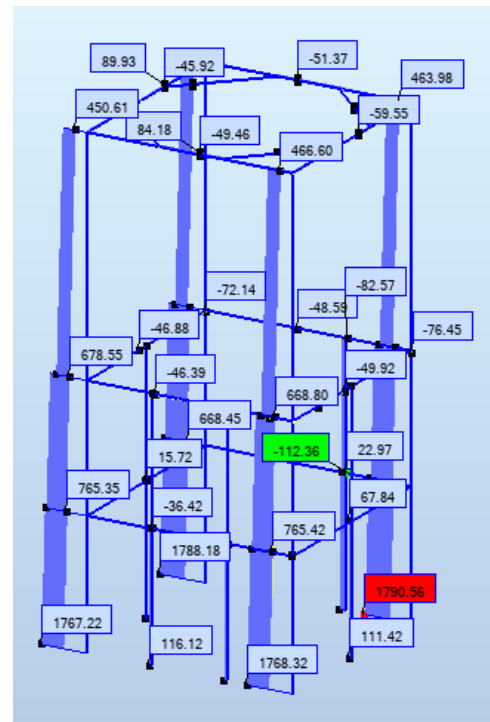
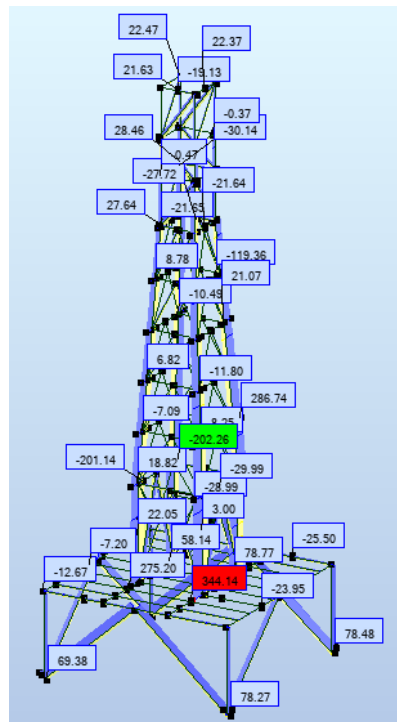


Envoltura dos Momentos Fletores $M_{y,Ed}$ (kN.m) combinações sem Sismo

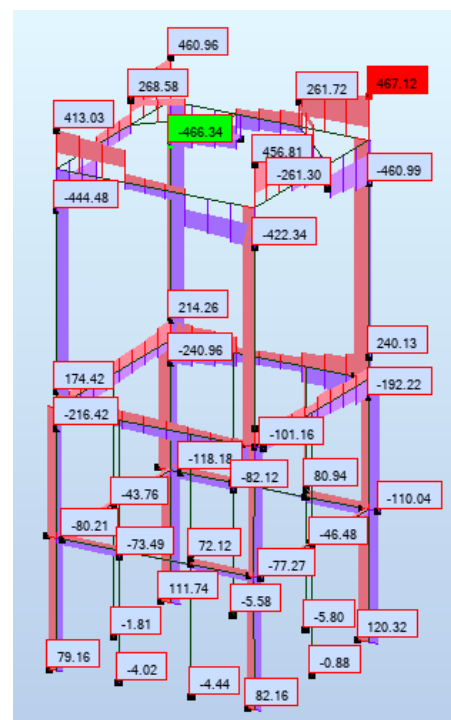
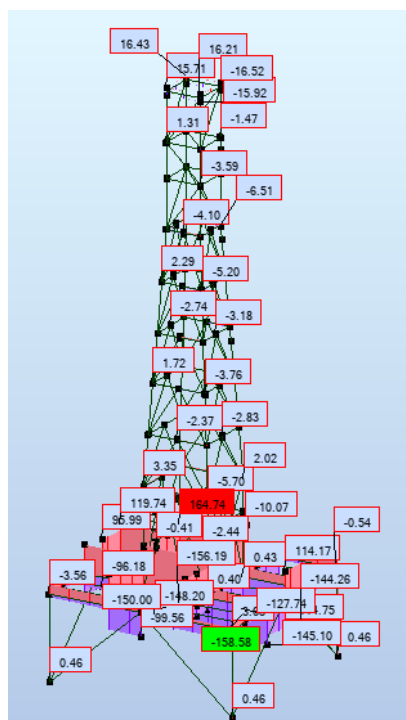


Envoltura dos Momentos Fletores $M_{z,Ed}$ (kN.m) combinações sem Sismo

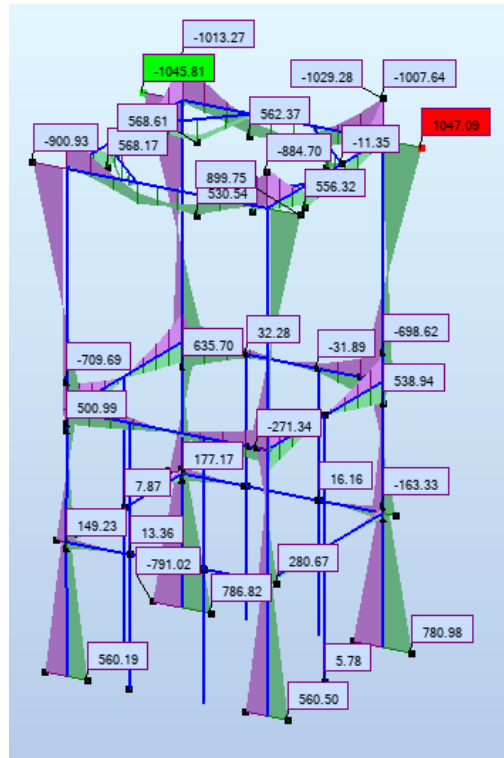
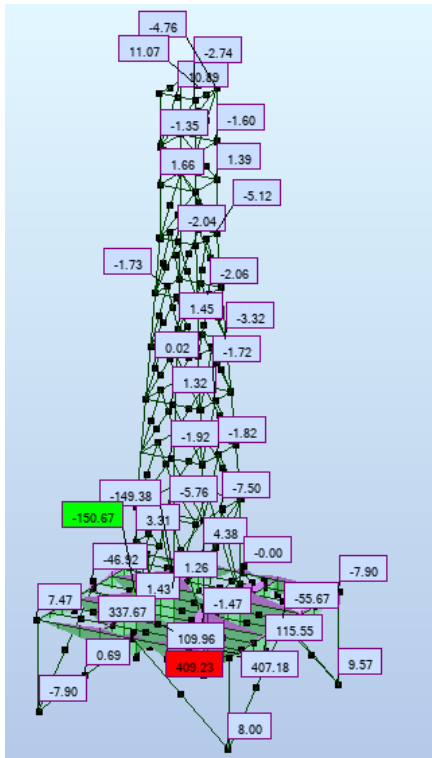
Diagramas de esforços para a envolvente das combinações sísmicas (ACC)



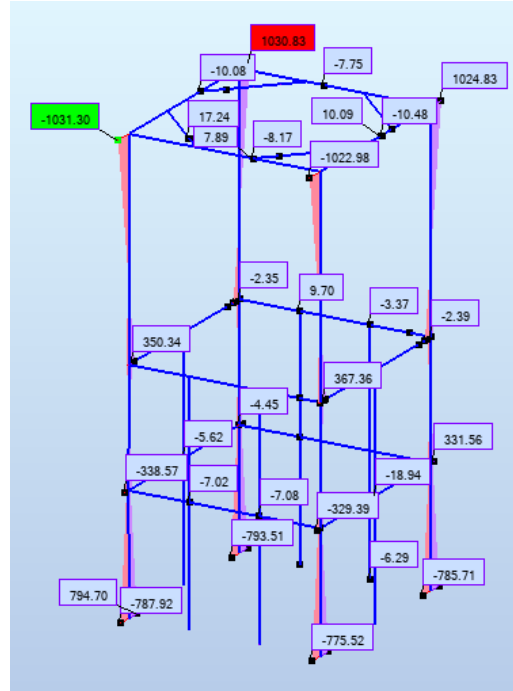
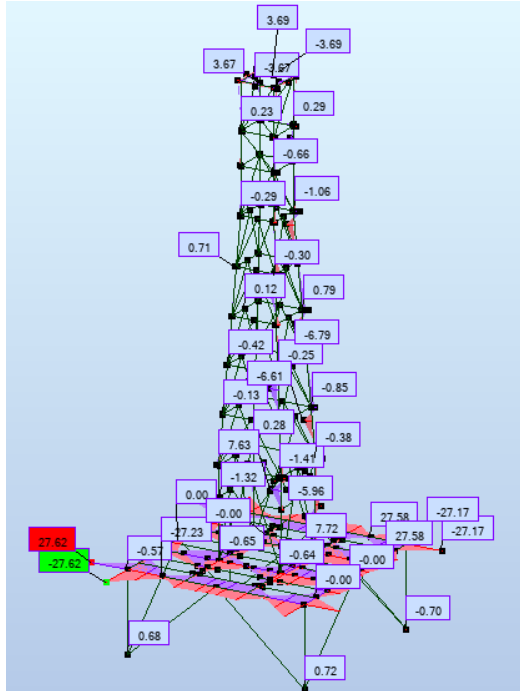
Envolvente dos Esforços Axiais N_{Ed} (kN) combinações com Sismo



Envolvente dos Esforços Transversos $V_{z,Ed}$ (kN.m) combinações com Sismo



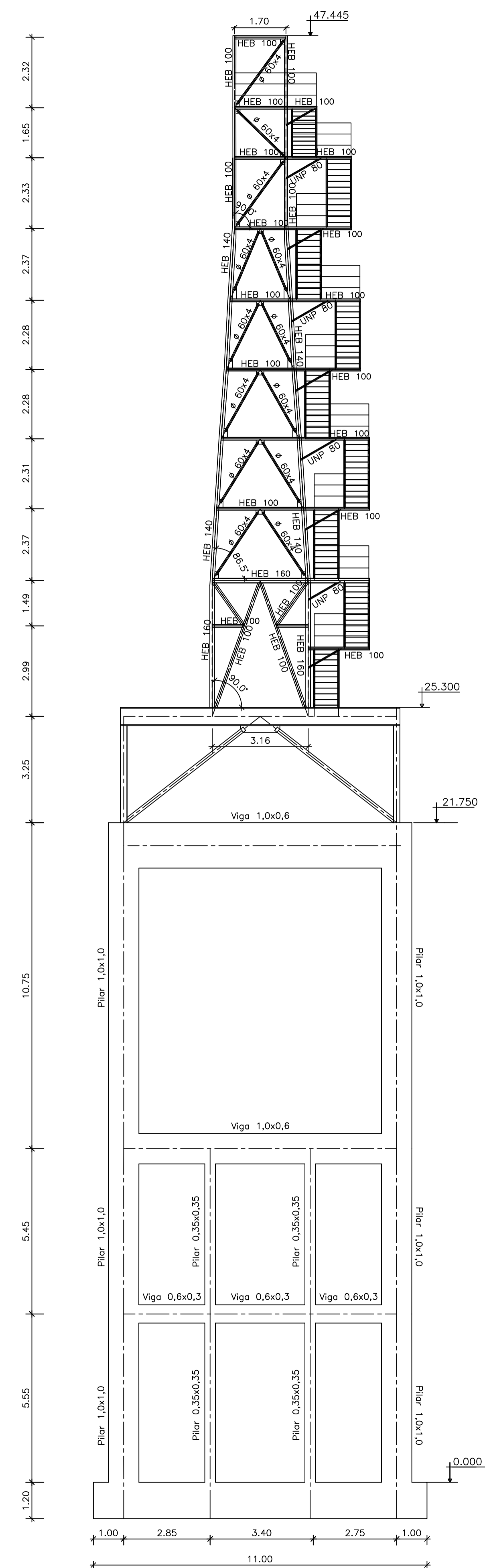
Envoltura dos Momentos Fletores $M_{y,Ed}$ (kN.m) combinações com Sismo



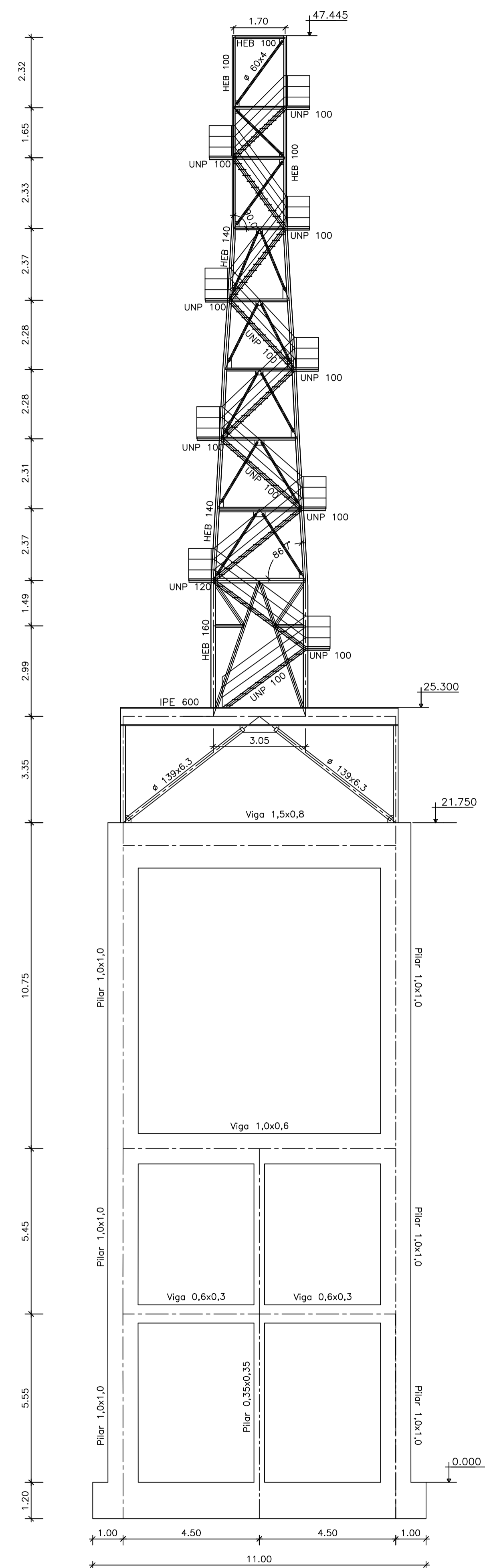
Envoltura dos Momentos Fletores $M_{z,Ed}$ (kN.m) combinações com Sismo

Anexo 7

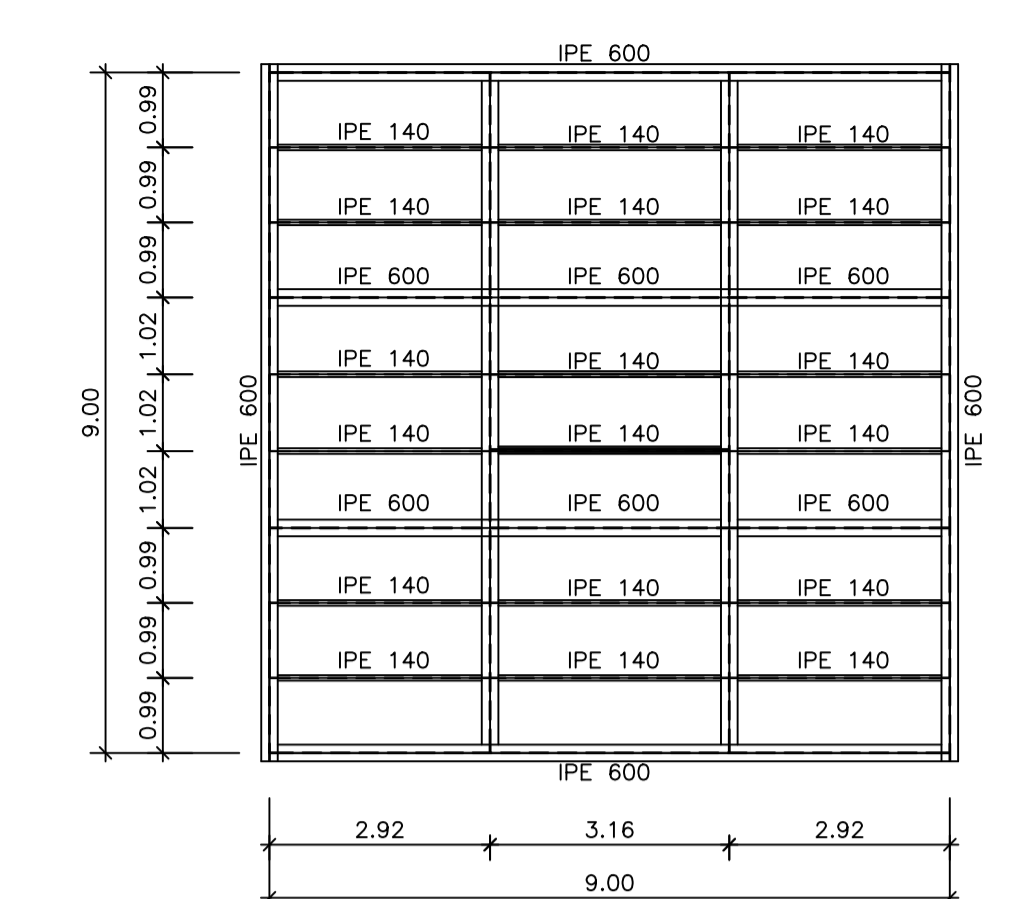
SOLDADURAS					
SIMBOLOGIA		PORMENOR	SIMBOLOGIA		PORMENOR
Oficina	Montagem		Oficina	Montagem	



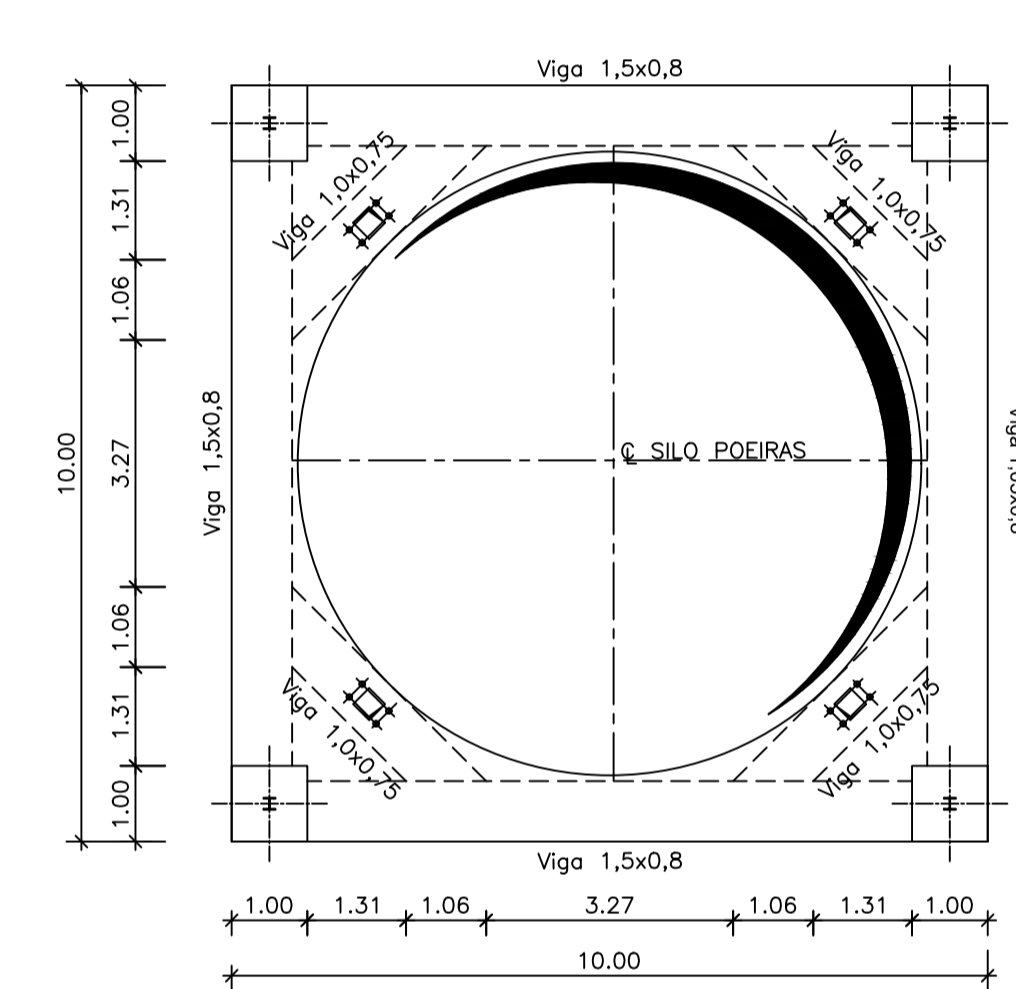
ALÇADO FRONTAL



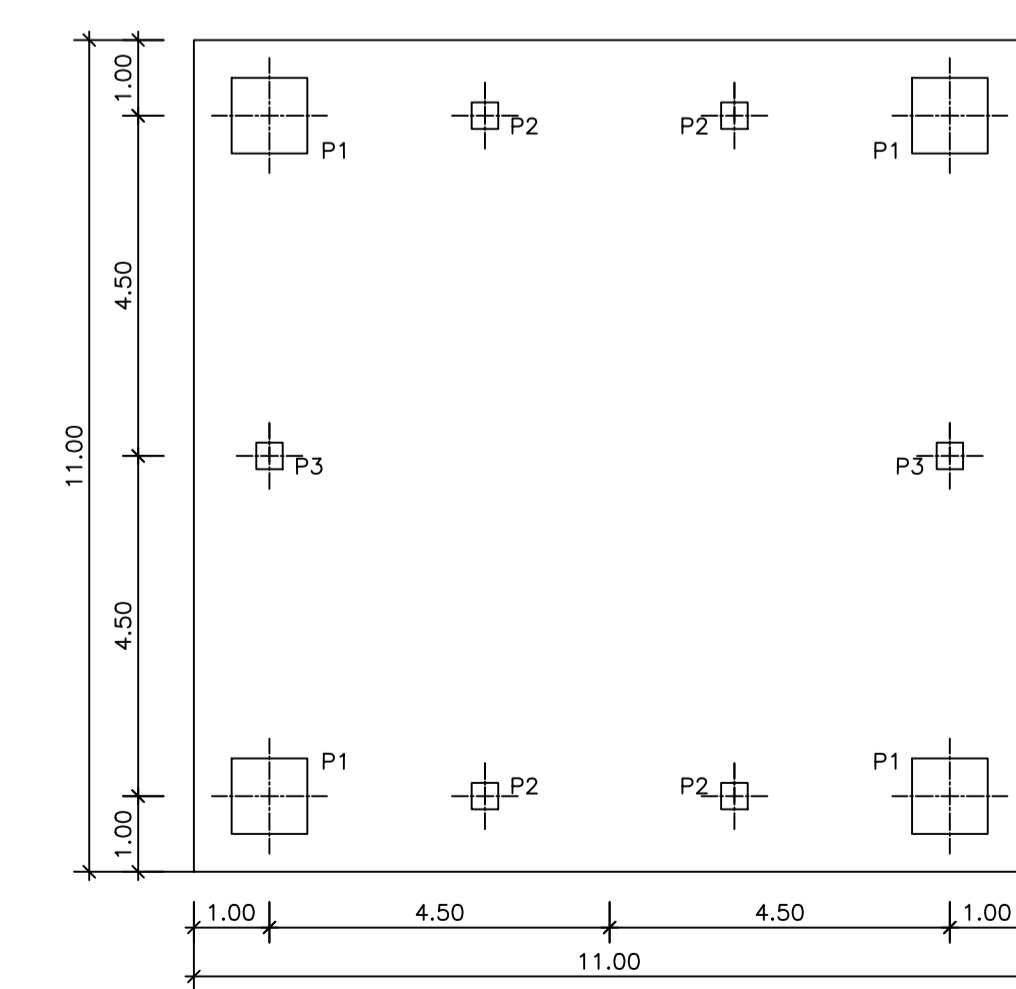
ALÇADO LATERAL



PLANTA À COTA 25,300



PLANTA À COTA 21,750



PLANTA À COTA 0,00

A - MATERIAIS

ESTRUTURAS METÁLICAS

PERFIS E RESTANTES BARRAS E CHAPAS - Aço S235 JR - EN 10025.
TUBOS - Aço S235 J0H - EN10210.

B - NOTAS COMPLEMENTARES

- OS TRABALHOS A EXECUTAR NO ÂMBITO DESTA OBRA COMPREENDEM DIVERSAS INTERVENÇÕES.
- ANTES DE SE INICIAR O FABRICO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS O EMPREITEIRO DEVE REALIZAR NO LOCAL UM LEVANTAMENTO DE MODO A CONFIRMAR TODAS AS COTAS RELACIONADAS COM A TORRE DE BETÃO PREVIAMENTE CONSTRUÍDA.
- NA EXECUÇÃO DOS TRABALHOS DESTA EMPREITADA DEVEM SER RESPEITADAS TAMBÉM AS NORMAS INTERNAS DO DONO DE OBRA.

C - NOTA ADICIONAL

REFER-SE MAIS UMA VEZ, QUE TODAS AS COTAS INDICADAS REPRESENTAM VALORES TEÓRICOS QUE TEM OBRIGATORIAMENTE DE SER CONFIRMADAS NO LOCAL ANTES DO FABRICO E MONTAGEM DAS ESTRUTURAS METÁLICAS.

DESENHOS A CONSULTAR

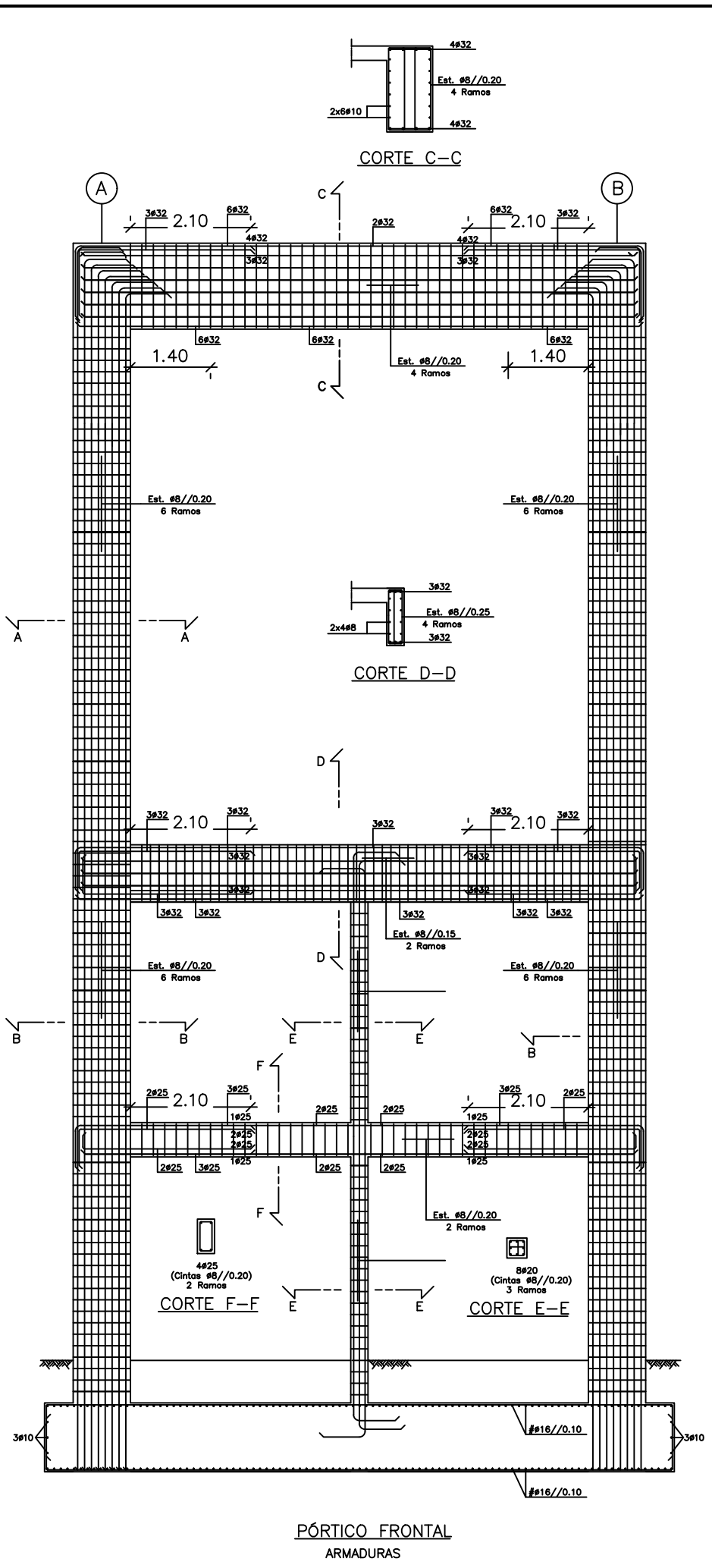
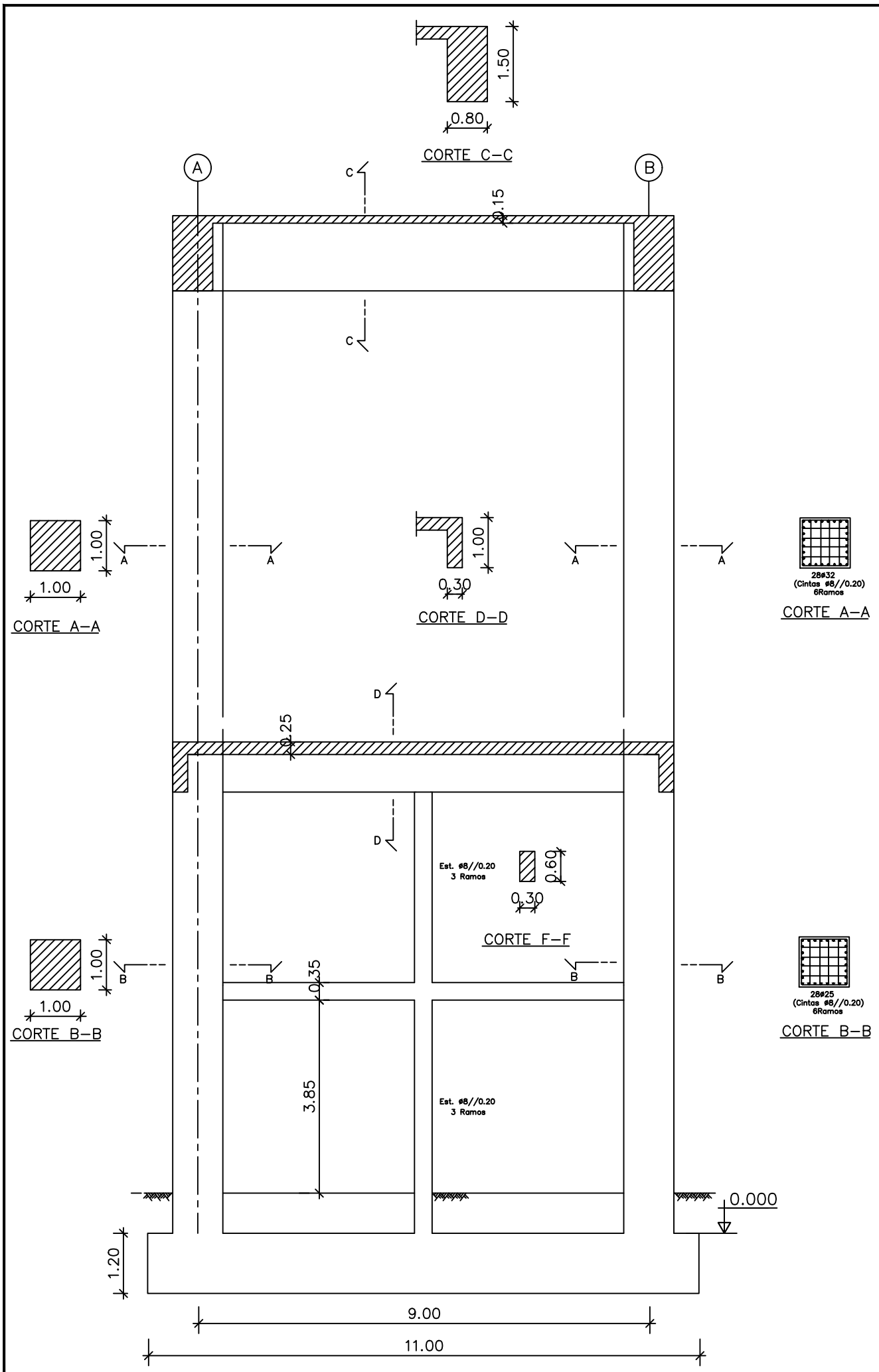
- DES 02 - FÁBRICA DE PAPEL FIGUEIRA DA FOZ TORRE DE SUPORTE DOS EQUIPAMENTOS DE QUEIMA E ACUMULAÇÃO DE POEIRAS DIMENSIONAMENTO DE BETÃO ARMADO - ALÇADOS FRONTAIS ESTRUTURAS MISTAS
- DES 03 - FÁBRICA DE PAPEL FIGUEIRA DA FOZ TORRE DE SUPORTE DOS EQUIPAMENTOS DE QUEIMA E ACUMULAÇÃO DE POEIRAS DIMENSIONAMENTO DE BETÃO ARMADO - ALÇADOS LATERAIS ESTRUTURAS MISTAS

0				
Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado

FÁBRICA DE PAPEL
FIGUEIRA DA FOZ
TORRE DE SUPORTE DOS EQUIPAMENTOS DE QUEIMA E ACUMULAÇÃO DE POEIRAS

PROJETO DE EXECUÇÃO ALÇADOS FRONTAL, LATERAL E PLANTAS ESTRUTURAS MISTAS - GEOMETRIA

	Projetou	B.B.FARINHA	Desenho N°	01	Escolas
	Desenhou	Mário 2022			
	Reviu				
	Verificou				
	Aprovou				
Fact. plot. : 1 = 100	Arquivo:		Substitui:		1:100
			Subs. por:		



MATERIAIS

AÇO	BETÃO (NP ENV 206)		RECOBRIMENTO (cm)	
	RESISTÊNCIA	DURABILIDADE	EXT.	INT.
A 500 NR	C30/37 (*) XA1	5b	4.5	4.5

PARA CORRELAÇÃO DAS CLASSES DE RESISTÊNCIAS ADMITE-SE A SEQUINTE EQUIVALÊNCIA:

NORMA NP ENV 206	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
REBAP	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45

(*) - EN206-1; C30/37; Dmax 20; A/C 0.55; S3; CL 0.4
DOSAGEM DE CIMENTO 320Kg/m³.

(**) - BETÃO DE REGULARIZAÇÃO DA CLASSE C16/20 COM 0.05m DE ESPESURA SOB TODOS OS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

A - NOTAS COMPLEMENTARES

1 - OS TRABALHOS A EXECUTAR NO ÂMBITO DESTE OBRA COMPREENDEM DIVERSAS INTERVENÇÕES.

2 - ANTES DE SE INICIAR O FABRICO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS O EMPREITEIRO DEVE REALIZAR NO LOCAL UM LEVANTAMENTO DE MODO A CONFIRMAR TODAS AS COTAS RELACIONADAS COM A TORRE DE BETÃO PREVIAMENTE CONSTRUÍDA.

3 - NA EXECUÇÃO DOS TRABALHOS DESTA EMPREITADA DEVEM SER RESPEITADAS TAMBÉM AS NORMAS INTERNAS DO DONO DE OBRA .

B - NOTA ADICIONAL

REFER-SE, MAIS UMA VEZ, QUE TODAS AS COTAS INDICADAS REPRESENTAM VALORES TEÓRICOS QUE TÊM OBRIGATORIAMENTE DE SER CONFIRMADAS NO LOCAL ANTES DO FABRICO E MONTAGEM DAS ESTRUTURAS METÁLICAS.

DESENHOS A CONSULTAR

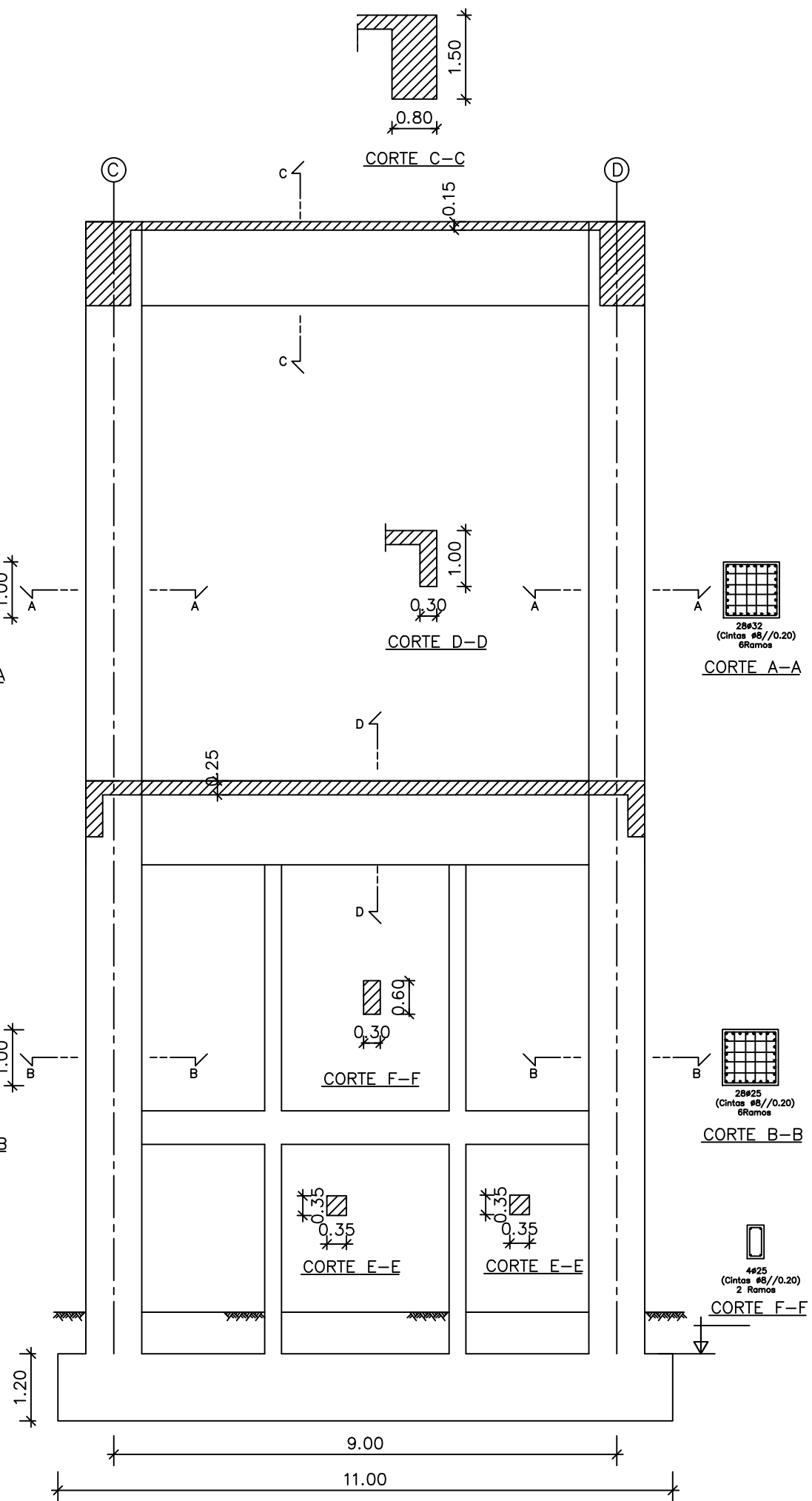
DES 01 - FÁBRICA DE PAPEL FIGUEIRA DA FOZ TORRE DE SUPORTE DOS EQUIPAMENTOS DE QUEIMA E ACUMULAÇÃO DE POEIRAS ALÇADO FRONTAL, ALÇADO LATERAL E PLANTAS ESTRUTURAS MISTAS

DES 03 - FÁBRICA DE PAPEL FIGUEIRA DA FOZ TORRE DE SUPORTE DOS EQUIPAMENTOS DE QUEIMA E ACUMULAÇÃO DE POEIRAS DIMENSIONAMENTO DE BETÃO ARMADO - ALÇADOS LATERAIS ESTRUTURAS MISTAS

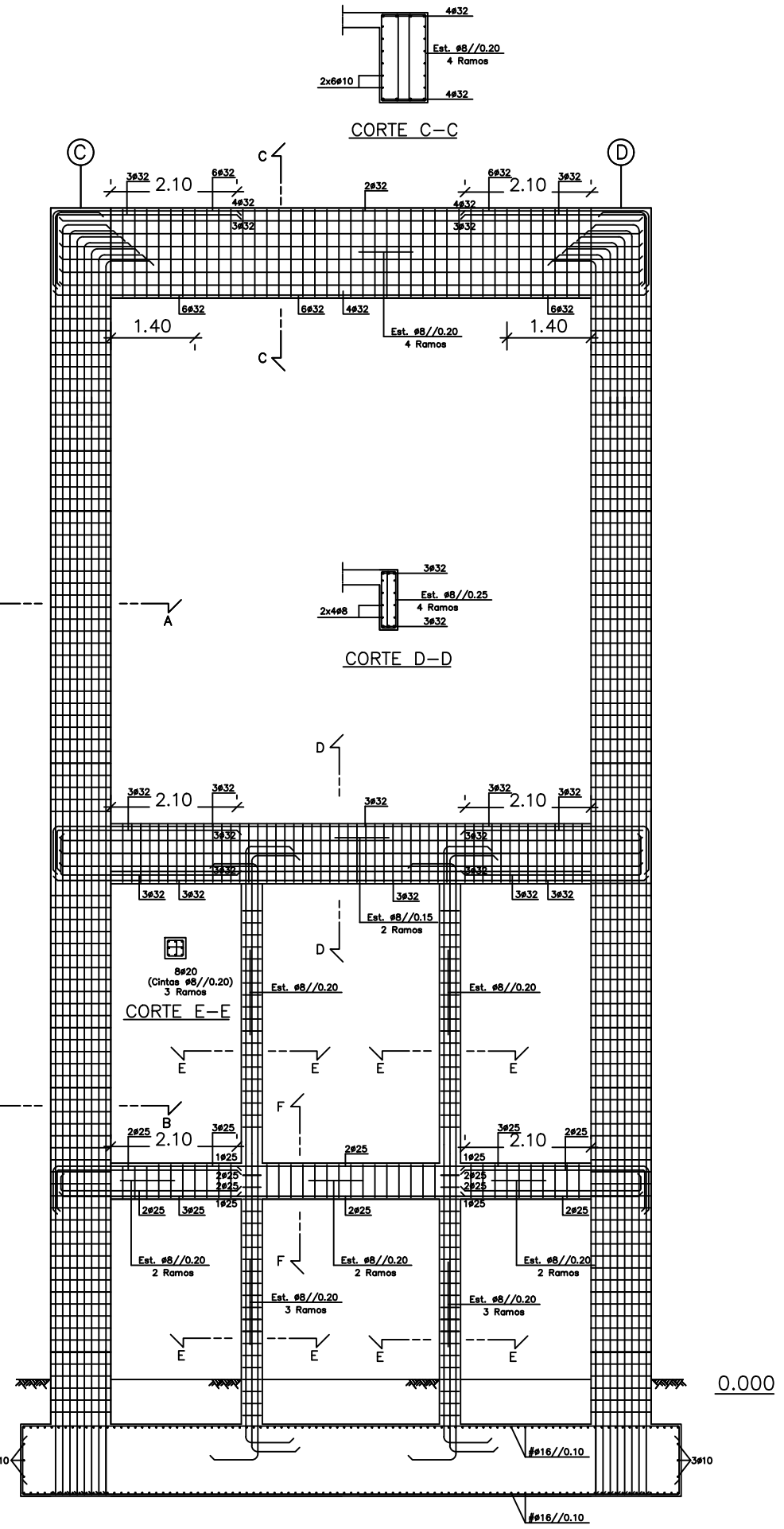
Índice	Alterações	Índice	Alterações	Índice	Alterações	Índice	Alterações
0	Emissão para consulta	30/05/2022					
FÁBRICA DE PAPEL FIGUEIRA DA FOZ							
TORRE DE SUPORTE DOS EQUIPAMENTOS DE QUEIMA E ACUMULAÇÃO DE POEIRAS							
PROJETO DE EXECUÇÃO		DIMENSIONAMENTO DE BETÃO ARMADO - PÓRТИCOS FRONTAIS ESTRUTURAS MISTAS - ARMADURAS				Desenho Nº 02	
Projetou	B.B.FARRINHA	Desenhado		Melo 2022		Escala 1:100	
Revisou		Verificou					
Verificou		Aprovou					
Aprovou		Substitui					
Fact. plot. : 1 = 100		Arquivo:		Subs. por:			

PÓRТИCO FRONTAL
DIMENSIONAMENTO

PÓRТИCO FRONTAL
ARMADURAS



PÓRTICO LATERAL
DIMENSIONAMENTO



PÓRTICO LATERAL
ARMADURAS

MATERIAIS

AÇO	BETÃO (NP ENV 206)		RECOBRIMENTO (cm)	
	RESISTÊNCIA	DURABILIDADE	EXT.	INT.
A 500 NR	C30/37 (*) XA1	5b	4.5	4.5

PARA CORRELAÇÃO DAS CLASSES DE RESISTÊNCIAS ADMITE-SE A SEGUINTE EQUIVALÊNCIA:

NORMA NP ENV 206	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
REBAP	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45

(*) - EN206-1; C30/37; Dmax 20; A/C 0.55; S3; CL 0.4
DOSAGEM DE CIMENTO 320Kg/m³.

(**) - BETÃO DE REGULARIZAÇÃO DA CLASSE C16/20 COM 0.05m DE ESPESURA SOB TODOS OS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

A - NOTAS COMPLEMENTARES

1 - OS TRABALHOS A EXECUTAR NO ÂMBITO DESTE OBRA COMPREENDEM DIVERSAS INTERVENÇÕES.

2 - ANTES DE SE INICIAR O FABRICO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS O EMPREITEIRO DEVE REALIZAR NO LOCAL UM LEVANTAMENTO DE MODO A CONFIRMAR TODAS AS COTAS RELACIONADAS COM A TORRE DE BETÃO PREVIAMENTE CONSTRUÍDA.

3 - NA EXECUÇÃO DOS TRABALHOS DESTA EMPREITADA DEVEM SER RESPEITADAS TAMBÉM AS NORMAS INTERNAS DO DONO DE OBRA .

B - NOTA ADICIONAL

REFER-SE, MAIS UMA VEZ, QUE TODAS AS COTAS INDICADAS REPRESENTAM VALORES TEÓRICOS QUE TÊM OBRIGATORIAMENTE DE SER CONFIRMADAS NO LOCAL ANTES DO FABRICO E MONTAGEM DAS ESTRUTURAS METÁLICAS.

DESENHOS A CONSULTAR

DES 01 - FÁBRICA DE PAPEL FIGUEIRA DA FOZ
TORRE DE SUPORTE DOS EQUIPAMENTOS DE QUEIMA E ACUMULAÇÃO DE POEIRAS ALÇADO FRONTAL, ALÇADO LATERAL E PLANTAS ESTRUTURAS MISTAS

DES 02 - FÁBRICA DE PAPEL FIGUEIRA DA FOZ
TORRE DE SUPORTE DOS EQUIPAMENTOS DE QUEIMA E ACUMULAÇÃO DE POEIRAS
DIMENSIONAMENTO DE BETÃO ARMADO - ALÇADOS FRONTAIS
ESTRUTURAS MISTAS

Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado
0	Emissão para consulta		30/05/2022	

FÁBRICA DE PAPEL FIGUEIRA DA FOZ
TORRE DE SUPORTE DOS EQUIPAMENTOS DE QUEIMA E ACUMULAÇÃO DE POEIRAS

PROJETO DE EXECUÇÃO DIMENSIONAMENTO DE BETÃO ARMADO - PÓRTICOS LATERAIS ESTRUTURAS MISTAS - ARMADURAS

Projeto	BB.FARRIA	Desenho Nº	03	Escola
Desenho	Mai 2022			
Revisão				
Verificou				
Aprovou				
Fact. plot. : 1 = 100	Arquivo:			Substitui:

ISSEL