U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UM PÓRTICO INDUSTRIAL CONSIDERANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUTURAIS

ARMANDINA PATRÍCIA SAMPAIO DA COSTA PINHEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

Coorientador: Engenheiro Luís Miguel Alves Moura

JULHO DE 2019

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2018/2019

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019*.

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

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

Aos meus pais e à minha irmã

"A tarefa não é ver aquilo que ninguém viu,
mas pensar o que ninguém ainda pensou
sobre aquilo que todos veem."
*(*Arthur Schopenhauer*)*

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação representa o terminar de mais uma etapa. A todos os que me acompanharam neste persurso, aos que me transmitiram conhecimento e a todos os que me apoiaram no desenvolvimento deste trabalho, devo um muitissimo obrigado.

Em primeiro lugar, aos meus pais por me darem a oportunidade de estudar e suportarem todos os custos. Pela paciência de me escutarem, logo eu que gosto tanto de falar, e pela motivação que sempre me transmitiram.

À minha irmã, Raquel, pela cronometragem do tempo que eu falava quando, no final de uma semana fora de casa, tentava contar tudo e mais alguma coisa que se tinha passado nessa semana e me esquecia que eles também queriam falar.

Ao Paulo, o meu namorado, que me deu carinho, força e nunca me deixou baixar os braços.

Aos meus amigos de infância e secundário com quem ainda hoje sei que posso contar e de quem recebo uma mensagem de apoio, de preocupação. O quão bom é passar tempos sem conseguir estar com uma pessoa e quando a reencontramos parece que foi ontem que a vimos.

Aos meus amigos de faculdade, que me acompanharam nestes 5 anos, com quem ri muito, com quem discuti, com quem me diverti. Um agradecimento também aos meus colegas de especialidade com quem houve troca de impressões e esclarecimento de dúvidas intensivos neste último ano.

Um agradecimento muito especial à pessoa que me ensinou o que sei hoje sobre estruturas metálicas – a Professora Doutora Elsa de Sá Caetano. A pessoa que me acolheu todas as semanas no seu gabinete durante o desenvolvimento deste trabalho. A Professora foi sempre incansável, muito prestável e paciente.

Agradeço também ao Engenheiro Luís Moura que dedicou algumas horas do seu trabalho a ouvir-me, a trocar impressões e a esclarecer-me dúvidas.

Não posso esquecer o papel que a empresa que me acolheu teve na concretização desta dissertação. Colocou-me nas mãos um projeto desafiante, disponibilizou-me o apoio do Engenheiro Luís Moura, e forneceu-me as fotos da estrutura em estudo.

RESUMO

Ao longo do presente trabalho, desenvolvido em parceria com a empresa de construção metálica José Pinheiro Costa Lda, é realizado um estudo sobre os pórticos metálicos de um edifício construído recentemente.

Na realização de qualquer projeto é fundamental conhecer o fim a que o edifício se destina. Nos edifícios industriais este aspeto é de extrema importância pois os vãos são definidos tendo por base a utilização do espaço interior, o que permite determinar o tipo de pórtico mais adequado. Para este fim, pretende-se realizar uma pesquisa sobre os tipos de pórticos mais utilizados conforme os vãos e comparar o pórtico utilizado com as soluções mais correntemente utilizadas.

Tendo em conta que o edifício já existe, a análise incidirá sobre o pórtico utilizado e respetivas verificações de segurança. Para se realizarem estas verificações, desenvolver-se-á uma modelação numérica do edifício utilizando um software de cálculo adequado, de forma a extrair a resposta da estrutura ao carregamento regulamentar. Posteriormente, com estes dados, efetuar-se-ão as verificações de segurança correspondentes.

Tendo por base os resultados obtidos, são realizados complementarmente pequenos estudos, fazendo variar algumas características da estrutura, de modo a analisar o comportamento desta. Estes estudos, têm por objetivo encontrar alternativas que melhorem o comportamento estrutural de edifícios do género do edifício em estudo.

Palavras chave: pórtico; perfis de secção variável; contraventamento; cobertura;

ABSTRACT

The present work, developed in partnership with the metal woorkshop José Pinheiro Costa Lda, a study is carried out on the metallic portal frame of a recently constructed building.

In developing any project it is fundamental to know the purpose for which the building is intended. In industrial buildings this aspect is extremely important because the spans are defined based on the use of the interior space. My choice of the span determines the type of portal frame that is most suitable. For this purpose, it is intended to perform a survey on the types of portals most used according to the spans and compare the portal used with the most commonly used solutions.

Taking into account that the building already exists, the analysis will focus on the portal frame used and on the resistance and stability checks. In order to carry out these verifications, the building will be modeled, in a suitable calculation software, in order to extract the response of the structure to the design load. Subsequently, with these data, the checks defined in the Europass Code EC3 will be verified.

Complementarily, it is intend to conduct small studies, varying some characteristics of the structure behaviour. In order to improve the structural behavior of buildings like the one under study.

Keywords: portal frame; variable section profiles; bracing; roof;

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos ..... *i*
Resumo ..... *iii*
Abstract ..... *v*
1. INTRODUÇÃO 1
1.1. OBJETIVOS 2
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 2
2. ESTADO DE ARTE 3
2.1. NOTA HISTÓRICA 3
2.1.1. EVOLUÇÃO DOS MATERIAIS 3
2.1.2. EVOLUÇÃO DAS CONSTRUÇÕES 5
2.1.3. CONSUMO DE AÇO EM PORTUGAL E NO MUNDO 12
2.2. MATERIAL 13
2.2.1. CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS 15
2.2.2. TIPOLOGIA DE AÇOS 18
2.3. TIPOLOGIA ESTRUTURAL DOS EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS 19
2.3.1. COBERTURA 22
2.3.2. REVESTIMENTO 26
2.4. REGULAMENTAÇÃO 28
2.5. ANÁLISE NUMÉRICA 31
3. CASO DE ESTUDO 33
3.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO 33
3.1.1. FUNDAÇÕES 35
3.1.2. PÓRTICOS 37
3.1.3. CONTRAVENTAMENTO 39
3.1.4. COBERTURA 39
3.1.5. REVESTIMENTOS 41
3.1.6. OUTROS ELEMENTOS QUE COMPÕEM O EDIFÍCIO 41
3.2. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES 43
3.2.1. AÇÕES PERMANENTES 43
3.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS 43
3.2.3. AÇÕES ACIDENTAIS 54
3.3. DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES 55

4. ESTUDO NUMÉRICO 59

4.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA 59

4.1.1. SOFTWARE 59

4.1.2. MODELAÇÃO DOS PÓRTICOS 60

4.1.3. CONDIÇÕES DE APOIO 62

4.1.4. MODELAÇÃO DOS CONTRAVENTAMENTOS 63

4.1.5. SISTEMA DE COBERTURA 64

4.2. VALIDAÇÃO DO MODELO 65

4.3. ANÁLISE GLOBAL 70

4.4. ANÁLISE DA RESPOSTA ESTRUTURAL – ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS 72

4.4.1. VERIFICAÇÃO SECCIONAL 72

4.4.2. VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE 73

4.5. ANÁLISE DA RESPOSTA ESTRUTURAL – ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO 76

4.5.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS 76

4.5.2. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS 77

4.5.3. EFEITOS DINÂMICOS 77

5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 79

5.1. ANÁLISE SECCIONAL DOS PÓRTICOS – ESTADO LIMITE ÚLTIMO 80

5.1.1. PILARES 80

5.1.2. VIGAS 81

5.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS PÓRTICOS – ESTADO LIMITE ÚLTIMO 82

5.2.1. PILARES 82

5.2.2. VIGAS 82

5.2.3. VERIFICAÇÃO DOS CÁLCULOS DE ESTABILIDADE COM RECURSO AO SOFTWARE ROBOT 82

5.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA 85

5.3.1. ALTERAÇÃO DO CONTRAVENTAMENTO 85

5.3.2. ALTERAÇÃO DO SISTEMA DE COBERTURA 88

6. CONCLUSÃO 91

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS 91

6.2. PERSPETIVAS FUTURAS 92

Referências bibliográficas 93

7. ANEXOS 94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Barco de Lambot, extraído de http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/ConstrucoesEmBetao.pdf 4
Figura 2.2 - Portões Brancos em Leeswood, extraído de https://www.flickr.com/photos/shricthism/2338446024/in/photostream/ 5
Figura 2.3 - Ditherington Flax Mill, extraído de http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1 6
Figura 2.4 - Bibliothèque Sainte Geneviève , extraído de http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1 6
Figura 2.5 - Bibliothèque Nationale, extraído de http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1 7
Figura 2.6 - Boat House, extraído de http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1 7
Figura 2.7 - Museu de Oxford , extraído de https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=39176664 7
Figura 2.8 - Home Insurance Building, extraído de https://en.wikipedia.org/wiki/Home_Insurance_Building#/media/File:Home_Insurance_Building.JPG 8
Figura 2.9 - Estação central da Antuérpia, extraído de https://pt.depositphotos.com/11894484/stock-photo-antwerp-central-train-station-glass.html 12
Figura 2.10 – Comparação qualitativa de algumas características do ferro com o aço 13
Figura 2.11 - Classificação dos aços 15
Figura 2.12 - Esquematização do processo de laminagem a quente, extraído de https://sistemas.eel.usp.br/docentes/arquivos/5840793/LOM3004/Aula9CM.pdf 16
Figura 2.13 - Esquematização do processo de quinagem (Silvestre and Camotim 2006) 17
Figura 2.14 – Esquematização do processo de laminagem a frio (Silvestre and Camotim 2006) 17
Figura 2.15 - Comparação qualitativa de perfis laminados a quente com perfis enformados a frio 18
Figura 2.16 - Organograma com tipos de pórticos conforme vão (Moura 2016) 20
Figura 2.17 - Modelo de pórtico simples sujeito a carregamento vertical (à esquerda) e horizontal (à direita) (Moura 2016) 20
Figura 2.18 - Modelo de pórtico rígido sujeito a carregamento vertical (à direita) e horizontal (à esquerda), em pórticos com fundações encastradas (em cima) e rotuladas (em baixo) (Moura 2016) 21
Figura 2.19 - Modelo de cobertura autoportante (Branco 2014) 22
Figura 2.20 - Cobertura plana (Pedro and Mendes 2017) 22
Figura 2.21 - Cobertura inclinada, extraídas de http://www.jpinheiro.pt 23
Figura 2.22 - Coberturas tipo shed (Pedro and Mendes 2017) 23
Figura 2.23 - Cobertura em arco, extraído de http://www.blocotelha.com/ 23
Figura 2.24 - Estrutura triangulada tridimensional (Pedro and Mendes 2017) 25
Figura 2.25 - Estrutura com vigas treliçadas em grelha ortogonal (Pedro and Mendes 2017) 25
Figura 2.26 - Tipos de contraventamento lateral 26

Figura 2.27 - Esquematização de cobertura Deck , extraído de http://www.panelesach.pt/ixxo 27
Figura 2.28 - Pormenor construtivo da aplicação de painel sandwish em coberturas, extraído de http://www.ftb.pt/pt/Documentacao/Pormenores 28
Figura 2.29 - Procedimentos que se tomam até se obter a Norma Portuguesa – NP (IPQ 2010c) 29
Figura 3.1 - Planta dos edifícios adjacentes ao caso de estudo 33
Figura 3.2 - Imagem virtual da estrutura em estudo 34
Figura 3.3 - Planta da estrutura metálica em estudo (sem as madres) 34
Figura 3.4 - Alçado do pórtico 35
Figura 3.5 - Pormenor das sapatas do alinhamento esquerdo 35
Figura 3.6 - Pormenor das sapatas do alinhamento direito 36
Figura 3.7 - Pormenor da ligação do pilar metálico à sapata (as 2 fotos não pertencem ao caso de estudo) 36
Figura 3.8 - Projeto da viga (com as duas partes que a constituem) (medidas em mm) 37
Figura 3.9 - Projeto do pilar (medidas em mm) 38
Figura 3.10 - Pormenor da ligação da viga com o pilar (mm) 38
Figura 3.11 - Pormenor da ligação entre as duas partes da viga 39
Figura 3.12 - Pormenor de fixação das madres Z 39
Figura 3.13 - Planta da cobertura 40
Figura 3.14 - Pormenor do remate do painel de cobertura na zona do beiral 41
Figura 3.15 - Pormenor da sobreposição dos painéis de cobertura 41
Figura 3.16 - Planta das calhas técnicas 42
Figura 3.17 - Fotografia da estrutura durante a montagem 42
Figura 3.18 - Diagrama de momentos (Cargas permanentes + Sobrecarga) - Área total 44
Figura 3.19 - Diagrama de momentos (Cargas permanentes + Sobrecarga) - Área onde My é negativo 45
Figura 3.20 - Diagrama de momentos (Cargas permanentes + Sobrecarga) - Área onde My é positivo 45
Figura 3.21 - Planta dos edifícios adjacentes ao caso de estudo 46
Figura 3.22 - Caso 1 – Edifício e envolvente para θ=0˚ 47
Figura 3.23 - Caso 2 - Edifício e envolvente para θ=180˚ 48
Figura 3.24 - Caso 3 - Edifício isolado com vento incidente na direção de θ=0˚ 48
Figura 3.25 - Vento a incidir na fachada frontal θ=90˚ 49
Figura 3.26 - Vento a incidir na fachada traseira θ=-90˚ 50
Figura 3.27 – Esquema ilucidativo da altura de referência Z_e em função de h e b, e correspondente perfil de pressão dinâmica (IPQ 2010a) 50
Figura 3.28 - Indicação dos sentidos negativos e positivos das pressões 51
Figura 3.29 - Pressões resultantes nas fachadas e na cobertura quando o vento incide perpendicularmente à cumeeira – θ=180˚ 51
Figura 3.30 - Pressões resultantes nas fachadas e na cobertura quando o vento incide na direção da cumeeira – θ=-90˚ 52
Figura 3.31 - Esquematização da temperatura no inverno (Esq.) e no verão (Dir.) no interior e exterior do edifício 53
Figura 3.32 - Coeficiente de forma para a carga da neve (IPQ 2009b) 53
Figura 4.1 - Definição das normas no software de cálculo 60
Figura 4.2 - Pormenor da modelação de um pilar 61

Figura 4.3- "Rigid Link" a fazer a ligação entre o pilar e a viga 62
Figura 4.3 - Pormenor da modelação de uma viga 62
Figura 4.4 - Pormenor da modelação dos contraventamentos 63
Figura 4.5 - Pormenor da posição dos eixos principais de inércia com os eixos principais do software 64
Figura 4.6 - Pormenor da modelação das madres de cobertura e sentidos dos eixos locais das mesmas 65
Figura 4.8 - Travamento rígido em relação à torção com recurso a cantoneiras 60x6mm 76
Figura 5.1 - Pilares cujas secções foram analisadas - imagem virtual retirado do software Robot 80
Figura 5.2 - Vigas cujas secções foram analisadas - imagem virtual retirado do software Robot 81
Figura 5.3 - Duplicação dos tubos de contraventamento 86
Figura 5.4 - Deformada do modo fundamental da estrutura 86
Figura 5.5 - Alteração do diâmetro dos tubos de contraventamento 88
Figura 5.6 - Modo fundamental de vibração da estrutura com cobertura de 1º de inclinação 89

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Cronologia ilustrada com a evolução dos vãos de edifícios 9
Tabela 2.2 - Valores nominais de tensão de cedência e da tensão última à tração para aços estruturais laminados a quente segundo a norma EN 10025-2 (IPQ 2010b) 19
Tabela 2.3 - Tipologia dos pórticos 21
Tabela 2.4 – Tipos de contraventamento (Woolcock and Kitipornchai 1987) 24
Tabela 3.1 - Especificações da secção dos elementos dos pórticos 37
Tabela 3.2 - Especificação das ligações entre os elementos constituintes dos pórticos 37
Tabela 3.3 - Especificações das ligações entre os elementos da cobertura e do contraventamento 40
Tabela 3.4 - Ações permanentes aplicadas na estrutura 43
Tabela 3.5 - Valores de sobrecarga para coberturas categoria H 44
Tabela 3.6 - Pressões resultantes nas fachadas e cobertura 49
Tabela 3.7 - Pressões resultantes nas fachadas e cobertura 50
Tabela 3.8 - Cálculo da carga de neve na cobertura 54
Tabela 3.9 - Parâmetros que definem a ação sísmica no concelho da Trofa 55
Tabela 3.10 - Definição dos coeficientes de segurança nos diferentes documentos normativos 56
Tabela 3.11 - Valores dos coeficientes das ações 57
Tabela 4.1 - Resultados quando se correram 186 modos de vibração 66
Tabela 4.2 - Resultados quando se correram 200 modos de vibração 67
Tabela 4.3 - Resultados quando se correram 250 modos de vibração 67
Tabela 4.4 - Resultados quando se correram 350 modos de vibração 67
Tabela 4.5 - Representação dos 2 modos principais em cada direção 69
Tabela 4.6 - Combinações cuja estrutura se classifica como Estrutura de nós móveis 71
Tabela 4.7 - Identificação das combinações mais condicionantes na verificação de estabilidade e esforços correspondentes 74
Tabela 5.1 - Comparação dos esforços antes e após a alteração do contraventamento 87

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1 - Evolução do número de modos globais em função da quantidade de modos totaiscom o número total de modos..... 68

1
INTRODUÇÃO

A construção metálica é uma indústria em constante evolução, tendo surgido no século XVIII com o aparecimento dos caminhos de ferro e, desde então, expandindo-se-se às mais diversas áreas, como os caminhos de ferro, as pontes, as estações ferroviárias e os edifícios, com vãos e altura cada vez maiores.

Em Portugal, a segunda metade do século XIX caracterizou-se por um período de grande desenvolvimento económico mas de fraca melhoria das condições de vida. Nas últimas décadas desse século com o impulso de Fontes Pereira de Melo, Portugal assistiu à execução de grandes infra-estruturas, tendo-se dado nessa altura a introdução do ferro em Portugal.

Com o avançar dos anos e com o aumento do conhecimento dos materiais, evoluiu-se do ferro fundido para o ferro forjado e deste para o aço, tão usado hoje na construção metálica em todo o mundo. O aço é um metal multiusos. Usámo-lo nas mais diversas áreas sem que tenhamos noção da dimensão da sua diversificação. Aparece em pontes e edifícios, nas telecomunicações, no setor energético, como é o caso da indústria do petróleo e da energia nuclear, no sector automóvel, em latas e embalagens (de uso mais quotidiano), nas latas de conserva, e também na saúde, em próteses, parafusos, bisturis e outras ferramentas usadas na área hospitalar.

O aço começou a integrar a estrutura principal dos edifícios devido às diversas características que o destacam dos restantes materiais de construção. A facilidade e rapidez de montagem da estrutura são dois aspetos relevantes na decisão do material a usar.

A evolução das indústrias das mais diversas áreas fez com que aumentasse a necessidade de espaços cada vez mais amplos. Uma das soluções encontradas para satisfazer esta necessidade foi a criação de pórticos metálicos. Os pórticos são elementos constituídos por vigas e pilares, em treliça ou em perfis simples, das mais variadas formas e que permitem vencer grandes vãos. São responsáveis por encaminhar as forças até às fundações.

A secção dos perfis, juntamente com a disposição que estes apresentam num pórtico e a forma como se ligam entre si, permite a criação de espaços amplos, mas igualmente agradáveis e belos. Ao passar nalgumas estações ferroviárias, a sua beleza destaca-se.

1.1. OBJETIVOS

O objetivo principal desta dissertação é estudar a estrutura metálica de um edifício industrial existente, analisando o seu comportamento estrutural, verificando as opções de dimensionamento e porpondo alternativas ao sitema estrutural que possam introduzir uma melhoria do comportamento em relação à solução original.

Neste contexto, é necessário deter conhecimento sobre o tipo de pórticos que existem, quais os vãos mais comuns e qual o modelo de pórtico adotado mais correntemente, para posteriormente se proceder ao estudo. O estudo da estrutura existente realizar-se-á através de uma análise numérica, com recurso ao software Robot.

O interesse que a autora do presente trabalho sempre deteve por estruturas metálicas levou-a a aceitar o problema proposto pela empresa, relativo ao estudo de uma estrutura formada por pórticos com cerca 50m de vão, com perfis soldados de secção variável, recentemente construída, tentando encontrar soluções otimizadoras do projeto.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em 6 capítulos, compreendendo o presente capítulo, esta introdução.

O 2º capítulo, designado de "Estado de arte", é o capítulo no qual se faz uma descrição sumária da evolução dos materiais, da evolução das construções e do consumo de aço em Portugal e no Mundo nos últimos anos. É descrito o material, realizada uma classificação do mesmo de acordo com a composição e com o processo de acabamento, e identificados os tipos de aço, de acordo com as características mecânicas. Segue-se a identificação de diferentes tipos de pórticos industriais, bem como diferentes opções de cobertura e de revestimento. Ainda neste capítulo, faz-se referência às normas utilizadas na análise e dimensionamento de estruturas metálicas em Portugal.

No capítulo 3, intitulado de "Caso de estudo", é apresentada uma descrição do edifício já referido, desde as fundações aos revestimentos. Segue-se uma enumeração das ações aplicadas à estrutura e a exposição das considerações realizadas na sua definição. Seguidamente, combinaram-se as ações anteriormente descritas de acordo com os estados limite a analisar e os respetivos coeficientes de ações. A metodologia de análise é o tópico que se segue.

No 4º capítulo, referente ao estudo numérico, procede-se à descrição da modelação numérica, desde a escolha do software às considerações na modelação da estrutura. Neste capítulo explica-se como se realizou a verificação do modelo e o procedimento da análise global da estrutura. Na análise da resposta estrutural, caracteriza-se o procedimento das verificações a efetuar para o estado limite último e para o estado limite de utilização.

No capítulo 5, denominado de "Discussão dos resultados", faz-se uma análise das verificações de segurança seccional e de estabilidade, referidas no capítulo 4, referindo os aspetos do comportamento da estrutura para os casos de carga mais condicionantes. De acordo com os resultados, propõem-se possíveis alterações à estrutura que melhorariam, à partida o seu desempenho.

Por último, no capítulo 7 surge uma reflexão sobre as principais conclusões obtidas e sugestões que poderão vir a ser desenvolvidas em trabalhos futuros.

2
ESTADO DE ARTE

Sabe-se que o que temos hoje não é igual ao que tínhamos ontem e o que teremos amanhã é diferente do que existe hoje. Há uma evolução constante a todos os níveis, numas áreas uma evolução mais notória do que noutras, mas é esta evolução que permite melhorar a qualidade de vida e conforto de todos.

O ramo da construção e dos materiais não é exceção: os edifícios construídos em pleno séc. XXI são muito diferentes dos edifícios centenários que se encontram nos centros históricos de algumas cidades. São diferentes não só na arquitetura, mas também nos materiais que os constituem.

O conhecimento que hoje se detém das propriedades dos diferentes materiais permite adotar tipologias estruturais bem diferentes das utilizadas nos primórdios.

Se hoje existe um estudo sobre a melhor forma de executar uma construção, ou dos materiais mais aconselhados para essa construção, há alguns anos não havia nada que regulasse a forma de se proceder na execução de uma obra. Nada que regulamentasse os cálculos a ser realizados numa dada construção de acordo com a localização ou com o fim a que se destina. Hoje existem as normas e os Eurocódigos, que têm de ser cumpridos e que orientam o projetista no caminho a seguir e nos cuidados a ter.

Este capítulo divide-se em 5 subcapítulos. Começa com uma nota histórica sobre a evolução dos materiais e das construções e o consumo de aço. Sucedem-se as especificações do material: classificação e tipologias do aço. Seguidas das tipologias estruturais dos edifícios industriais, onde se dá enfase ao tipo de pórtico, às coberturas e aos revestimentos. Surge a regulamentação que é seguida da análise numérica, em último lugar.

2.1. NOTA HISTÓRICA

2.1.1. EVOLUÇÃO DOS MATERIAIS

É na Pré-história que se encontra a génese dos materiais utilizados na construção ao longo do tempo. Desde esta época que se recorria a matérias como a terra, a pedra, a madeira e até mesmo as fibras vegetais. Foram estes os materiais que até ao Séc. XVIII construíram o nosso planeta (Branco, Ferreira, and Correia 2009).

A terra é um material que apresenta durabilidade reduzida, uma vez que se deteriora facilmente, e que tem uma resistência razoável à compressão e baixa à tração. Era utilizada em elementos verticais, sendo ainda hoje o principal material de construção nos países mais pobres. Na construção com terra utilizam-se dois métodos distintos:

- construção em Taipa – utiliza-se madeira como cofragem e enche-se de terra;

- construção em Adobe – faziam-se "tijolos" de terra, em que às vezes se adicionava à argila palha para evitar a fissuração (técnica desenvolvida pelos egípcios).

A pedra, por sua vez, possui elevada durabilidade, boa resistência à compressão e fraca à tração, logo era essencialmente utilizada em elementos verticais, sendo que nos elementos horizontais sujeitos a tração se aumentava a espessura, de forma a suportar as tensões que se geravam. Mais tarde desenvolveu-se o arco para vencer os vãos, pois assim todos os elementos estavam comprimidos. Este material era muito usado nos monumentos mais importantes, devido à sua durabilidade, daí ainda hoje existirem muitos exemplos dessas construções. Grécia e Roma são locais onde podemos encontrar perfeitos exemplos da construção com pedra.

Existente em abundância na natureza, e sendo leve e fácil de trabalhar, a madeira era muito utilizada nas coberturas, exatamente por ser leve e ter bom comportamento em flexão, e resistir tanto à tração como à compressão. No entanto, a madeira deteriora-se com facilidade devido aos organismos que se alimentam dela (traças, por exemplo). A madeira foi o material base das habitações do tipo porticado, sendo que estas eram revestidas com fibras vegetais ou terra de forma a confinar o espaço de habitação.

Por último, as fibras vegetais eram muito utilizadas como cabos em pontes pênsil, tendas e coberturas leves, apesar de serem bastante deterioráveis (Branco, Ferreira, and Correia 2009).

No final do séc. XVIII, durante a Revolução Industrial, o ferro apareceu como sendo um material com características que o colocavam a competir com outros materiais de construção. Inicialmente, este material era utilizado em caminhos de ferro, caminhos estes que criaram a necessidade de construir pontes e estações ferroviárias. Pode-se afirmar que foram os caminhos de ferro os impulsionadores do grande desenvolvimento do ferro e do aço. Do ferro fundido, evoluiu-se para o ferro forjado e deste para o aço (Portal Met@lica 1998). Estes diferem eseencialmente na percentagem de carbono que os constitui:

- ferro fundido: >2,1% de carbono, logo frágil.
- ferro forjado: <0,15% de carbono, logo é um material ductil, resistente, maleável e facilmente soldável.
- aço: <2,1% de carbono.

Um século mais tarde aparecem as primeiras referências ao betão armado – o Barco de Lambot, ainda hoje preservado, terá sido das primeiras, se não a primeira construção em betão armado, do autor francês Jean-Louis Lambot em 1848 (Figura 2.1).

Figura 2.1 - Barco de Lambot, extraído de
http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/ConstrucoesEmBetao.pdf

2.1.2. EVOLUÇÃO DAS CONSTRUÇÕES

As construções evoluíram à medida que se aperfeiçoavam e descobriam propriedades dos materiais. Novas formas de trabalhar os materiais levaram a construções cada vez mais duradouras, com melhores condições, com arquitetura mais arrojada.

Sendo o aço o material que constitui a estrutura alvo de análise desta dissertação, segue-se um pequeno recuo no tempo para se perceber como o ferro e o aço mudaram o tipo de construção e o quão belas são essas construções.

Inicialmente o ferro era usado como material secundário na construção, como calço, conector ou cinta, em parceria com a madeira, que era o material da estrutura principal. Posteriormente surgiu como elemento decorativo, em portões e grades de ferro forjado como são exemplo os Portões Brancos em Leeswood em Clwyd, País de Gales de 1726 (Figura 2.2) (ESDEP WG 1B Steel Construction).

Figura 2.2 - Portões Brancos em Leeswood, extraído de https://www.flickr.com/photos/shricthism/2338446024/in/photostream/

Em 1786, Victor Louis desenha uma cobertura em ferro forjado a vencer um vão de 21m, para o "Théatre Francais". No final desse mesmo século, surge a necessidade da construção resistente ao fogo que leva à substituição das estruturas principais em madeira pelas estruturas principais em ferro. Inicialmente substituíram-se as colunas, mas poucos anos mais tarde também as vigas em madeira foram substituídas por vigas de ferro (ESDEP WG 1B Steel Construction). O primeiro exemplo desta nova forma de construir surgiu em 1796 com o edifício que foi o percursor dos arranha-céus - Ditherington Flax Mill - na cidade de Shrewsbury, em Inglaterra, projetado por Charles Bage (Figura 2.3). Descobriu-se, nesta altura, que o recurso a uma estrutura de ferro permitia abdicar de paredes internas mantendo igualmente a estabilidade estrutural do edifício (BBC News 2009).

Figura 2.3 - Ditherington Flax Mill, extraído de http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1

No início do Séc. XIX, aquando da revolução industrial, em Londres intensificam-se as trocas comerciais nas margens do Tamisa. De forma a agilizar o processo de trocas nas margens do rio, criaram-se edifícios destinados a armazenar as mercadorias. Do outro lado do Atlântico, em 1850, Nova Iorque, registava uma explosão demográfica, vendo a sua população duplicada e surgindo com isto a necessidade de construir em altura. Os primeiros edifícios deste género eram edifícios muito próximos, para aproveitar o espaço ao máximo, dando resposta à explosão demográfica, ficando com pouca luz natural e condições de habitação muito limitadas.

Em 1853 nascia um outro elemento vital no desenvolvimento da construção de arranha-céus: a criação do elevador de passageiros por Elisha Otis (ESDEP WG 1B Steel Construction) - estava preste a começar a era dos arranha-céus.

Em meados do séc. XIX, o arquiteto Henri Labrouste projetou duas bibliotecas notáveis: Bibliothèque Sainte Geneviève (Figura 2.4) e Bibliothèque Nationale (Figura 2.5). Na primeira usou ferro fundido nas colunas e nos arcos para suportar o teto, por sua vez, na segunda, recorreu a uma combinação de ferro fundido com ferro forjado. O uso do ferro nas primeiras construções era pouco visível do exterior, uma vez que há inúmeros exemplos onde a estrutura era em ferro mas o exterior em alvenarias que encobriam toda aquela estrutura, por vezes muito fascinante pelo grau de detalhe que apresentava (ESDEP WG 1B Steel Construction).

Figura 2.4 - Bibliothèque Sainte Geneviève , extraído de http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1

Figura 2.5 - Bibliothèque Nationale, extraído de http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1

Mas é em 1858 que surge o primeiro edifício com uma estrutura rígida em ferro - o Boat House de Greene, no estaleiro naval Sheerness no Reino Unido. Até então as estruturas de ferro tiravam partido da alvenaria resistente (Figura 2.6) (ESDEP WG 1B Steel Construction).

Figura 2.6 - Boat House, extraído de http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1

Em 1860 aparece das mãos de Dean e Woodward o Museu de Oxford, um edifício com um interior magnífico pela combinação que fizeram do aço com vidro (Figura 2.7).

Figura 2.7 - Museu de Oxford , extraído de https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=39176664

Não obstante, regista-se o terrível incêndio de 1871 que devastou completamente o bairro comercial de Chicago, incêndio este que incentivou ainda mais o desenvolvimento do ferro. Surge então, em Chicago, em 1885, o Home Insurance Building (Figura 2.8), considerado o primeiro arranha-céus do mundo, projetado pelo Arquiteto William Le Baron Jenney, sendo que inicialmente tinha 42 metros de altura e, posteriormente, 55 metros, após a adição de dois pisos. A arquitetura deste edifício destacou-se por incorporar na estrutura metálica interna do edifício não só aço, mas também ferro fundido e ferro forjado (BBC News 2016).

Figura 2.8 - Home Insurance Building, extraído de https://en.wikipedia.org/wiki/Home_Insurance_Building#/media/File:Home_Insurance_Building.JPG

Um século mais tarde, em 1987, regista-se um outro incêndio que propulsionou o uso do aço em vez de madeira: numa estação metropolitana ocorreu um incêndio numas escadas rolantes cujos degraus eram de madeira. Foi então a partir deste acontecimento que todas as escadas das estações de metro de Londres viram os seus degraus de madeira substituídos por degraus de metal (El País 1987).

Com a evolução que o ferro estava a demonstrar surge a chapa corrugada de ferro, a precedente da chapa de aço perfilada. A ondulação das chapas conferia rigidez a estes elementos, e a sua reduzida espessura conferia leveza. Este material era então o ideal para revestimentos de edifícios industriais com estrutura de aço. A combinação destes elementos e a necessidade de espaços cada vez mais amplos, principalmente nos edifícios industriais, impulsionaram o desenvolvimento de formas de construção que permitiam criar vãos de coberturas mais longos (ESDEP WG 1B Steel Construction). Na Tabela 2.1, apresenta-se uma cronologia ilustrada, resumida, com a evolução dos vãos e sistemas construtivos de edifícios ao longo dos anos.

Tabela 2.1 - Cronologia ilustrada com a evolução dos vãos de edifícios

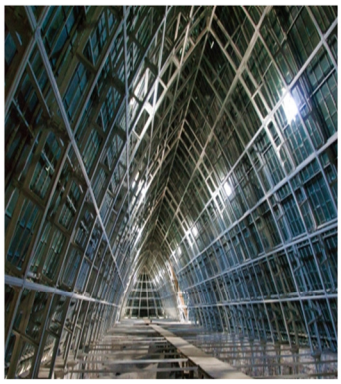
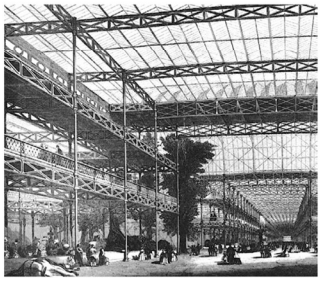
Ano	Nome edifício	Vão	Sistema estrutural	Foto
1786	Teatro Francês, França	21m	Cobertura em arco de ferro forjado	
1836	Catedral de Chartres, França	14.2m	Telhado em arco com tirantes em ferro fundido com alguns elementos em ferro forjado *Imagem extraída de:* https://structurae.net/photos/307460-chartres-cathedral	
1849	Estação ferroviária de Liverpool Lime Street	47m	Sucessivas treliças arqueadas unidas por pequenas "vigas" treliçadas (em ferro) *Imagem extraída de:* https://www.pinterest.pt/pin/805792558305151399/	
1851	Palácio de Cristal de Paxton, Londres	22m	Colunas em ferro fundido que suportavam as treliças de ferro fundido e forjado ligadas com elementos de madeira. *Imagem extraída de:* https://www.researchgate.net/figure/Figura-3-Vista-interior-del-Palacio-de-Cristal-en-Londres-de-J-Paxton-c-1851_fig3_292156817	

Tabela 2.1 - Cronologia ilustrada com a evolução dos vãos de edifícios (continuação)

Ano	Nome edifício	Vão	Sistema estrutural	Foto
1868	Estação ferroviária de St. Pancras, Londres	73m	Sucessivos arcos treliçados unidos por "vigas" treliçadas (em ferro) *Imagem extraída de:* https://www.raileurope-world.com/place/london-st-pancras-international?lang=en&var_mode=calcul	
1889	Galerie des Machines, França	110m	Sucessivos arcos treliçados unidos por treliças mais pequenas (em aço) *Imagem extraída de:* https://www.pinterest.pt/pin/819796556956 88928/?lp=true	
1906	Estação de comboios de Hamburgo, Alemanha	73m	Estrutura porticada treliçada (em aço) *Imagem extraída de:* http://www.viajenaimagem.com/2014/11/hanover-e-hamburgo.html	
1986	Novo aeroporto em Brest, França	36m	Cobertura sinusoidal com recurso a treliça. Treliça em perfis IPE e HEA (em aço S275 e diagonais em CHS S355) *Imagem extraída de:* https://www.airplane-pictures.net/photo/525911/airport-overview-airport-overview-terminal-building/	

Tabela 2.1 - Cronologia ilustrada com a evolução dos vãos de edifícios (continuação)

Ano	Nome edifício	Vão	Sistema estrutural	Foto
2003	Pavilhão anexo ao Estádio da Luz, Portugal	52.5m	Tubos circulares arqueados (em aço). *Imagem extraída de:* https://pt.wikipedia.org/wiki/Pavilhão_da_Luz_Nº_2#/media/File:View_of_Pavilh%C3%A3o_da_Luz.JPG	
2004	Hangar A380 Airbus em Toulouse, França	117.2m	Treliça com 13.5m de altura. Pórticos afastados de 35m e unidos por treliças mais pequenas. Uniram-se todas as treliças no local da obra e posteriormente ergueu-se toda a cobertura (em aço) *Imagem extraída de:* http://www.constructalia.com/portugues_br/galeria_de_projetos/franca/fabrica_do_airbus_a380#.XK3kr_ZFxPY	
2005	Aeroporto Francisco Sá Carneiro, Portugal	80m	Arco tubular com estruturas triangulares e cordas superiores (em aço S275 JR, e alguns tubos em aço S355JOH). *Imagem extraída de:* http://pt.trekearth.com/gallery/Europe/Portugal/North/Porto/Pedras_Rubras/photo1183987.htm	
2007	Hangar de Ostrava-Mosnov, República Checa	143.5m	Estrutura porticada com treliças com 12m de altura (em aço) *Imagem extraída de:* http://www.tension.cz/en/references/airport-hangar-ostrava-mosnov-cze	

Naves industriais

Como se pôde constatar, os maiores vãos pertencem a edifícios industriais, como hangares ou estações ferroviárias, por exemplo.

Com o crescimento das cidades cresceram também as necessidades, e os espaços cada vez mais amplos ganharam ênfase. A chegada do caminho de ferro a cada país/região obrigou à construção de estações ferroviárias: estruturas trabalhadas em ferro, inicialmente com vãos relativamente pequenos, mas posteriormente crescentes com o passar dos anos, devido à multiplicação das linhas que chegavam a cada estação. Uma estação belíssima pela estrutura que a compõe é a Estação Central da Antuérpia, na Bélgica (Figura 2.9).

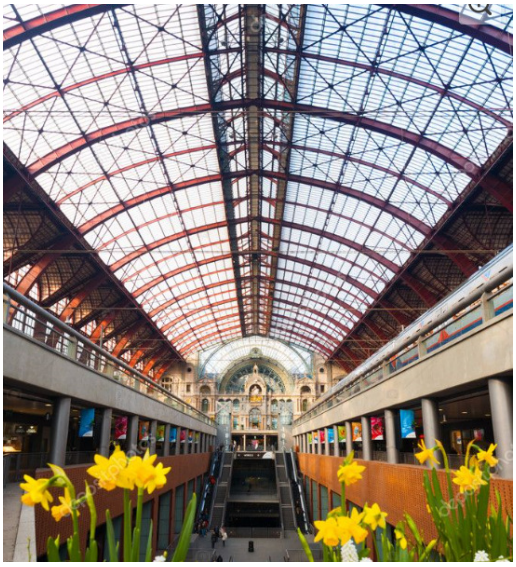


Figura 2.9 - Estação central da Antuérpia, extraído de https://pt.depositphotos.com/11894484/stock-photo-antwerp-central-train-station-glass.html

2.1.3. CONSUMO DE AÇO EM PORTUGAL E NO MUNDO

O aço tem vindo a ser aplicado nas mais diversas áreas. Segundo estatísticas realizadas pela Worldsteel Association (2019), em 2017 o "consumo" de aço, a nível mundial, distribuiu-se da seguinte forma:

51% - Edifícios e infraestruturas;

15% - Equipamentos mecânicos;

12% - Indústria automóvel;

11% - Produtos metálicos;

5% - Outros transportes;

3% - Aplicações domésticas;

3% - Equipamentos elétricos.

Como se pode constatar, os edifícios e infraestruturas ganham com maioria absoluta – 51% do aço foi empregue neste setor. Esta elevada percentagem deve-se às vantagens que o aço proporciona na construção (referidas no tópico seguinte).

Em Portugal mais especificamente, as estatísticas obtidas não são tão recentes, referem-se ao ano de 2009, encontradas no site da CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista (2009). Essas mesmas concluem que o aço teve maior aplicabilidade em edifícios do que nas infraestruturas: 71.45% e 28.55%, respetivamente. Especificando mais, do total de aço aplicado no setor de edifícios e infraestruturas, 53.53% foi empregue em edifícios industriais e 16.77% em edifícios não residenciais, tais como edifícios comerciais, de escritório, edifícios destinados à agricultura e outros não residenciais não especificados. Mais uma vez, pode-se constatar que os edifícios industriais são os que mais recorrem ao aço.

2.2. MATERIAL

O antepassado do aço é o ferro. O ferro era conhecido há milhares de anos, mas o seu emprego em obras de engenharia civil surgiu no séc. XVIII com a aplicação de ferro fundido em pontes.

O ferro apresentava características que, na altura em que foram descobertas, eram muito úteis, mas o aço posteriormente mostrou ser melhor. O aço não é mais do que uma liga de ferro resultante da adição de carbono e outros elementos ao elemento ferro.

O ferro, por ser um material com muitas impurezas, era pouco resistente à corrosão. Nos primórdios usava-se ferro fundido – material de alto teor em carbono que o tornava duro mas quebradiço, sendo difícil de moldar, mesmo quando aquecido. Seguidamente, apareceu o ferro forjado – material com teor em carbono mais baixo, logo mais macio, mas menos resistente, no entanto com maior facilidade de moldagem após aquecimento. Depois, seguiu-se o aço – um material mais puro, mais resistente ao desgaste, ao impacto e à corrosão, devido aos elementos que se adicionam para lhe conferir essas propriedades.

Na Figura 2.10 apresenta-se uma comparação esquemática do ferro com o aço.

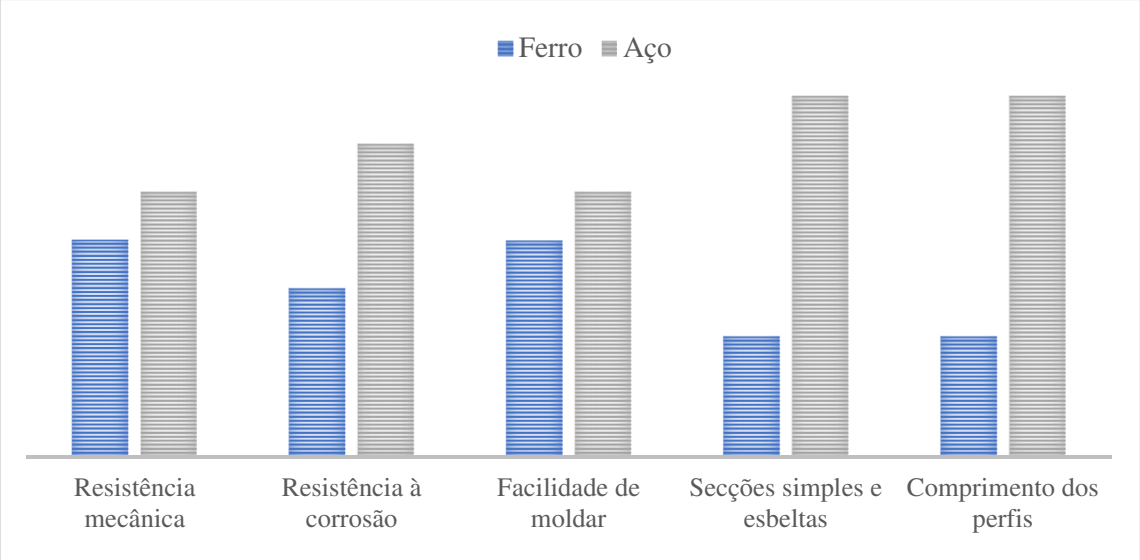


Figura 2.10 – Comparação qualitativa de algumas características do ferro com o aço

A utilização elevada de aço que atualmente se verifica no setor da construção deve-se às vantagens que este proporciona em comparação com outros materiais construtivos:

- Em comparação com a construção tradicional em betão, as estruturas de aço são bem mais leves.
- A montagem de estruturas em aço é muito simples e rápida.
- O material é reciclável.
- Os elementos que compõem a estrutura dos edifícios são "pré-fabricados" em fábrica, onde há condições de fabrico que garantem a qualidade dos procedimentos.
- A precisão que existe no processo de fabrico permite ao projetista ter confiança nas propriedades mecânicas, ao invés das estruturas de betão que têm um processo de cura que determina a sua resistência final.
- Como as peças são fabricadas em fábrica e não em obra, há uma menor atividade e menor exigência de mão de obra no local da obra.

2.2.1. CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS

Os aços podem ser classificados com base na composição e no processo de acabamento (Manfred A. Hirt e Rolf Bez 1994). O esquema da Figura 2.11 ilustra como são classificados os aços de acordo com estes parâmetros.

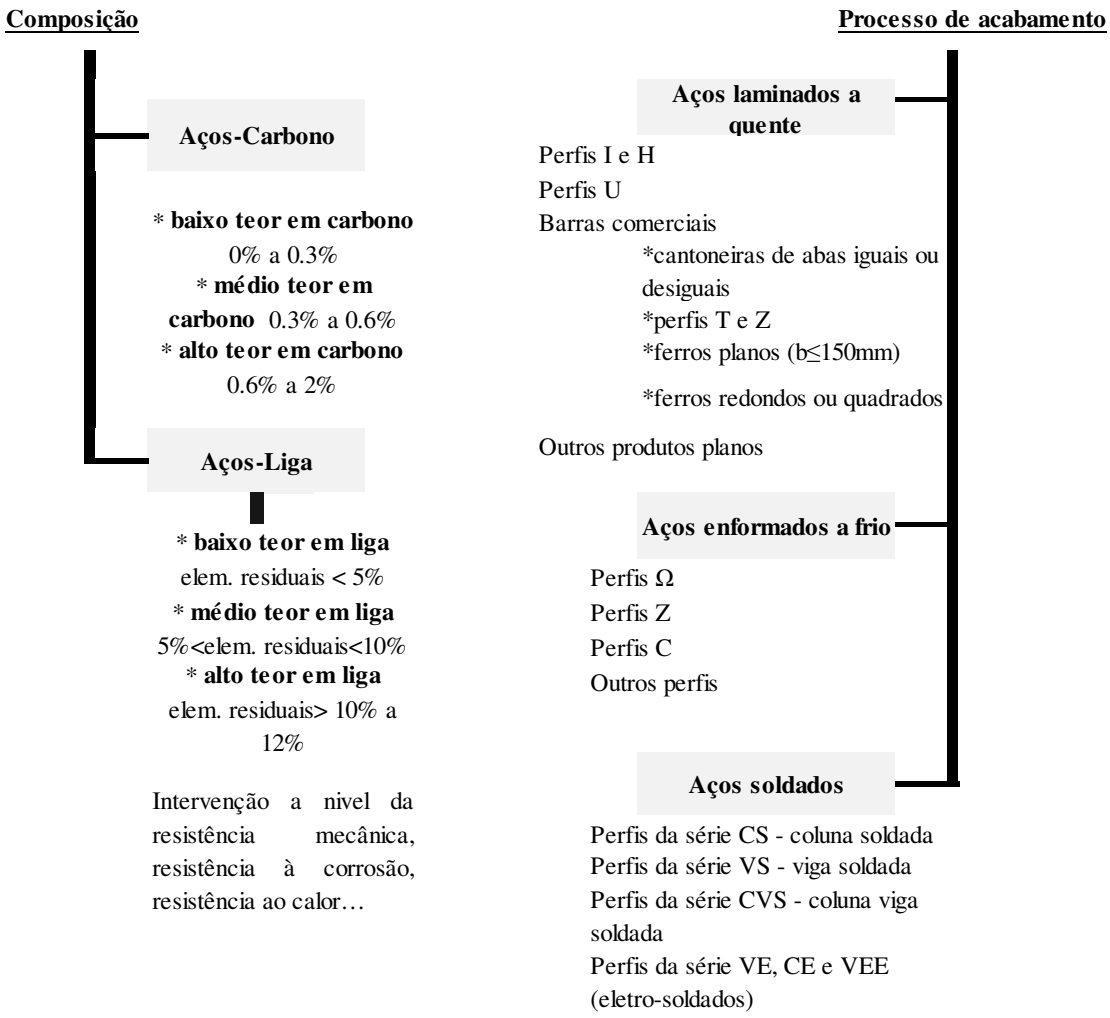


Figura 2.11 - Classificação dos aços

Os aços são essencialmente constituídos por uma liga de ferro e carbono. Estes materiais designam-se de aços-carbono quando o aditivo principal é o carbono, em percentagens que não ultrapassam os 2%, e de aços-liga quando existem elementos de adição, em percentagens até cerca de 5%. Os elementos de adição têm por objetivo conferir novas propriedades aos aços ou melhorar as já existentes, algumas delas estão mencionadas no esquema da Figura 2.11. Os aço-carbono são os mais usados e mais baratos quando comparados com os aços-liga. Quanto maior o teor de carbono num aço, maior a resistência e menor a ductilidade.

O processamento dos aços laminados a quente ocorre a temperaturas superiores à temperatura de recristalização do aço, isto é, a forma dos perfis obtém-se fazendo os lingotes de aço, ainda quentes, passar por sucessivos cilindros que lhes conferem a forma final pretendida (Figura 2.12).

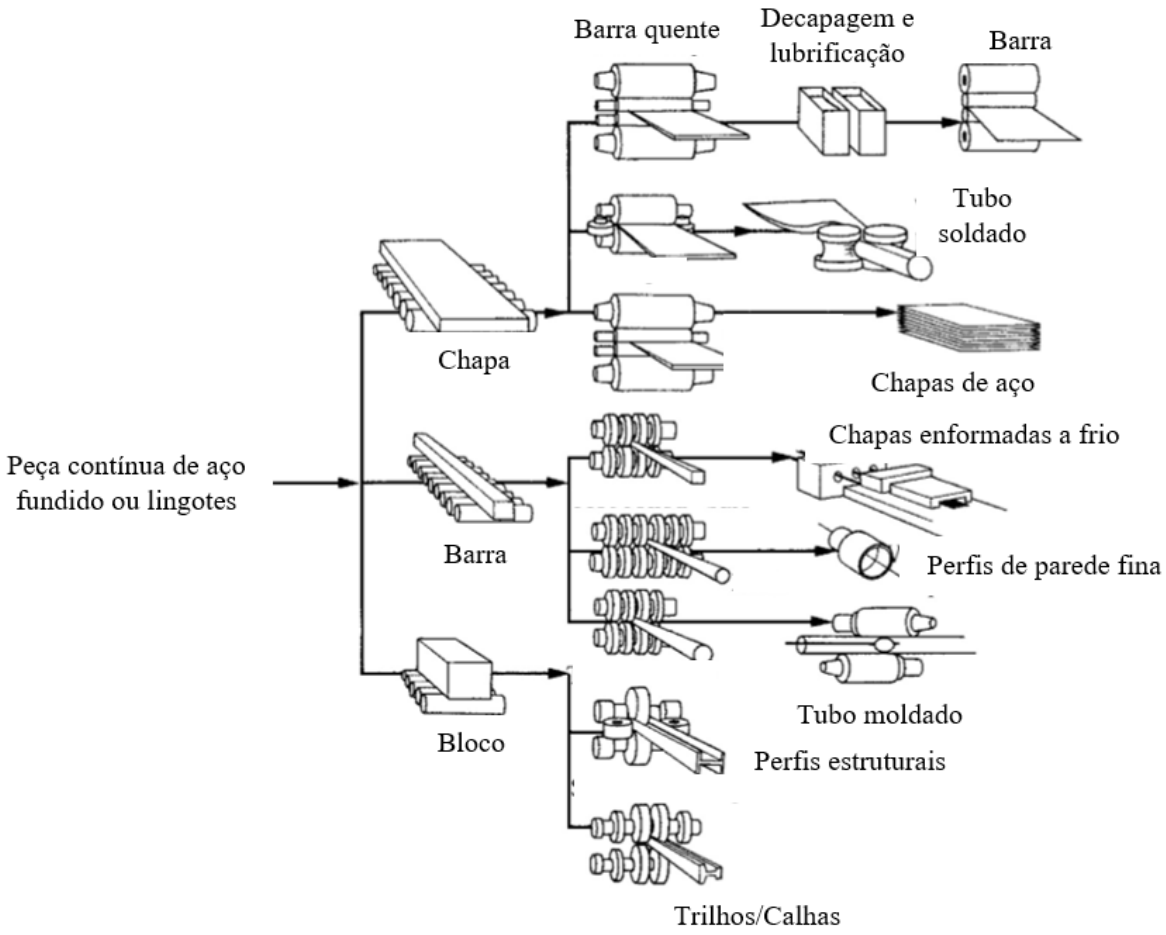


Figura 2.12 - Esquematização do processo de laminagem a quente, extraído de https://sistemas.eel.usp.br/docentes/arquivos/5840793/LOM3004/Aula9CM.pdf

Ao invés, nos aços enformados a frio, os perfis provenientes deste processo obtêm a sua forma após arrefecimento do aço. São enformados a partir de um dos seguintes processos:

*quinagem - dobragem de uma porção de chapa, com a limitação do comprimento (Figura 2.13);

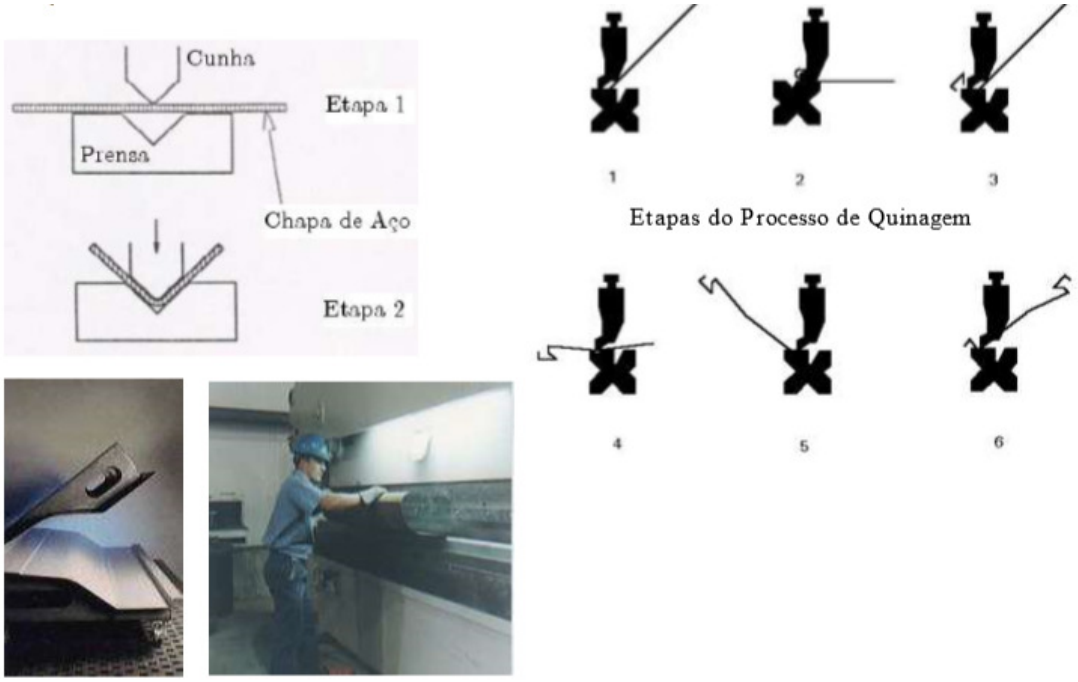


Figura 2.13 - Esquematização do processo de quinagem (Silvestre and Camotim 2006)

*laminagem a frio - a chapa passa por diversos pares de rolos que lhe dão a forma e espessura pretendida (Figura 2.14)

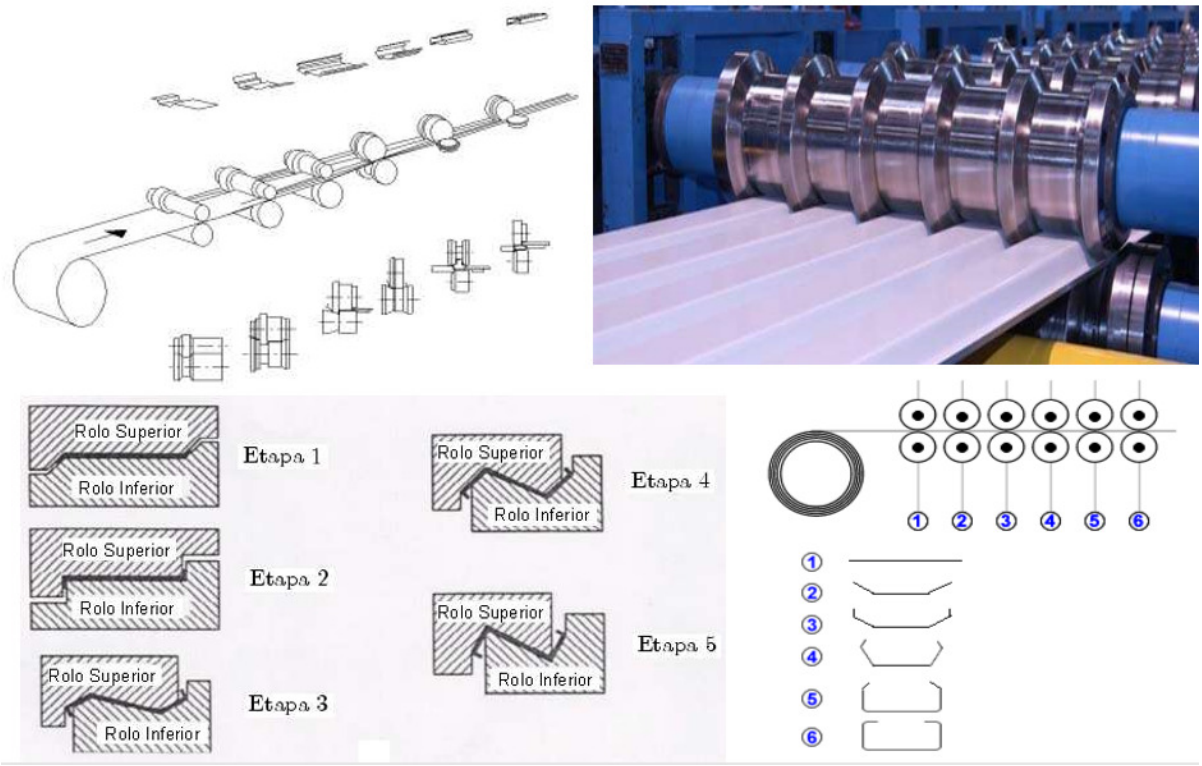


Figura 2.14 – Esquematização do processo de laminagem a frio (Silvestre and Camotim 2006)

Por último, nos aços soldados, os perfis obtêm-se pela solda de vários perfis planos laminados a quente. Em relação aos laminados a quente, estes aços têm a vantagem de poderem ser feitos à medida, não há perfis soldados standard. Podem também criar-se perfis de secção variável (Manfred A. Hirt e Rolf Bez 1994).

A Figura 2.15 demonstra uma comparação simplificada de algumas propriedades dos perfis enformados a frio com as de perfis laminados a quente (Silvestre and Camotim 2006).

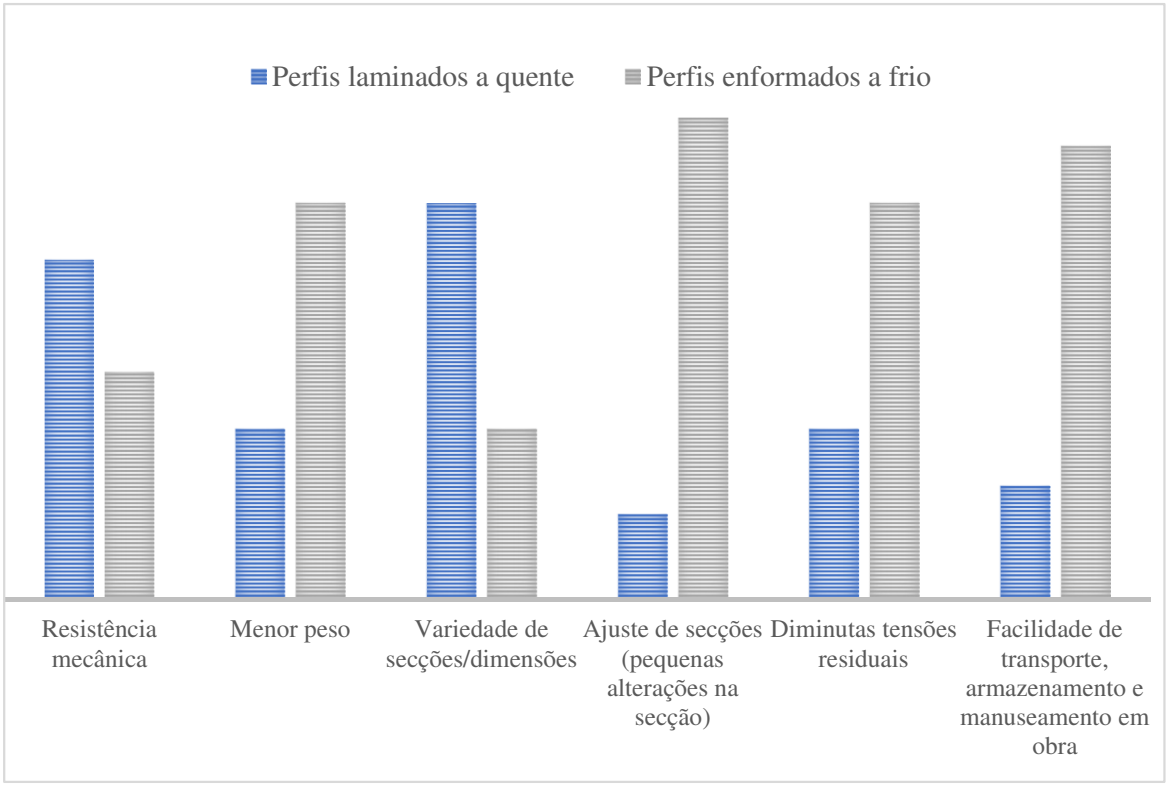


Figura 2.15 - Comparação qualitativa de perfis laminados a quente com perfis enformados a frio

Os aços mais comumente usados para a estrutura dos edifícios industriais são os laminados a quente ou soldados, enquanto os enformados a frio são muito úteis como madres de cobertura e de fachada, isto é, elementos de apoio à fixação dos revestimentos de coberturas e de fachadas. Nos últimos anos tem havido uma intensificação do estudo do aço enformado a frio no sentido de o aplicar também na estrutura dos edifícios, como pilares e vigas. Há já alguns edifícios com este material a ser empregue nesse sentido, no entanto há ainda algumas limitações, a sua aplicação é ainda muito recente.

2.2.2. TIPOLOGIA DE AÇOS

A produção e classificação dos aços segue certas regras, que estão designadas nas euronormas. Alguns exemplos destas normas são: a EN10020 que classifica os aços de acordo com a sua composição química; a EN10025, que rege a produção dos aços estruturais; a EN10027, que define a atribuição do nome aos aços.

Os aços estruturais classificam-se, de acordo com a resistência mecânica, em aços macios e aços de alta resistência. Estes aços são designados, de acordo com a EN1993 1-1 que estabelece as propriedades mecânicas dos aços a utilizar na construção metálica, como S235, S275, S355, S420, S460 e o S690, que é um aço de alta resistência.

Cada um destes aços tem uma dada tensão de cedência, fy, e tensão última, fu, características, que podem ser obtidas através do escalonamento simplificado do Quadro 3.1 do EC3 Part.1-1, que se apresenta na Tabela 2.2.

Para além das tensões, há requisitos de ductilidade que os aços têm de cumprir. Os aços mencionados neste escalonamento já estão em conformidade com a norma. Os aços têm também requisitos de tenacidade (resistência à rotura frágil), de propriedades dos materiais tais como módulo de elasticidade – E, módulo de distorção – G, coeficiente de Poisson – ν e coeficiente de dilatação térmica linear – α (IPQ 2010b)

Tabela 2.2 - Valores nominais de tensão de cedência e da tensão última à tração para aços estruturais laminados a quente segundo a norma EN 10025-2 (IPQ 2010b)

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550

Os aços mais utilizados atualmente na construção são o S275 e o S355, segundo informação fornecida por três empresas com as quais se estabeleceu contacto:

- Feliz Metalomecânica afirmou trabalhar mais com o S275.
- Martifer afirmou recorrer ao S275 e ao S355, com maior incidência neste último.
- José Pinheiro Costa, Lda afirmou utilizar maioritariamente o S275.

Não tendo questionado as empresas sobre o porquê da utilização destes aços e não de outros, pode-se apenas aferir alguns aspetos. Quanto mais exigentes são as estruturas, mais resistente tem de ser o aço utilizado, daí a Martifer recorrer mais ao S355, uma vez que grande volume do seu trabalho são estruturas de grande porte. Sabe-se que quanto maior a classe de aço, maior a tensão de cedência e tensão última que este apresenta, no entanto há um inconveniente: quanto maior a resistência de um aço maior é a percentagem de carbono deste e, quanto maior a percentagem de carbono, menor é a soldabilidade do aço em questão, o que não é bom. Analisando a tabela acima, percebe-se que os aços mais utilizados são os intermédios, talvez porque um tem tensões relativamente baixas e o outro porque tem soldabilidade não tão boa como a dos restantes.

2.3. TIPOLOGIA ESTRUTURAL DOS EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS

Como algumas indústrias requerem espaço livre para poder haver movimento de máquinas, manuseamento fácil de equipamentos e até mesmo circulação dos produtos resultantes ou intervenientes na mesma, os edifícios industriais continuam a crescer em dimensão. Conforme a finalidade a que um dado espaço se destina, há exigências a serem cumpridas, vãos a respeitar, normas de segurança a pôr

em prática, todo um conjunto de especificações às quais se tem de dar resposta sem prejudicar a funcionalidade do edifício nem a segurança de quem opera no seu interior.

Apesar de não haver um modelo tipo a adotar numa nave industrial, pode generalizar-se e afirmar que, conforme o vão, há tendências de modelos estruturais a adotar. No organograma da Figura 2.16 apresenta-se a tendência construtiva de edifícios industriais conforme o vão.

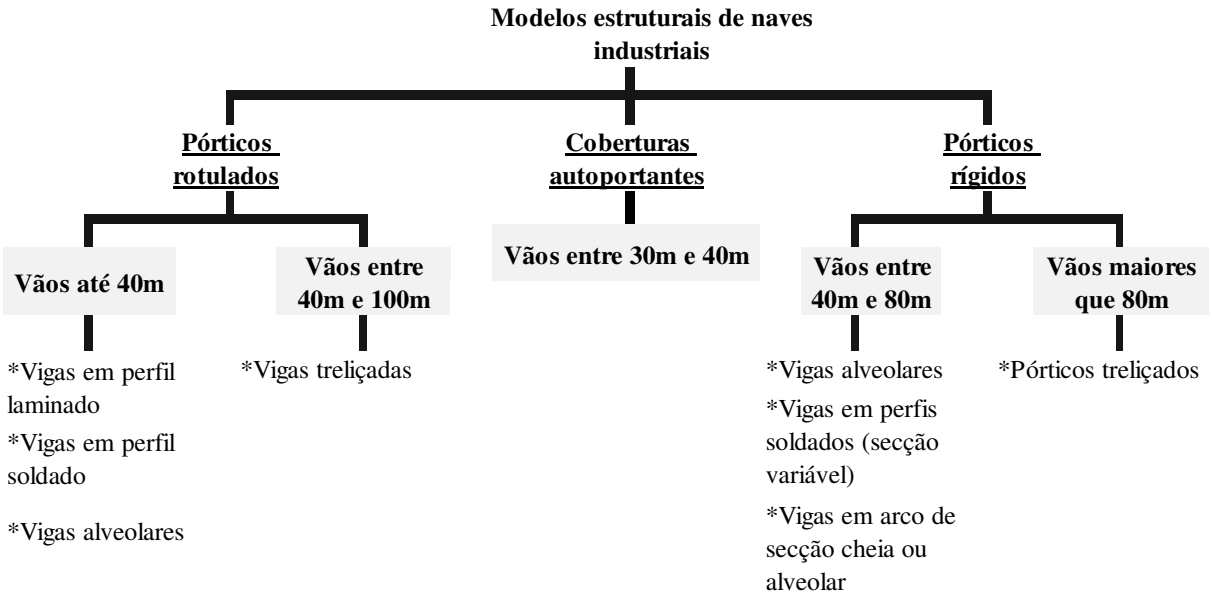


Figura 2.16 - Organograma com tipos de pórticos conforme vão (Moura 2016)

Um edifício industrial é habitualmente construído com a repetição de pórticos, devidamente espaçados, numa dada direção, normalmente, mas não exclusivamente, na direção de maior dimensão. Um pórtico é, normalmente, estável no seu plano, mas na direção perpendicular a este é instável, pelo que se recorre a contraventamento para obter a estabilidade e rigidez necessárias ao seu bom funcionamento.

Entende-se que pórtico rotulado é formado por vigas simplesmente apoiadas em dois pilares. Pode então afirmar-se que, quando sujeito a cargas verticais, as vigas estão à flexão, registando-se o momento máximo a meio vão. Os pilares, como consequência, funcionam à compressão, neste caso de carregamento vertical. Ao invés, quando sujeito a cargas horizontais, as vigas ficam sujeitas a esforços axiais e os pilares a esforços de flexão.

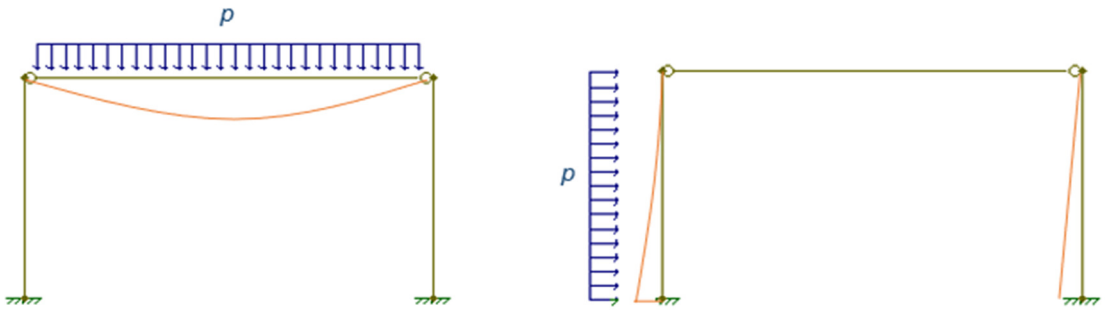


Figura 2.17 - Modelo de pórtico simples sujeito a carregamento vertical (à esquerda) e horizontal (à direita) (Moura 2016)

Por sua vez, um pórtico rígido é aquele em que a ligação das vigas aos pilares, tal como o nome sugere, é rígida, isto é, há transmissão de momentos das vigas para os pilares. Tanto para cargas verticais como para cargas horizontais, as vigas e os pilares estão sujeitos a esforços axiais e de flexão.

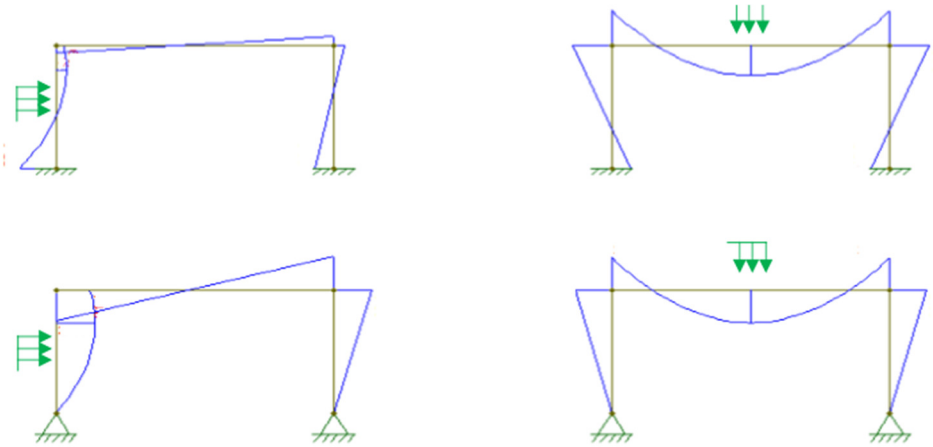
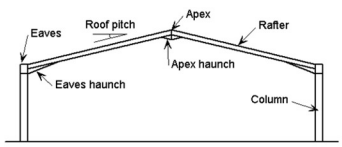
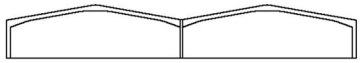
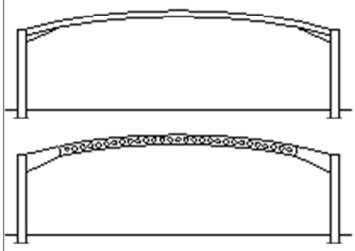
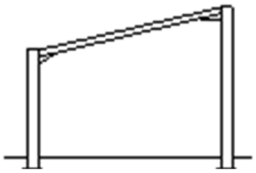
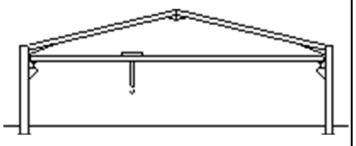
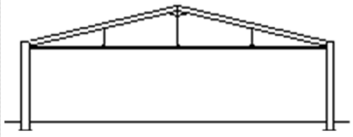


Figura 2.18 - Modelo de pórtico rígido sujeito a carregamento vertical (à direita) e horizontal (à esquerda), em pórticos com fundações encastradas (em cima) e rotuladas (em baixo) (Moura 2016)

Os pórticos rígidos podem ainda dividir-se em tipologias mais específicas. Na Tabela 2.3 apresentam-se algumas dessas tipologias.

Tabela 2.3 - Tipologia dos pórticos

Pórtico de duas águas		**Pórtico de dois vãos**	
Pórtico curvo		**Pórtico de uma água**	
Pórtico com viga de transporte de cargar rolantes		**Pórtico atirantado**	

As coberturas autoportantes (Figura 2.19) são, basicamente, constituídas por chapas perfiladas suportadas nos apoios extremos e têm a capacidade de resistir às cargas aplicadas. Desempenham a função de estrutura e revestimento, simultaneamente, são a solução para aspetos relacionados com a acústica, a térmica e até mesmo com a resistência ao fogo. Este aspeto faz desta, uma solução económica quando comparada com outras, para além de que é de colocação rápida e fácil. Trata-se do tipo de cobertura perfeita para espaços desportivos, centros comerciais e edifícios industriais, de vãos relativamente pequenos.

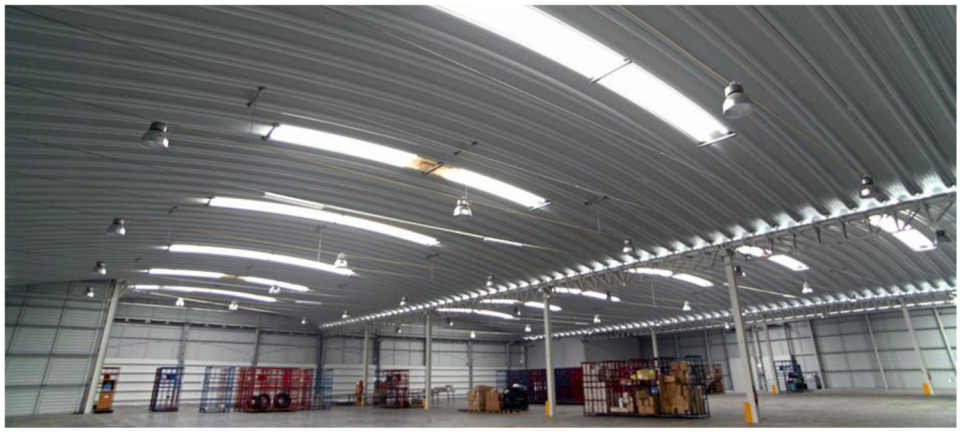


Figura 2.19 - Modelo de cobertura autoportante (Branco 2014)

2.3.1. COBERTURA

Entende-se por cobertura toda a estrutura que irá suportar o material de revestimento, e que tem por objetivo proteger o espaço interior de um edifício. Há vários tipos de cobertura, conforme o tipo de edifício:

- Coberturas planas;

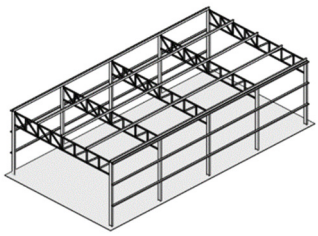


Figura 2.20 - Cobertura plana (Pedro and Mendes 2017)

- Coberturas inclinadas (com uma ou mais águas);

Figura 2.21 - Cobertura inclinada, extraídas de http://www.jpinheiro.pt

- Coberturas desniveladas do tipo "shed" (que permitem a entrada de luz natural para o interior do edifício);

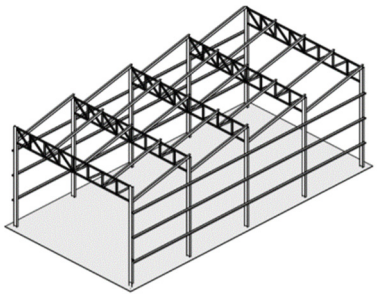


Figura 2.22 - Coberturas tipo shed (Pedro and Mendes 2017)

- Coberturas em arco (como o caso das coberturas autoportantes, por exemplo).

Figura 2.23 - Cobertura em arco, extraído de http://www.blocotelha.com/

Conforme a tipologia de cobertura que se queira adotar, há que escolher o sistema portante que melhor se adequa, não esquecendo as limitações e vantagens de cada modelo estrutural conforme o fim a que o edifício se destina.

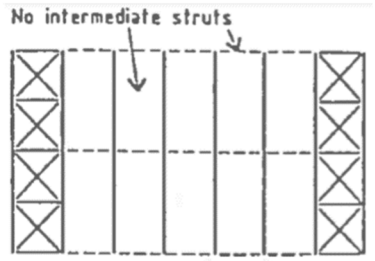
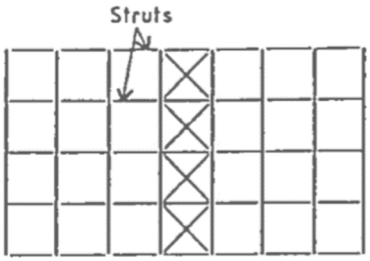
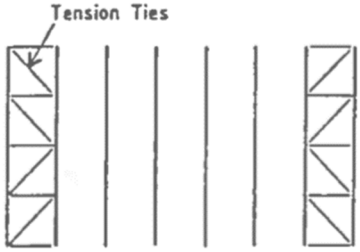
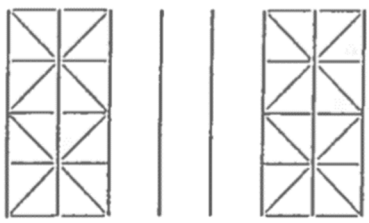
As coberturas são muito importantes, pois são elas que asseguram funções como a impermeabilidade, o isolamento térmico e acústico. Devem ser leves e estar em harmonia com a arquitetura, bem como o seu

custo, a durabilidade dos materiais e a facilidade de conservação dos elementos constituintes devem ser tidos em conta aquando do seu projeto.

Quando se projeta uma cobertura há inúmeros detalhes que têm de ser definidos. A análise dos fatores climáticos da zona é o ponto de partida para o dimensionamento, uma vez que é através desta análise que se dimensiona o sistema de drenagem de águas pluviais. Neste sistema estão contidos os elementos de captação – caleiros - os elementos de escoamento – rufos e tubos de queda – elementos que ligam a rede privada de escoamento à rede pública – caixas de derivação. A inclinação de uma cobertura é crítica para o dimensionamento deste sistema: se a zona for de elevada ocorrência de neve a inclinação das águas da cobertura é muito superior à de uma cobertura que se localize numa zona onde não se verifica a ocorrência de neve.

O sistema de contraventamento é outro aspeto que tem de ser tido em conta. Conforme a extensão longitudinal da nave industrial e o tipo de pórtico adotado, são definidas diferentes soluções. A função do contraventamento é encaminhar as forças horizontais (provenientes da ação do vento, por exemplo) até às fundações do edifício. A tabela seguinte contém um resumo de soluções de contraventamento de cobertura que usualmente se adotam.

Tabela 2.4 – Tipos de contraventamento (Woolcock and Kitipornchai 1987)

I **Contraventamento em X nas duas extremidades da cobertura**		As forças horizontais são absorvidas pelos dois tramos contraventados. As madres de cobertura são suficientes para transmitir as forças entre os dois tramos contraventados.
II **Contraventamento em X no centro da cobertura**		As forças horizontais são absorvidas pelo único tramo contraventado. As madres de cobertura não são suficientes para transmitir as forças desde a extremidade em que atua a força até ao tramo contraventado, tem portanto de existir elementos transversais de travamento dos pórticos.
III **Contraventamento com uma barra diagonal nas duas extremidades da cobertura**		As forças horizontais são absorvidas pelo tramo contraventado existente na extremidade onde atua a força, sendo que o outro tramo apenas receberá as forças de atrito que atuem na cobertura, através das madres de cobertura.
IV **Contraventamento com uma barra diagonal nas duas extremidades da cobertura em dois tramos**		As forças horizontais são absorvidas pelos dois tramos contraventados existentes na extremidade onde atua a força, sendo que os outros dois tramos apenas receberão as forças de atrito que atuem na cobertura, transmitidas pelas madres de cobertura.

Em edifícios curtos em que apenas uma das fachadas está exposta a ações horizontais o contraventamento do tipo II é, comumente, colocado no tramo extremo onde atuam as forças horizontais.

Na solução III e IV, em que o contraventamento é realizado com recurso a um tirante em vez da posição em X, destaca-se uma vantagem, em relação às outras duas soluções, quando o contraventamento é realizado em tubo não tem de se ter a preocupação de conseguir cruzar os tubos. Nestas soluções as madres de cobertura são elementos que encaminham as forças de atrito que se geram na cobertura.

É usual nos contraventamentos em X recorrer-se a varões pré-esforçados (varões com rosca nas extremidades na qual lhes é dado aperto), de forma a aumentar a resistência dos varões para que estes nunca fiquem sujeitos a esforços de compressão.

Quando se adota pórticos planos é necessário contraventar com um dos sistemas acima mencionado, mas quando são pórticos com estrutura triangulada tridimensional (Figura 2.24) ou vigas treliçadas em grelha ortogonal (Figura 2.25), o travamento da cobertura é assegurando por estas próprias estruturas.

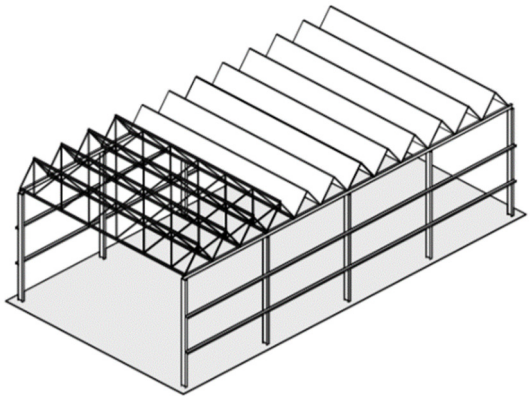


Figura 2.24 - Estrutura triangulada tridimensional (Pedro and Mendes 2017)

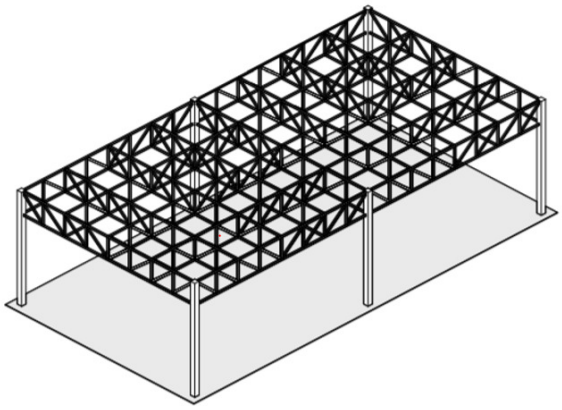


Figura 2.25 - Estrutura com vigas treliçadas em grelha ortogonal (Pedro and Mendes 2017)

Para além do contraventamento de cobertura existe também o contraventamento lateral. O mais usado é forma de X, mais conhecido como cruz de Santo André, mas também se adota contraventamento em K.

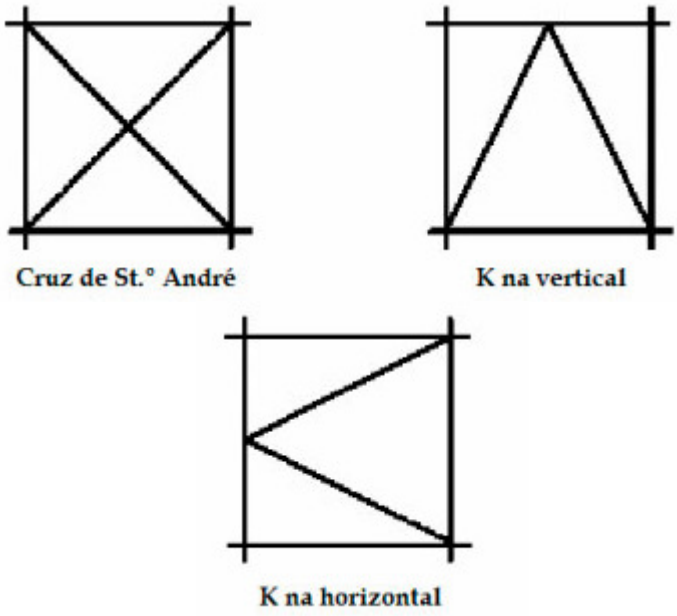


Figura 2.26 - Tipos de contraventamento lateral

2.3.2. REVESTIMENTO

Os revestimentos de coberturas podem ser de diversas naturezas:

- Metálicos, como chapas de zinco, de alumínio, de aço galvanizado ou de aço inoxidável;
- Pétreos naturais, como é o caso dos soletos de ardósia;
- Pétreos artificiais, como a telha de cerâmica, telha de microbetão ou o fibrocimento, que atualmente vê a sua utilização impedida por causa de partículas que prejudicam a saúde de quem inala pós provenientes do seu corte, por exemplo (Paulo and Brito 2010)

Os edifícios industriais, agrícolas, pavilhões gimnodesportivos, aeroportos e outras estruturas de grande vão, habitações e até escolas adotam revestimento de cobertura metálico, uma vez que, apesar do elevado preço do material e colocação, este apresenta diversas vantagens, como, por exemplo:

- grande estabilidade dimensional;
- reduzido número de juntas;
- peso reduzido;
- boa adaptação às variações térmicas;
- boa ventilação;
- elevada durabilidade;
- reduzidos custos de manutenção e fácil reparação: exige-se uma reduzida inclinação mínima, quando comparada com a de revestimentos de outras naturezas (facilitando a acessibilidade durante e após a conclusão da obra, pelo que nas manutenções e reparações futuras a segurança dos trabalhadores é muito maior).

Os painéis de revestimento de cobertura, tipo sandwich, exigem uma inclinação variável entre 5% e 10% que é pouco quando comparado com a variável entre 20% e 70% exigida pela telha.

Atualmente está a recorrer-se bastante às coberturas Deck, que podem também classificar-se como coberturas metálicas, uma vez que são compostas por várias camadas sendo a primeira a camada de suporte em chapa perfilada, a segunda uma camada de isolamento, normalmente em lã de rocha, e por último a camada impermeabilizante com proteção UV (CAPEX 2013). Na Figura 2.27 apresenta-se um esquema da composição destas coberturas.

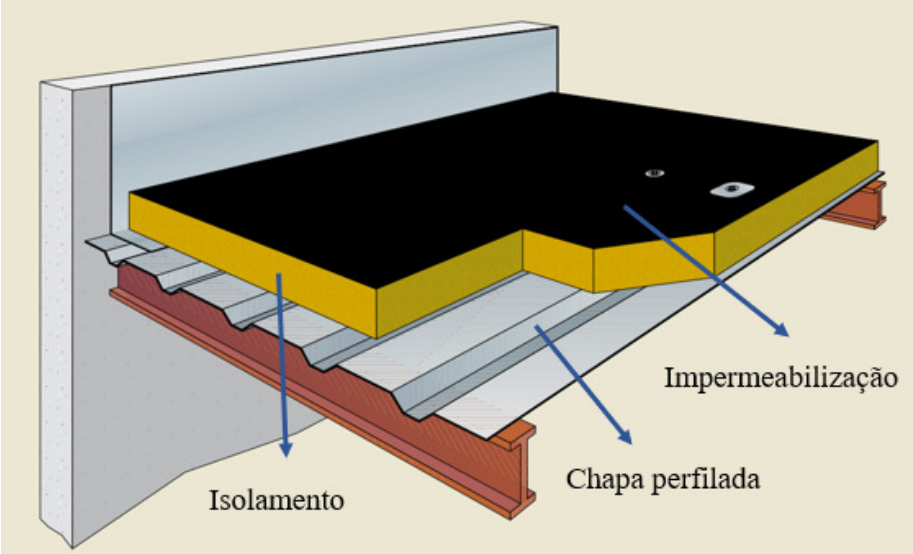


Figura 2.27 - Esquematização de cobertura Deck , extraído de http://www.panelesach.pt/ixxo

Em relação aos painéis sandwich, estas coberturas apresentam a vantagem de exigirem uma inclinação inferior que pode chegar a 1%. A utilização destes painéis permite a sua consideração como sistemas contínuos, sem juntas, e onde os acabamentos junto de chaminés, claraboias e até mesmo platibandas são mais simples e eficazes, pelo que garantem a estanquidade e a anulação de pontes térmicas.

Quando se colocam revestimentos metálicos, tem de se ter muito cuidado com os acabamentos, uma vez que uma união de chapas menos bem feita, um parafuso mal aparafusado, uma platibanda mal acabada podem originar infiltrações no edifício e estas nem sempre são fáceis de detetar. Deve-se portanto recorrer a mão de obra especializada na colocação destes painéis.

Em ambas as soluções metálicas, as chapas são fixadas a perfis longitudinais que se situam sobre a estrutura. Há uns anos recorria-se a perfis laminados a quente, da série I ou U, de dimensões reduzidas, em que uma das abas era fixada nos pórticos e na outra fixavam-se as chapas. Atualmente, recorre-se a perfis enformados a frio, pela sua leveza e equivalente desempenho: perfis Z ou C.

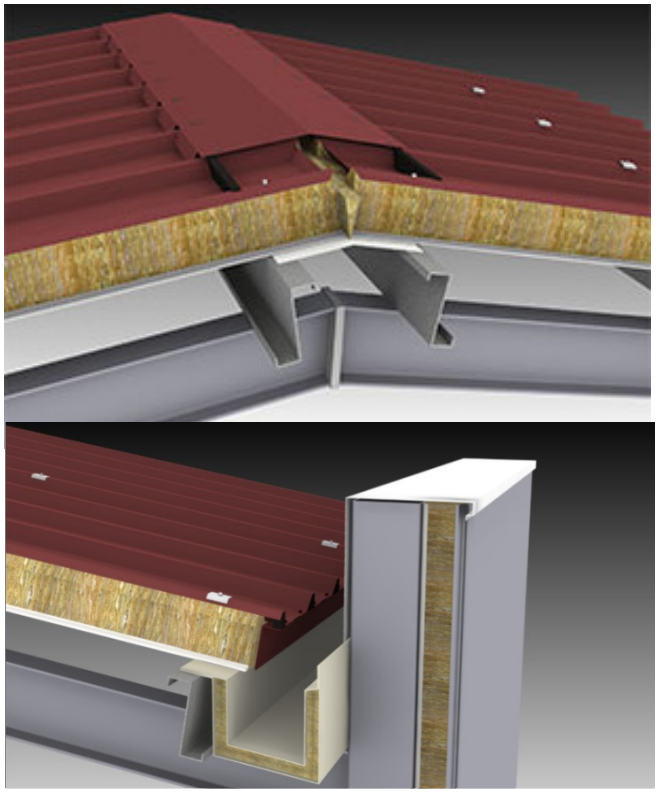


Figura 2.28 - Pormenor construtivo da aplicação de painel sandwish em coberturas, extraído de http://www.ftb.pt/pt/Documentacao/Pormenores

Na Figura 2.28 estão representados dois pormenores da fixação do painel de cobertura tipo sandwich, com recurso a madres Z. Na imagem superior mostra-se um pormenor da cumeeira do edifício, enquanto na imagem inferior mostra-se o acabamento na zona da platibanda, em que existe o caleiro para o qual serão drenadas as águas pluviais.

Da mesma forma que se fixa o painel da cobertura a madres Z, nas fachadas a fixação é parecida, mas os pormenores aí existentes são outros: acabamentos no topo e na base da fachada e união nos cantos do edifício.

2.4. REGULAMENTAÇÃO

A qualidade é atualmente uma ferramenta essencial para a livre circulação de serviços e produtos dentro do Mercado Único Europeu. De forma a garantir a qualidade, existe um sistema que visa assegurar tal aspeto: o Sistema Português da Qualidade, que é o órgão encarregue pelo enquadramento jurídico, institucional e técnico para a gestão da qualidade em Portugal. O Instituto Português da Qualidade é o organismo nacional responsável pelas atividades dos subsistemas geridos pelo SPQ: Metrologia, Normalização e Qualificação.

Antes de uma norma ser aprovada e posta em circulação, esta passa por diversas etapas. Na Figura 2.29 estão representadas as várias etapas que um documento passa até se tornar NP (IPQ 2010c).

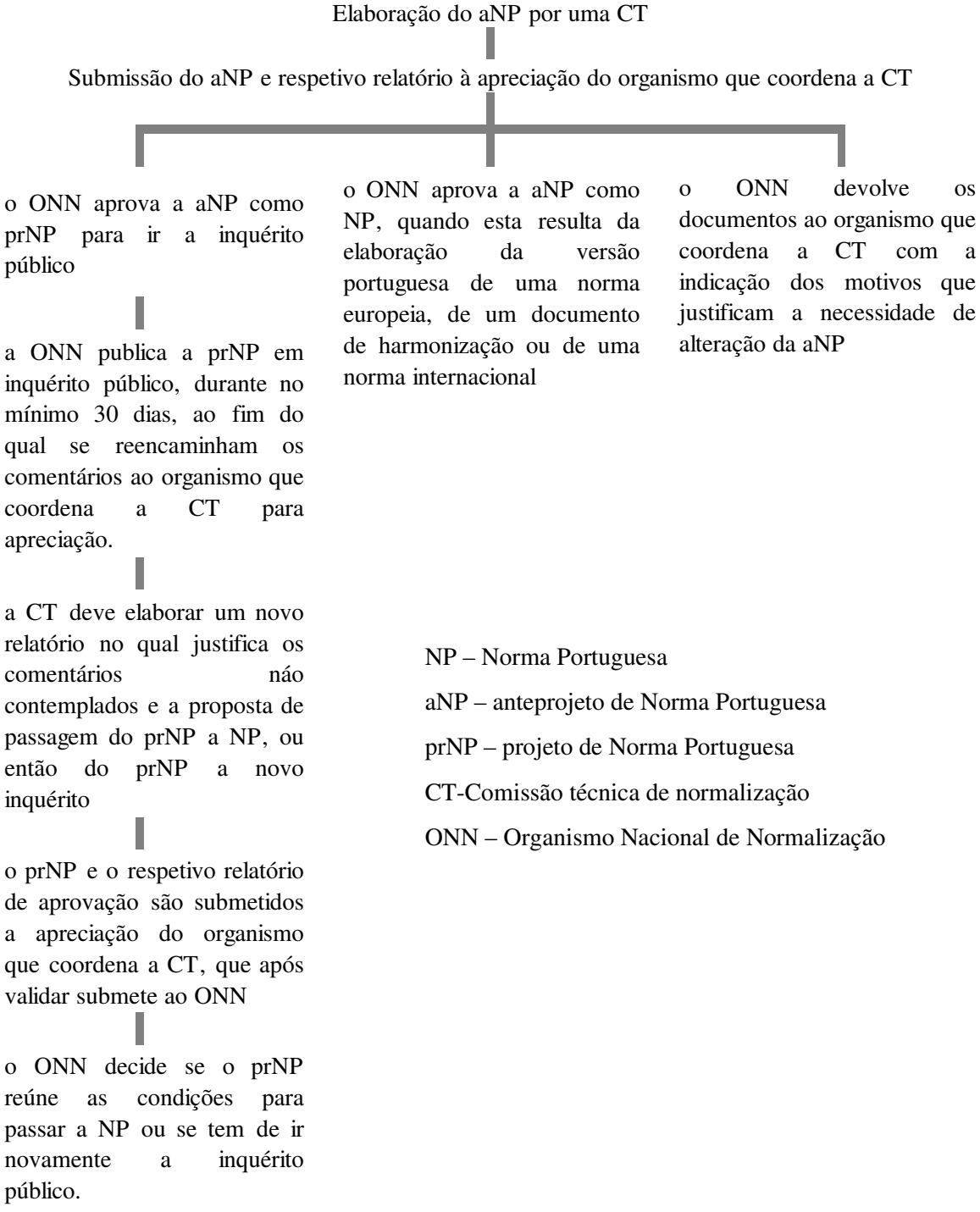


Figura 2.29 - Procedimentos que se tomam até se obter a Norma Portuguesa – NP (IPQ 2010c)

O ONN, após assegurar que foram cumpridos todos os procedimentos aplicáveis, aprova e homologa os aNP ou os prNO como NP que passam a integrar o acervo normativo português.

O acervo normativo português não é mais do que o conjunto de documentos normativos, editados pelo ONN, que incluiu todas as normas portuguesas, especificações técnicas, relatórios, guias, pré-normas e acordos técnicos. Integram também este acervo os documentos normativos europeus adotados: EN – norma europeia e HD – documento de harmonização. As pré-normas – ENV, que resultam da elaboração

da versão portuguesa das pré-normas europeias, também podem, por este motivo, integrar o acervo normativo português.

Para além das normas nacionais e europeias há também as normas internacionais, que sofrem igualmente o procedimento descrito no esquema acima até se classificarem como norma portuguesa.

Quando se tem uma norma portuguesa proveniente diretamente de uma norma internacional a sigla é NP ISO, se provém de uma norma europeia com origem numa norma internacional – NP EN ISSO, se provém apenas de uma norma europeia – NP EN, se for uma norma integralmente portuguesa – NP (IPQ 2010c).

Em Portugal, no que respeita à construção metálica, está em vigor o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios - REAE[1]. No entanto, há também a norma portuguesa NP EN1993 – Projeto de estruturas de aço, proveniente do Eurocódigo 3, a qual não é de uso obrigatório ainda, mas que serve de suporte nalguns aspetos em que o REAE é omisso. Quando se consulta o REAE, tem de se consultar também o RSA[2], uma vez que é neste último que se encontram especificados alguns aspetos que o primeiro não contempla, como por exemplo as ações relativas às verificações de segurança.

De uma forma muito resumida, há normas que são de consulta obrigatória no dimensionamento e análise de pórticos industriais, em Portugal. Apresentam-se de seguida essas mesmas normas.

- RSA – Regulamento de segurança e ações para edifícios e pontes
- REAE – Regulamento de estruturas de aço para edifícios
- Eurocódigo 3 – NP EN 1993 2010 - Projecto de estruturas de aço
- Eurocódigo 0 – NP EN 1990 2009 - Bases para projecto de estruturas
- Eurocódigo 1 – NP EN 1991 2009 - Acções em estruturas
- Eurocódigo 8 – NP EN 1998 2010 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos
- Portaria nº1532/2008 de 29 de Dezembro - Regulamento Técnico de Segurança contra Incêndio em Edifícios
- Despacho nº2074/2009 de 15 de Janeiro - Critérios técnicos para determinação da densidade de carga de incêndio modificada
- Decreto de lei nº224/2015 de 9 de Outubro - Estabelece o regime jurídico da segurança contra incêndios em edifício (Utilizações-tipo)

O processo de internacionalização envolve o conhecimento de normas além fronteiras. Em Portugal estão em vigor, para a análise de estruturas metálicas, as normas acima referidas. No entanto, a nível europeu, vigoram os Eurocódigos, com ajustes no anexo nacional de cada país que os adota. Portanto, quando se projeta além fronteiras, há outras normas a conhecer, as respetivas do país ao qual a estrutura se destina. Nos Estados Unidos, por exemplo, as normas usadas são as ASCE 7-16, ASCE 7-16 NDS (madeira), ACI 318-14 e IBC 2015 para os casos de carga e respetivas combinações e as ANSI/AISC 360-05, ANSI/AISC 360-10 e ANSI/AISC 360-16 para as estruturas de aço, mais especificamente.

[1] Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
[2] Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios

2.5. ANÁLISE NUMÉRICA

A análise de uma estrutura consiste na determinação dos efeitos das cargas nela aplicadas. Há métodos mais ou menos adequados para o estudo das estruturas. Para estruturas simples pode recorrer-se a métodos analíticos, enquanto para estruturas mais complexas se aplicam os métodos numéricos (os quais recorrem a ferramentas computacionais).

Após a escolha do método mais adequado para a análise, tem de se escolher qual a ferramenta computacional a utilizar. Seguidamente à escolha do software, procede-se à modelação da estrutura. Esta é composta pela modelação de cada elemento da estrutura, definição de condições de apoio e definição das cargas mais relevantes a aplicar na estrutura. A modelação é o processo de criar um modelo de algo, de transpor para o software a estrutura que se pretende estudar, com o objetivo de simular o comportamento do sistema.

Quando se está a modelar, pode optar-se por colocar todas as cargas com pormenor, ou fazer uma seleção das cargas e combinações a utilizar. Num edifício industrial com estrutura metálica, cuja massa é muito reduzida, é necessário ter especial cuidado na análise de algumas ações, dependendo da zona e do fim a que o edifício se destina:

- Neve, que tem muita influência no cálculo das coberturas, pois pode originar uma sobrecarga grande, dependendo da localização (em Portugal este aspeto não tem tanta importância como nos países nórdicos);
- Vento, que é um fator crítico no dimensionamento de estruturas metálicas, pois estas são muito leves e, quando sujeitas a ventos muito fortes, podem ver as suas coberturas desaparecer;
- Fogo, que em indústrias de elevado risco de incêndio, como indústrias de madeira, tintas e tecidos, por exemplo, é um aspeto muito importante. Há proteções que se podem dar aos aços para resistirem melhor ao fogo de forma a dar tempo de evacuar o edifício.

Seguidamente à conclusão do modelo, procede-se à análise propriamente dita: retiram-se do software os resultados na estrutura das ações nela aplicadas e procede-se às verificações, de acordo com as normas que o projetista está a seguir.

3
CASO DE ESTUDO

Neste capítulo, realiza-se uma análise de um caso de estudo relativo a um edifício industrial com 49m de vão e 41m de comprimento. Este edifício foi projetado e concluído antes da realização do presente trabalho. O edifício foi construído pela empresa José Pinheiro Costa Lda, na qual esta dissertação se desenvolveu.

Trata-se de um edifício de ampliação das instalações da empresa PREH Portugal, uma empresa de produção de componentes eletrónicos para a indústria automóvel localizada na Trofa, distrito do Porto.

3.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício é composto por 7 pórticos metálicos espaçados de 6,5m nas extremidades e 7m na zona central (Figura 3.2 e Figura 3.3). Tanto a fachada direita como a retaguarda do edifício são comuns a outros edifícios já existentes, enquanto a frente do edifício é realizada em alvenaria, funcionando como uma estrutura independente da estrutura metálica em estudo. O edifício em estudo está situado junto de edifícios já existentes aquando da sua construção (Figura 3.1).

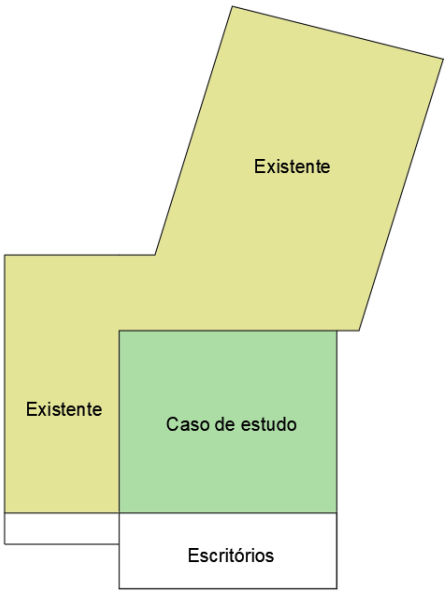


Figura 3.1 - Planta dos edifícios adjacentes ao caso de estudo

Toda a estrutura é realizada em aço S275JR à exceção das madres de cobertura que são em chapa galvanizada S220GD. A estrutura apresenta contraventamento de cobertura e lateral nas extremidades, como é visivel na imagem virtual da Figura 3.2. A cobertura é revestida a chapa painel, enquanto o revestimento da fachada esquerda é realizado com recurso a parede de bloco à vista e o da fachada direita com esta mesma parede, mas a qual é revestida a painel de fachada. Devido a requisitos da indústria a que se destina, a proteção ao fogo aplicada na estrutura, conforme o definido em projeto, é CF120/EF120.

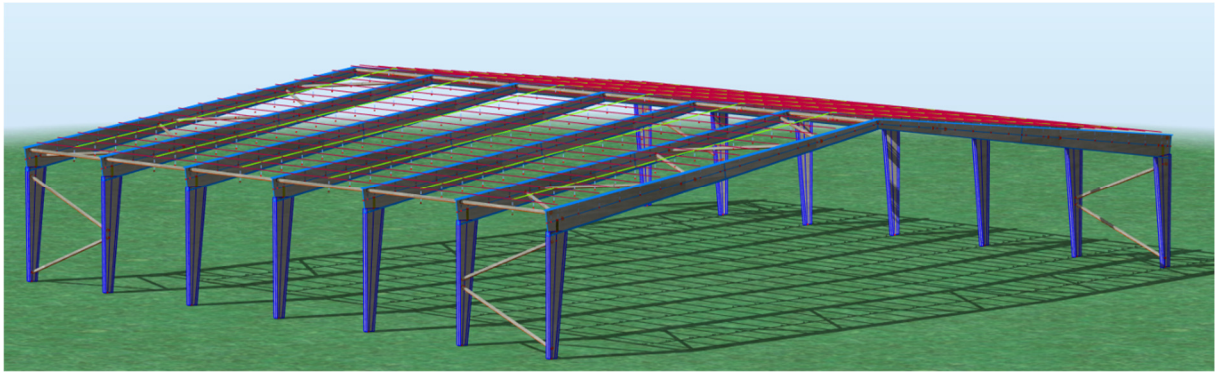


Figura 3.2 - Imagem virtual da estrutura em estudo

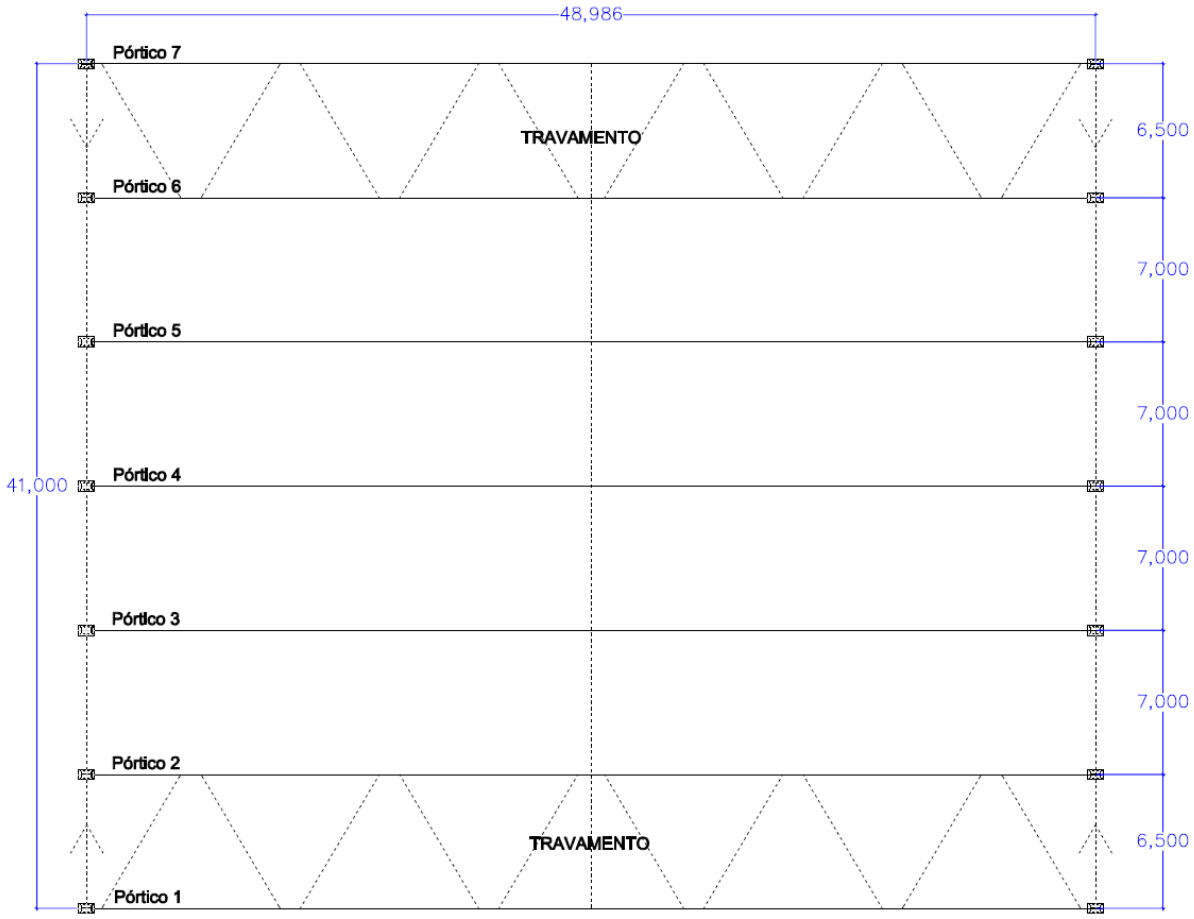


Figura 3.3 - Planta da estrutura metálica em estudo (sem as madres)

3.1.1. FUNDAÇÕES

Como o edifício apresenta dimensões relativamente pequenas em planta e foi implantado num terreno onde já existem outros edifícios, optou-se por não se realizar sondagens. Abriram-se algumas valas na zona de implantação para se identificar o tipo de terreno e constatou-se que se tratava de solo argiloso consolidado.

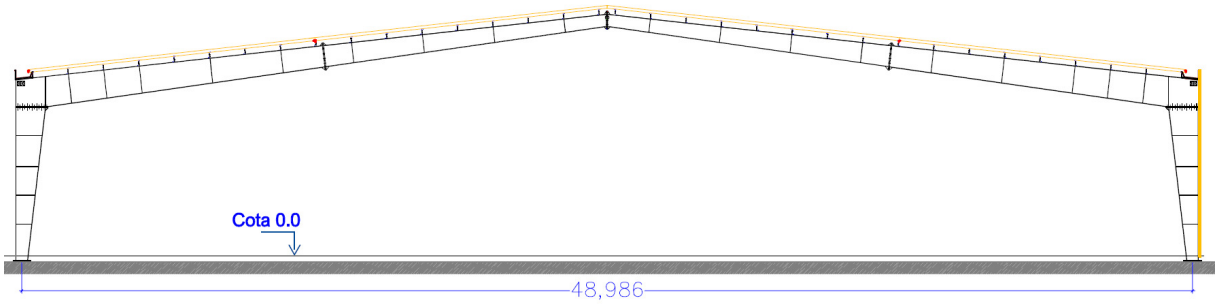


Figura 3.4 - Alçado do pórtico

Quando as dimensões de um edifício são relativamente reduzidas e o solo de fundação não é resultado de um aterro, é aceitável adotarem-se valores de referência[3] conforme o solo que se avista, e fazerem-se os cálculos das fundações com base no valor estimado da resistência do solo.

Neste caso, optou-se por recorrer a sapatas em betão armado ligadas por vigas de lintel. Estas vigas têm como dimensões 30x90cm (lxh).

As sapatas da fachada esquerda são sapatas excêntricas, por sua vez as sapatas da fachada direita são sapatas centradas. As dimensões das sapatas esquerdas e direitas, em alçado e em planta, estão representadas na Figura 3.5 e na Figura 3.6, respetivamente.

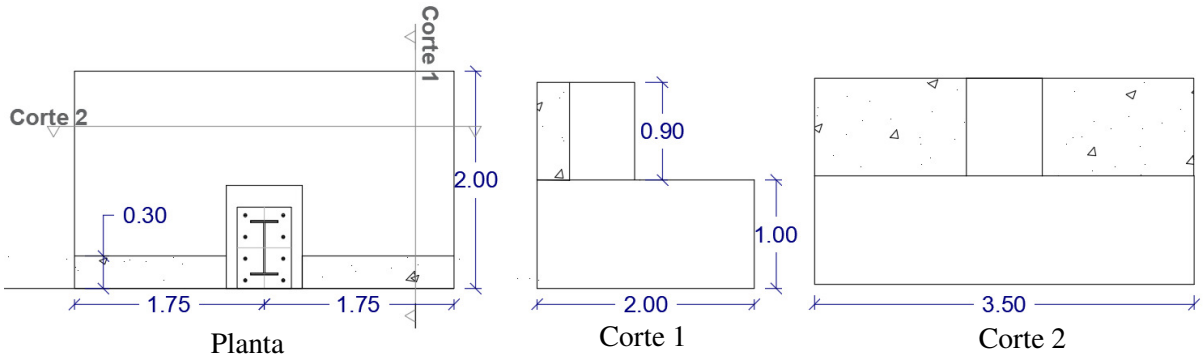


Figura 3.5 - Pormenor das sapatas do alinhamento esquerdo

[3] Angulo de atrito (ø); Índice de consistência; Módulo de elasticidade (E); Peso específico (γ)

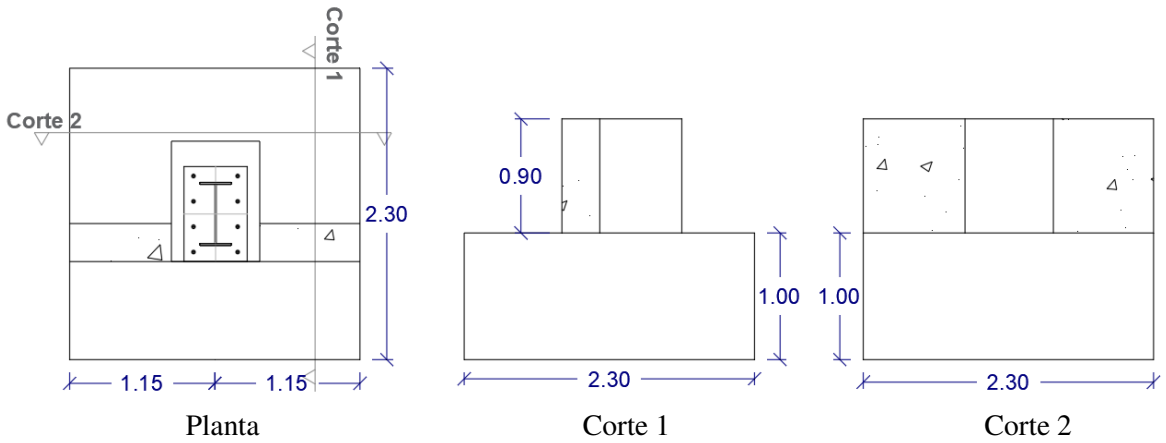


Figura 3.6 - Pormenor das sapatas do alinhamento direito

Todas as sapata estão posicionadas à cota -2,10m, sendo a cota 0 a cota do piso acabado, conforme está representado na Figura 3.4. As sapatas têm 1,00m de altura e o plinto 0,90m, dessa forma o pilar metálico fica 0,20m a baixo da cota de acabado.

Entende-se por plinto o pequeno pilar de betão que liga o pilar metálico à sapata de fundação e no qual se fixa o chumbadouro de apoio do pilar metálico. O plinto tem 70x95cm por cerca de 90cm de altura, tal como representado nos pormenores das sapatas.

Os chumbadouros são constituídos por 8 pernos ø25 com 750mm em varão A500. Na Figura 3.7 está representado o pormenor dos chumbadouros: à esquerda - o desenho de um perno; à direita imagem superior - o pormenor de fixação do chumbadouro à armadura da sapata/plinto; e, por último, à direita imagem inferior - o pormenor de ligação do pilar metálico ao chumbadouro.

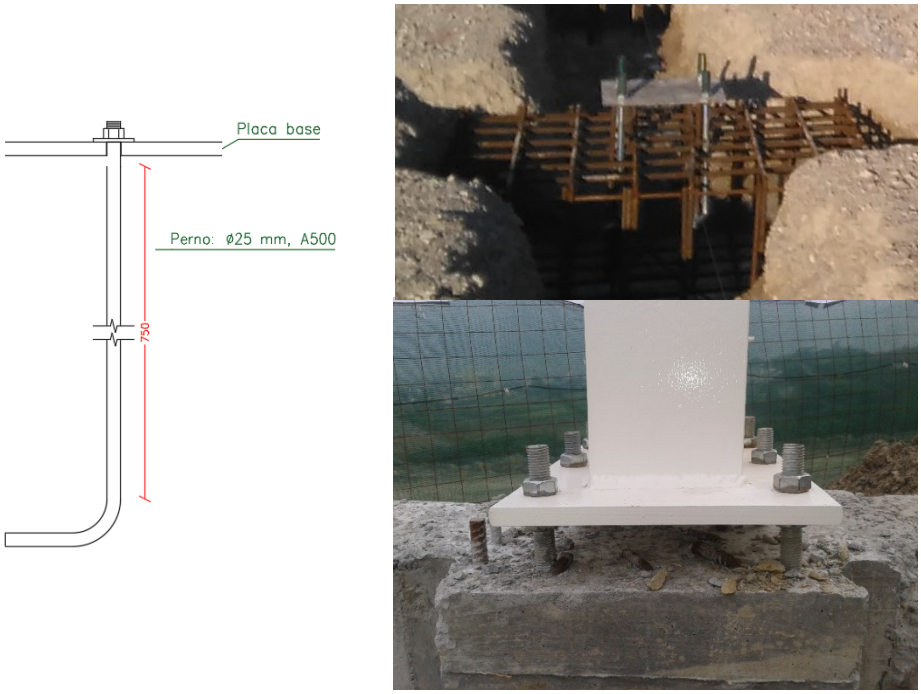


Figura 3.7 - Pormenor da ligação do pilar metálico à sapata (as 2 fotos não pertencem ao caso de estudo)

3.1.2. PÓRTICOS

Cada pórtico é constituído por 2 pilares e 2 vigas, cujos perfis são soldados, de secção I variável (Tabela 3.1). A secção dos pilares varia de 0,50m a 1,25m (Figura 3.9). Cada uma das vigas divide-se em 2 partes: a viga extremidade, que se liga ao pilar; e a viga central que faz a ligação entre a viga extremidade e a cumeeira do pórtico. A dimensão da viga varia de 1,253m, na zona de ligação ao pilar, a 0,519m, na cumeeira do pórtico (Figura 3.8).

Tabela 3.1 - Especificações da secção dos elementos dos pórticos

	Altura do perfil I (m)		**Alma em**	**Banzos em**
	no início	**no fim**	**chapa…**	**barra…**
Pilar	500	125	12mm	250x16mm
Viga extr.	1 253	-	12mm	250x16mm
Viga centr.	-	519	8mm	250x12mm

As ligações entre os diversos elementos constituintes do pórtico são ligações aparafusadas. Na Tabela 3.2 especifica-se os constituintes de cada ligação.

Tabela 3.2 - Especificação das ligações entre os elementos constituintes dos pórticos

	Chapa	**Quant. Paraf.**	**Parafuso**	**Classe**
Chumbadouro/Pilar	25mm	8	Perno 25mm	
Pilar/Viga extr.	30mm	14	M27x100mm	10.9
Viga extr./Viga centr.	25mm	12	M24x80mm	8.8
Viga centr./Viga centr.	25mm	10	M24x80mm	8.8

Ao longo das vigas e dos pilares existem nervuras de rigidez, de ambos os lados da alma, em barra 120x10mm (Figura 3.8 e Figura 3.9). De um modo genérico o espaçamento entre as nervuras de rigidez diminui com o aumento dos momentos no elemento em que estão aplicados.

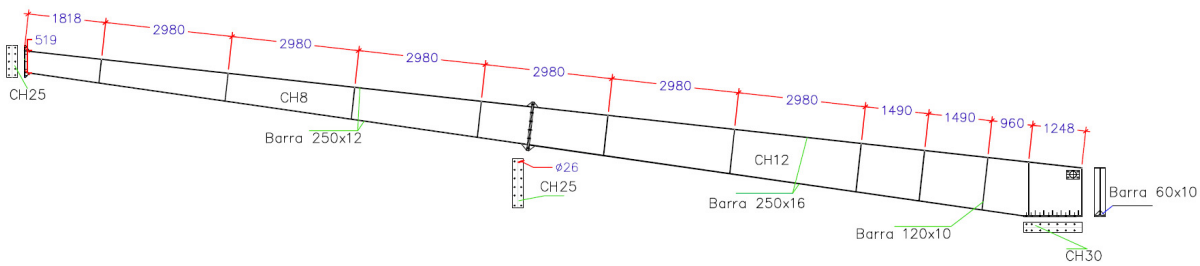


Figura 3.8 - Projeto da viga (com as duas partes que a constituem) (medidas em mm)

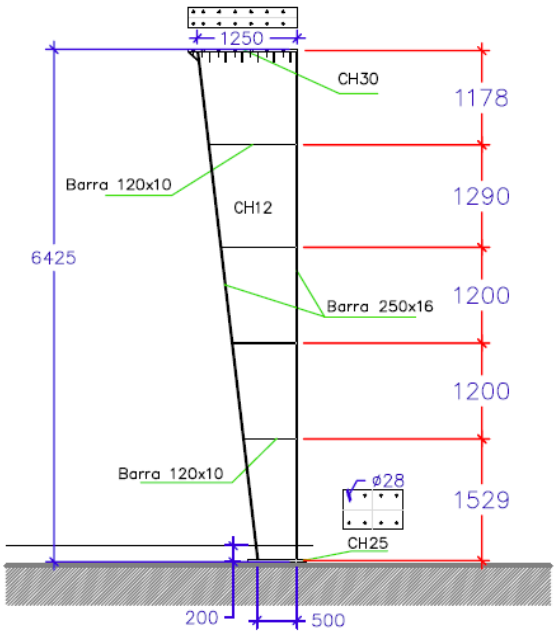


Figura 3.9 - Projeto do pilar (medidas em mm)

Na ligação viga/pilar existem nervuras em chapa 60x10mm que conferem rigidez à ligação (Figura 3.10), bem como na ligação entre vigas (Figura 3.11). A ligação entre os dois troços da viga é realizada através de chapas de extremidade de 25mm de espessura.

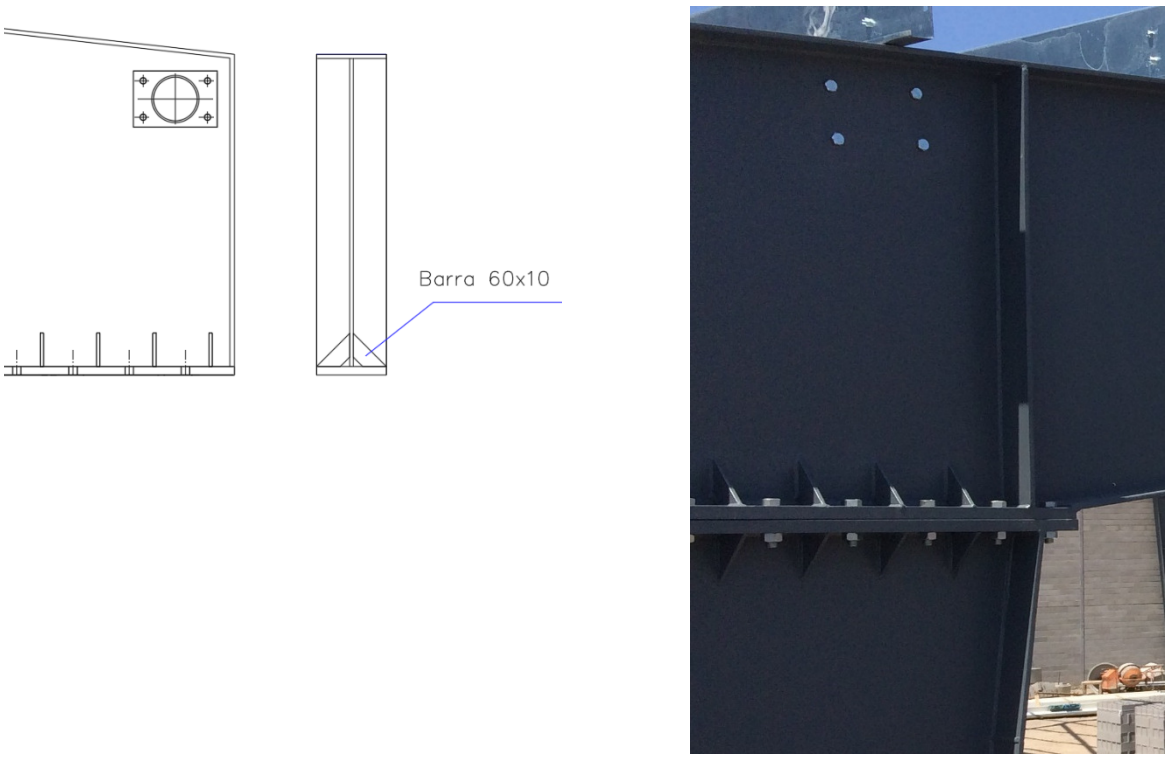


Figura 3.10 - Pormenor da ligação da viga com o pilar (mm)

Figura 3.11 - Pormenor da ligação entre as duas partes da viga

3.1.3. CONTRAVENTAMENTO

No que respeita ao contraventamento, este existe na cobertura e nas fachadas. Os pórticos estão unidos por tubos redondos 168.3x5mm nas duas extremidades e no centro dos pórticos, tal como representado na Figura 3.3. Existem também, ao nível da cobertura, tubos diagonais nos dois espaçamentos de topo, tubos estes encarregues de encaminhar as ações horizontais até ao pórtico. Nas laterais, tem-se contraventamento em K, com recurso também ao tubo redondo 168.3x5mm (ver na Figura 3.2 elementos a cinza e na Figura 3.3 elementos a tracejado).

Pode afirmar-se que o sistema de cobertura existente reforça o sistema de contraventamento. Este é descrito no próximo tópico.

3.1.4. COBERTURA

O sistema de cobertura é composto por madres galvanizadas Z 240x2,5mm, devidamente espaçadas de 1,49m entre si. As madres são fixas aos pórticos através de chapas previamente soldadas nas vigas, nas quais são aparafusadas com 2 parafusos em cada extremidade da madre (Figura 3.12). A meio vão de cada madre existe um tubo redondo galvanizado 25x1,5mm (a laranja) que tem por objetivo travar lateralmente as madres (a verde) (Figura 3.13)

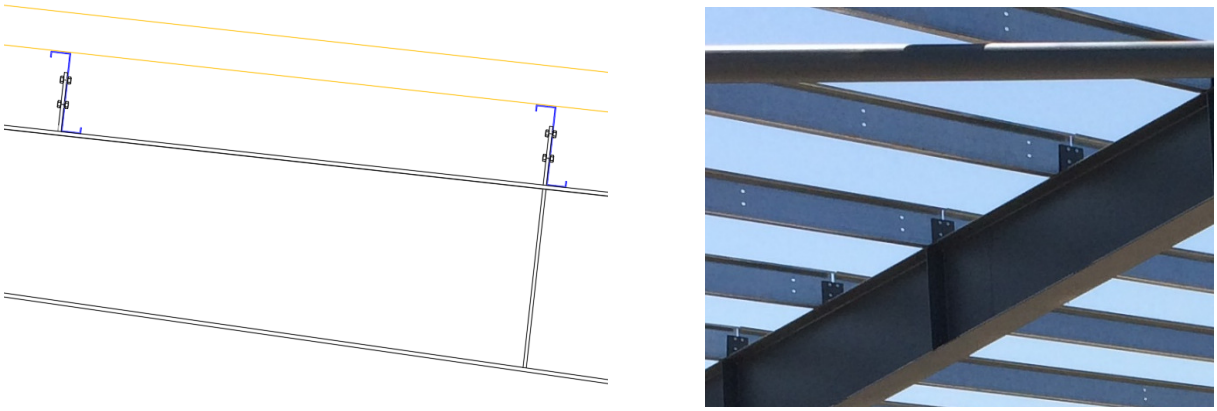


Figura 3.12 - Pormenor de fixação das madres Z

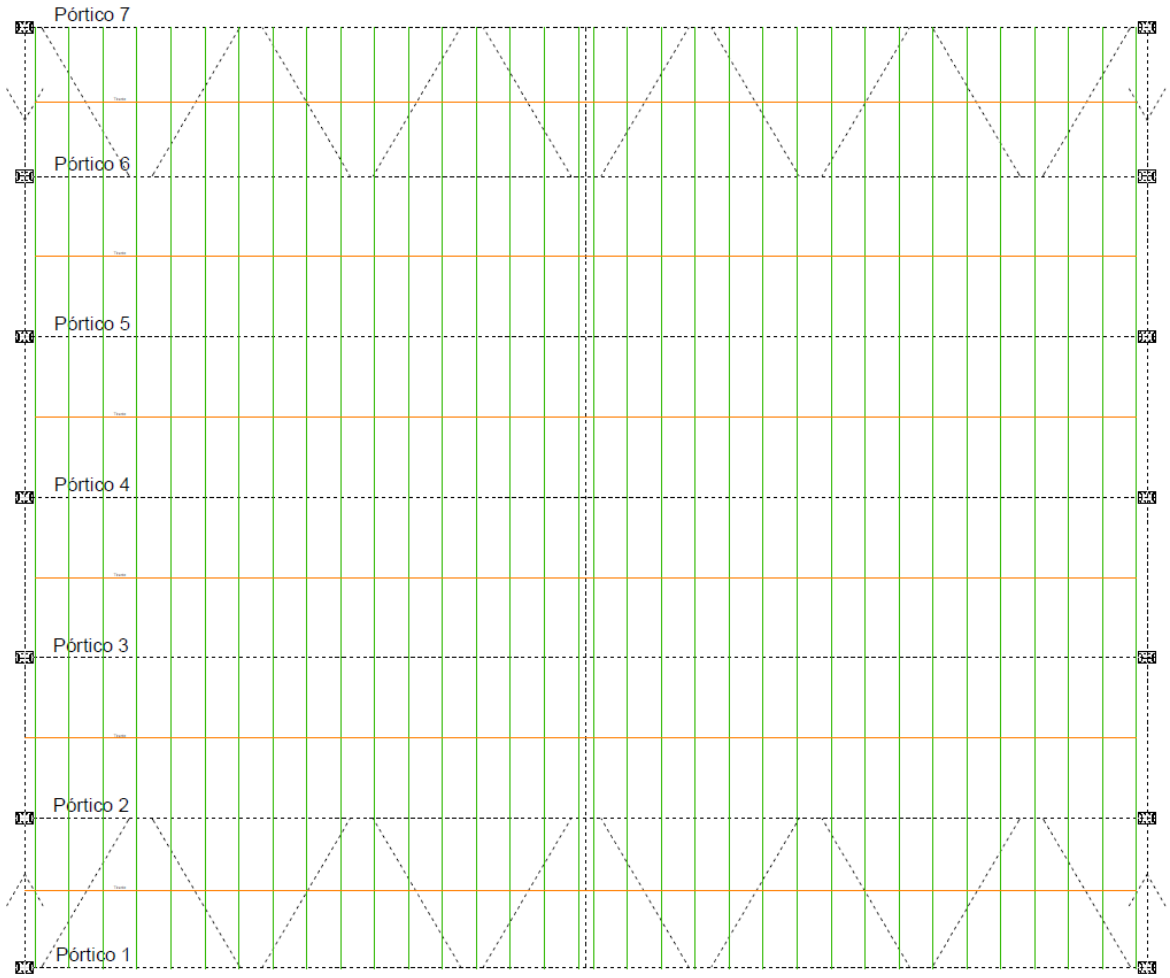


Figura 3.13 - Planta da cobertura

Na Tabela 3.3 estão especificadas as chapas e os parafusos usados em cada ligação dos elementos da cobertura.

Tabela 3.3 - Especificações das ligações entre os elementos da cobertura e do contraventamento

	Chapa	Quant. Paraf.	Parafuso	Classe
Tubos long./Viga extr.	15mm	4	M20x70mm	8.8
Tubos long./Viga centr.	15mm	2	M24x100mm	8.8
Tubos contr./Vigas ou Pilar	15mm	4	M20x70mm	8.8
Madres	10mm	2 por extrem.	M12x30mm	8.8
Tirantes das madres	3mm	2 por extrem.	M8x25mm	8.8

3.1.5. REVESTIMENTOS

No caso de estudo existem dois revestimentos distintos: o revestimento de cobertura e o revestimento de fachada.

O revestimento de cobertura é em painel Lã-de-Rocha 75mm, que é fixado nas madres Z. A sobreposição de painéis, de forma a dar continuidade ao revestimento, faz-se de acordo com as recomendações do fornecedor, neste caso como está indicado na Figura 3.15. O remate final do beiral, por sua vez, está esquematizado na Figura 3.14. Nesta visualiza-se também a caleira de recolha das águas, sendo que a mesma existe nas duas laterais.

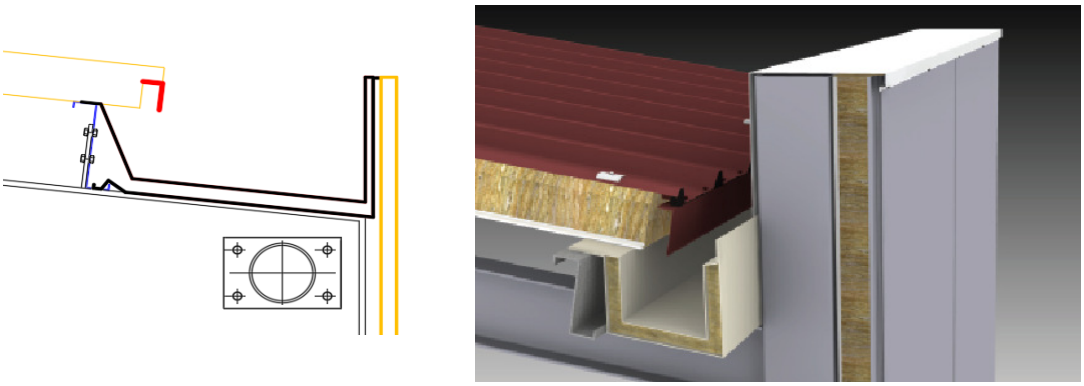


Figura 3.14 - Pormenor do remate do painel de cobertura na zona do beiral

O revestimento de fachada é em parede de bloco à vista pelo interior, assente nas vigas de lintel, mas na fachada direita esta parede é ainda revestida com painel de fachada PF600x40mm em poliuretano.

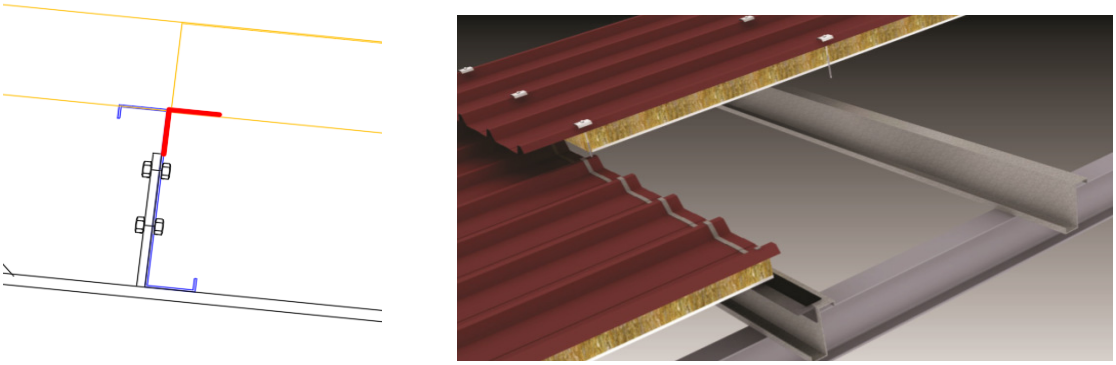


Figura 3.15 - Pormenor da sobreposição dos painéis de cobertura

3.1.6. OUTROS ELEMENTOS QUE COMPÕEM O EDIFÍCIO

Para além dos elementos estruturais e de revestimento há outros que fazem parte do edíficio e que afetam o dimensionamento da estrutura pelo facto de se apoiarem nesta. As calhas técnicas que preenchem parte do "teto" do pavilhão são um elemento muito importante no dimensionamento uma vez que por si só acrescentam bastante peso à estrutura. Existe também toda a iluminação interior artificial que se apoia nestas calhas, bem como as condutas de água, de cabos elétricos e de refrigeração que se encontram sobre as calhas. São elementos secundários mas cuja utilização é permanente no edifício, motivo pelo qual não podem ser desperezados. Na Figura 3.16 está representada a distribuição destas calhas.

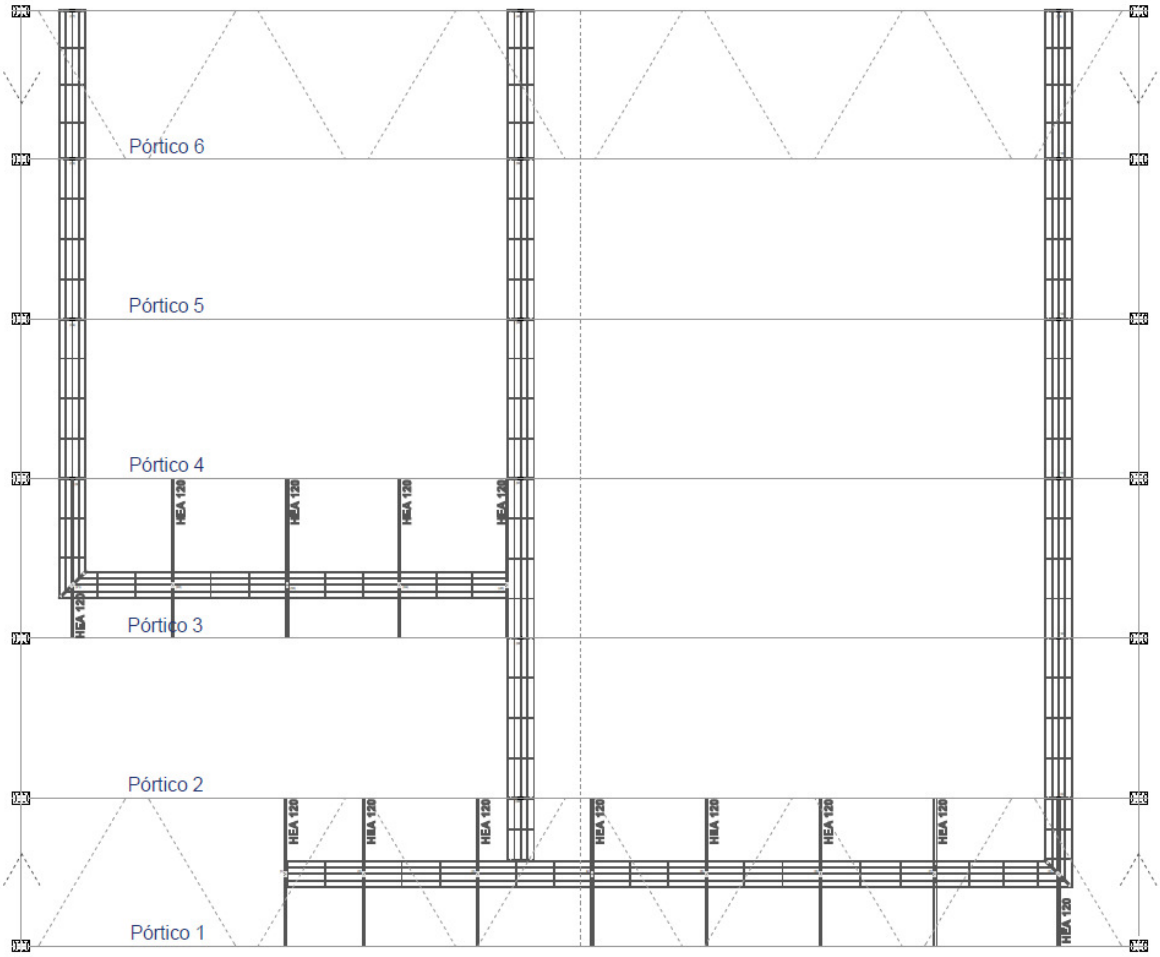


Figura 3.16 - Planta das calhas técnicas

Figura 3.17 - Fotografia da estrutura durante a montagem

3.2. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

No dimensionamento de qualquer estrutura têm de se considerar diversas ações. Conforme o tipo de estrutura há ações mais relevantes do que outras. Por exemplo, na construção de estruturas de betão, as ações a que os diversos elementos estão sujeitos durante o período de construção têm de ser tidas em conta, enquanto que nas estruturas metálicas, que são estruturas leves montadas em obra, essas ações não são tão relevantes. Nas estruturas de betão há uma variação significativa dos diagramas de momento desde o início ao final da construção. Ao invés, como a construção das estruturas metálicas é muito mais rápida, os diagramas não sofrem variações tão significativas.

As ações são classificadas em ações permanentes, ações variáveis e ações acidentais com o intuito de facilitar a sua quantificação e combinação. O Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (Ministério da Habitação Obras Públicas e Transportes 1983) define as ações da seguinte forma.

3.2.1. AÇÕES PERMANENTES

"As ações permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida da estrutura." Destas fazem parte o peso próprio da estrutura, revestimentos e elementos de caracter fixo no edifício (calhas técnicas e elementos de iluminação), que se encontram resumidos na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Ações permanentes aplicadas na estrutura

Pórticos (perfis I)	-	Kg/m^3	87.900 kN/m^3
Tubos redondo 168.3x5mm	20.100	kg/m	0.197 kN/m
Tubos redondos galvanizados 25x1.5mm	0.918	kg/m	0.009 kN/m
Madres galvanizadas Z 240x2,5mm	7.270	kg/m	0.071 kN/m
Painel de cobertura	17.500	kg/m^2	0.172 kN/m^2
Calhas técnicas	61.162	Kg/m	0.600 kN/m

No valor do peso próprio dos pórticos majorou-se o valor em 12.01% , correspondente a parafusos, elementos de rigidez e chapas de ligação de toda a estrutura, daí que o peso próprio utilizado não seja 78.5kN/m^3 mas sim 87.90kN/m^3. O valor de majoração foi obtido calculando o peso que os parafusos, os elementos de rigidez e as chapas de ligação acrescem a cada pórtico.

3.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS

"As ações variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura." No caso em estudo, são as sobrecargas na cobertura, o vento, a temperatura e a ação da neve.

Sobrecarga

As coberturas classificam-se de acordo com a sua acessibilidade. O edifício em estudo, como tem uma *"cobertura não acessível, excepto para operações de manutenção e reparações correntes"*[4], classifica-se como Categoria H.

[4] NP EN 1991-1-1 de 2009 (IPQ 2009a)

Para as coberturas desta categoria, o EC1 define duas sobrecargas: uma carga concentrada (Q_k) e uma carga distribuída (q_k), num intervalo de valores definidos na Tabela 3.5. Por sua vez o Anexo Nacional sugere não um intervalo mas um valor para cada uma destas cargas (Tabela 3.5).

Tabela 3.5 - Valores de sobrecarga para coberturas categoria H

	Q_k (kN)	**q_k (kN/m^2)**
EC1	$0,9 < Q_k < 1,5$	$0,0 < q_k < 1,0$ em toda ou parte da área, com valor recomendado de A=10m^2
AN	1,0	0,4 em toda ou parte da área

A carga concentrada terá de ser aplicada em local desfavorável, esta sobrecarga tem grande impecto nas madres devido à pequena área de influência. A carga distribuída deve ser aplicada numa área que provoque o agravamento de momentos. Estudaram-se 3 hipóteses: a sobrecarga descendente aplicada em toda a cobertura ( ); a sobrecarga descendente aplicada apenas na zona onde o diagrama de momentos relativo às cargas permanentes era positivo ( ); a sobrecarga descendente aplicada apenas na zona onde o diagrama de momentos relativo às cargas permanentes era negativo ( ).

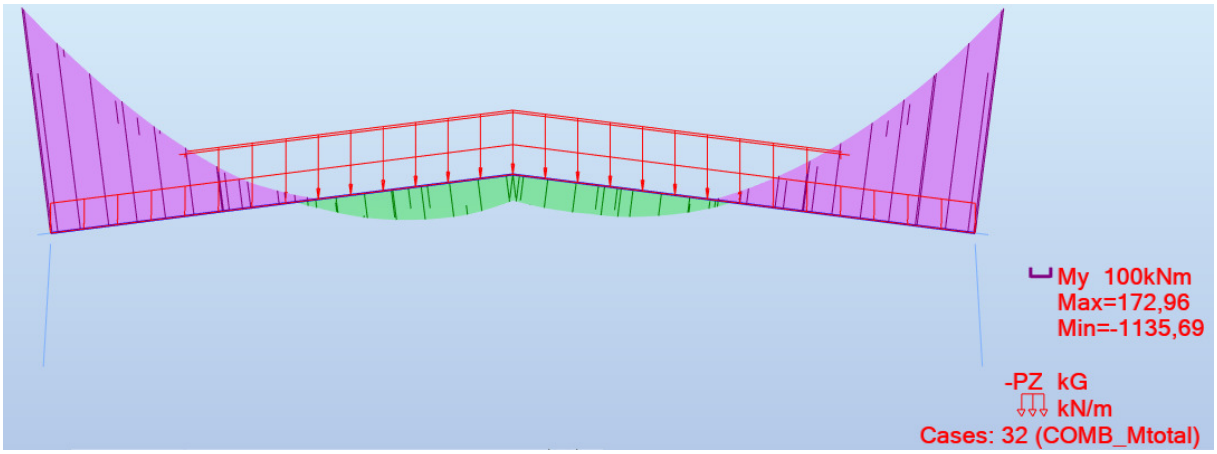


Figura 3.18 - Diagrama de momentos (Cargas permanentes + Sobrecarga) - Área total

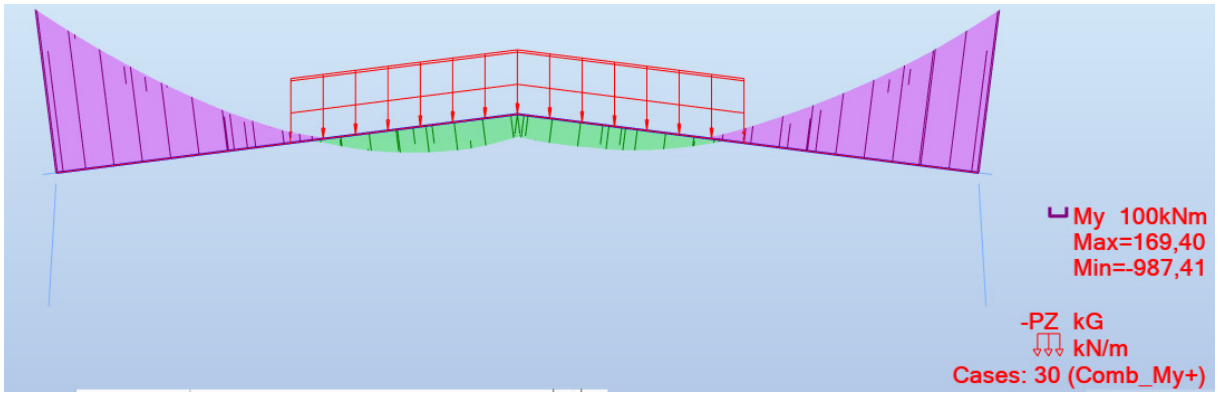


Figura 3.20 - Diagrama de momentos (Cargas permanentes + Sobrecarga) - Área onde My é positivo

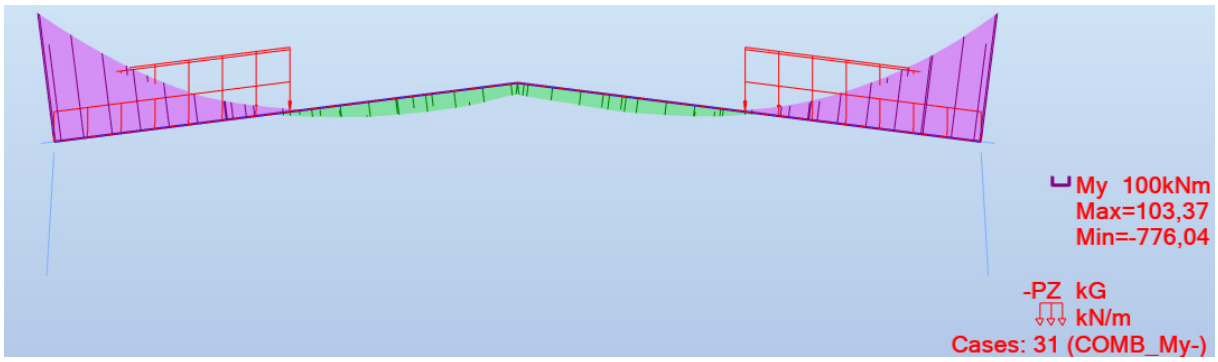


Figura 3.19 - Diagrama de momentos (Cargas permanentes + Sobrecarga) - Área onde My é negativo

O RSA define uma carga uniformemente distribuida de 0,3kN/m2 e uma carga concentrada de 1,0kN. Optou-se por dimensionar pelos valores do EC1, por ser mais conservativo.

Vento

A força que o vento exerce sobre um edifício depende de vários fatores e afeta diferentes partes do edifício. O vento atua quer sobre a cobertura, quer sobre as fachadas e exerce pressões exteriores e interiores, que, somadas, originam as pressões resultantes em cada elemento.

A pressão exercida pelo vento– w (kN/m^2) – obtém-se seguindo um conjunto de passos descritos na NP EN 1991-1-4 2010. Poder-se-ia adotar os procedimentos presentes no RSA, no entanto o EC1 é mais específico, divide o terreno em 4 categorias, enquanto o RSA divdide apenas em 2. Determina-se, inicialmente, o valor de referência da velocidade do vento através da equação 3.1.

$$v_b = C_{dir}\ x\ C_{season}\ x\ v_{b,0} \quad (3.1)$$

$$C_{dir} = 1{,}0$$

$$C_{season} = 1{,}0$$

Seguidamente, determina-se a pressão dinâmica de referência pela equação 3.2, em que ρ=1,25kg/m^3.

$$q_b = \frac{1}{2}\ x\ \rho\ x\ v_b^2 \quad (3.2)$$

Segue-se o cálculo da pressão dinâmica de pico conforme a equação 3.3.

$$q_p(z_{e/i}) = C_e(z_{e/i}) x\ q_b \quad (3.3)$$

O coeficiente de exposição Ce é determinado com base no quadro da figura NA-4.2 da NP EN 1991-1-4 2010, que é em função da altura acima do solo e da categoria de terreno.

Por último, determina-se a pressão exercida pelo vento, aplicando a equação 3.4

$$w_{e/i} = q_p(z_{e/i}) x\ C_{pe/i} \quad (3.4)$$

O edifício em estudo localiza-se num terreno de categoria III, pertencente à Zona A[5] e a uma altitude de 35,30m.

Categoria III => z_0=0.3m e z_{min}=8m

Zona A => $v_{b,0}$ = 27m/s

As pressões interiores seguem as mesmas equações de cálculo, no entanto têm em conta as aberturas existentes em cada fachada. No caso de estudo, existe uma fachada dominante: a fachada direita na qual existem 2 aberturas cuja área é inferior a 30% da área dessa face, de tal forma que se adotou cpi=0,90cpe para o cálculo de todas as pressões interiores.

Neste edifício há apenas duas fachadas nas quais o vento pode atuar diretamente: a fachada frontal e a fachada lateral direita. Na frente do edifcío metálico em estudo, existe um edifício em alvenaria, pertencente à zona de escritório, que é desligado do edifício em estudo e tem altura superior à deste.

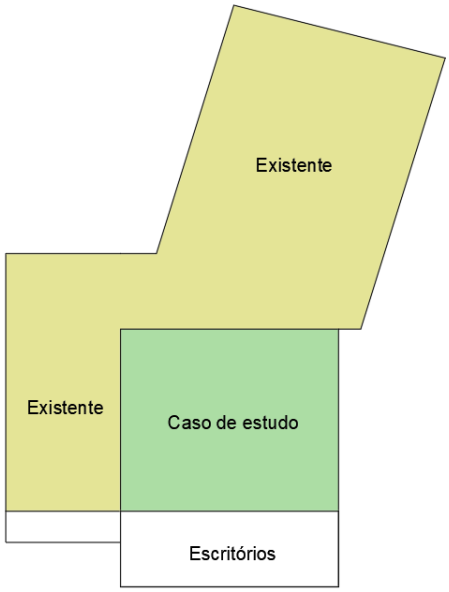


Figura 3.21 - Planta dos edifícios adjacentes ao caso de estudo

Quando se estuda o efeito do vento sobre o edifício podem-se considerar várias hipóteses de incidência do vento e de envolvente do edifício. De um modo mais conservativo, considera-se o edifício isoladamente, uma vez que a qualquer momento pode-se decidir retirar os edifícios já existentes e o

[5] NP EN 1991-1-4, NA-4.2(1) P, Nota2 (IPQ 2010a)

edifício em estudo ficar isolado, ficando exposto ao vento proveniente de qualquer direção. Um modo mais próximo da realidade atual é ter em conta os edifícios que fazem face com este.

O caso mais aconselhado de se estudar será o que apresentar resultantes de pressões com o sentido de sucção (de dentro para fora), pois é aquele que provocará arrancamento do revestimento, que é um dos maiores problemas neste tipo de construção. Quanto aos valores das pressões na cobertura, o mais conservativo é aquele que despreza a existência de outros edifícios, que trata a cobertura do edifício em estudo como sendo uma cobertura isolada (como o esquematizado na Figura 3.24). Como a cobertura tem inclinação de 6,3%, divide-se as duas águas da cobertura em diferentes zonas, havendo 4 casos de carga possíveis. Definiram-se vários casos hipotéticos de estudo.

Para a direção do vento perpendicular à cumeeira da cobertura, definiram-se os seguintes casos:

- O vento a atuar da esquerda para a direita (θ=0º), considerando-se a envolvente assinalada com padrão, em que b=75,00m e d=74,82m. Geram-se pressões exteriores apenas na fachada direita e pressões interiores e exteriores na cobertura.

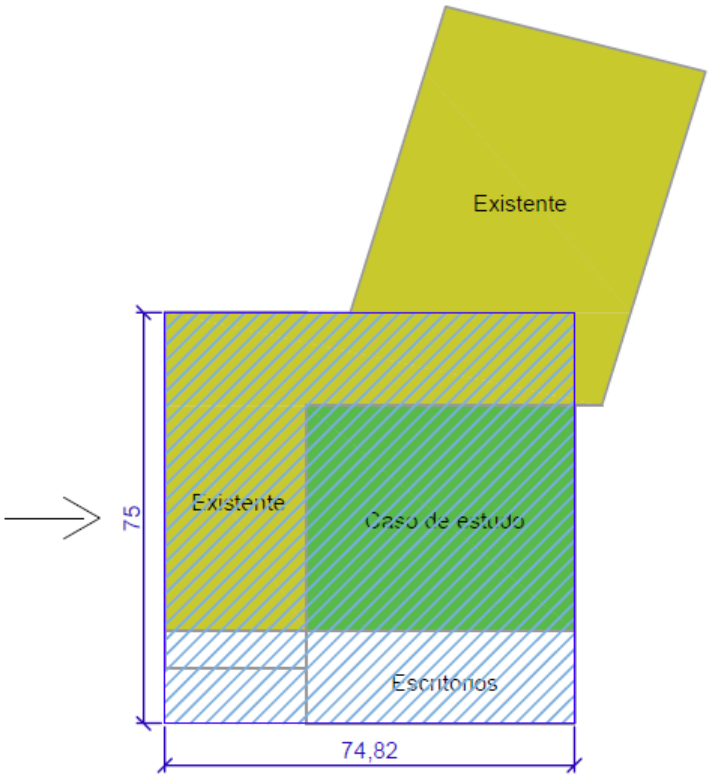


Figura 3.22 - Caso 1 – Edifício e envolvente para θ=0˚

- O vento a atuar da direita para a esquerda (θ=180º), considerando-se a envolvente assinalada com padrão, em que b=119,00m e d=98,82 m. Geram-se pressões exteriores apenas na fachada direita e interiores e exteriores na cobertura.

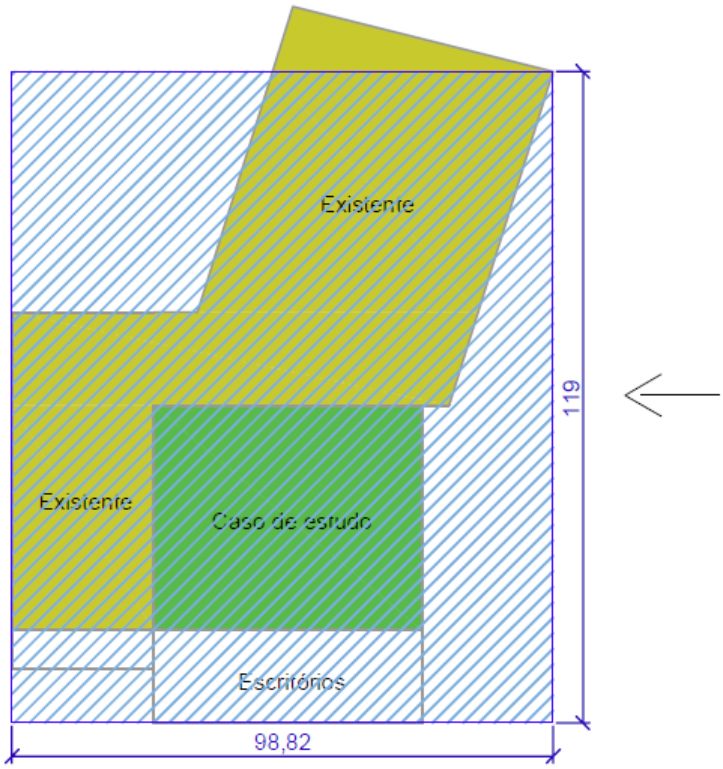


Figura 3.23 - Caso 2 - Edifício e envolvente para θ=180˚

- O vento a atuar da esquerda para a direita (θ=0º), ou vice versa (θ=180º), considerando-se o edifício isolado, em que b=58,00m e d=49,00m. Geram-se pressões exteriores e interiores em todas as fachadas e na cobertura.

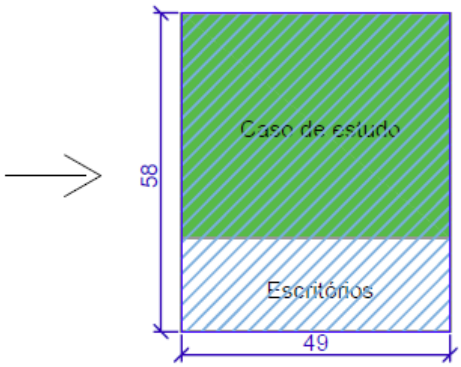


Figura 3.24 - Caso 3 - Edifício isolado com vento incidente na direção de θ=0˚

Nos 3 casos assinalados, a razão h/d é inferior a 1 o que implica que os c_{pe} sejam iguais em qualquer um dos casos. Por este motivo, os valores das pressões são corrigidos através de um factor de redução de 0,85[6]. Por sua vez, os valores das pressões exteriores são iguais, alterando-se apenas os valores em cada fachada conforme a direção em que o vento atua, uma vez que as zonas de A a E alternam.

[6] NP EN 1991 – 1 - 4 tópico 7.2.2

Calcularam-se, para cada um destes casos, os valores das pressões exteriores e interiores, determinando a resultante das pressões em cada fachada (Tabela 3.6). Dos casos abordados, os que apresentaram valores de pressão negativos, sucção, foram os casos 2 e 4, apresentando os mesmos valores de pressões em todas as fachadas. As pressões de cobertura, como foram calculadas, independentemente do caso, considerando o edifício sempre isolado, são iguais em qualquer um deles, sendo que das 4 combinações de coeficientes de pressão na cobertura, aquela que gera pressões mais gravosas é a combinação 1 (ver cálculos extensos nos anexos).

Tabela 3.6 - Pressões resultantes nas fachadas e cobertura

		Pressões resultantes nas fachadas do edifício em estudo - direção 0º				**Pressões resultantes na cobertura do edifício em estudo - direção 0º**			
		Fach. Di.	Fach. Esq.	Alç. Front.	Alç. Post.	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)
Caso1	θ = 0˚	0.01	0.19	0.19	0.19	-1.78	-1.42	-0.95	-0.92
Caso2	**θ = 180˚**	-0.02	-0.45	-0.45	-0.45	-1.78	-1.42	-0.95	-0.92
Caso3	θ = 0˚	0.01	0.19	0.19	0.19	-1.78	-1.42	-0.95	-0.92
Caso4	**θ = 180˚**	-0.02	-0.45	-0.45	-0.45	-1.78	-1.42	-0.95	-0.92

Para a incidência do vento na direção da cumeeira da cobertura, definiram-se os seguintes casos:

- O vento a atuar na fachada frontal do edifício, consideramdo-se o edifício isolado. Nesta situação de carga, a cobertura metálica fica apenas sujeita a froças de atrito exteriores e pressões interiores, uma vez que o edifício de escritórios tem altura seperior à da cobertura metálica.

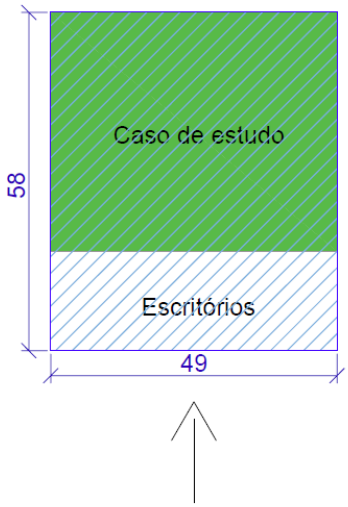


Figura 3.25 - Vento a incidir na fachada frontal θ=90˚

- O vento a atuar na fachada traseira do edifício, considerando-se o edifício isolado. Nesta situação, a cobertura já fica sujeita não só a forças de atrito mas também a pressões exteriores e interiores.

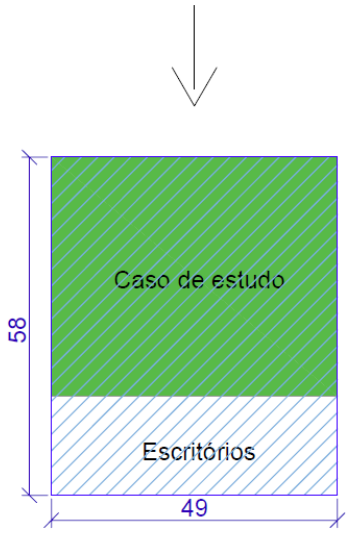


Figura 3.26 - Vento a incidir na fachada traseira θ=-90˚

Calcularam-se, para cada um destes casos, os valores das pressões exteriores e interiores, determinando a resultante das pressões em cada fachada (Tabela 3.6). Observou-se que o mais conservativo é o vento incidente a -90º (Figura 3.26), pois apresenta algumas forças de sucção e poderá apresentar forças de atrito na cobertura, enquanto o primeiro não apresenta forças de sucção (Tabela 3.7 - Pressões resultantes nas fachadas e cobertura).

Tabela 3.7 - Pressões resultantes nas fachadas e cobertura

		Pressões resultantes nas fachadas do edifício em estudo - direção 90º					Pressões resultantes na cobertura do edifício em estudo - direção 90º			
		Fach. Direita e Fach. Esquerda			Alç. Front.	Alç. Post.	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)
Caso1	θ = 90˚	0.02	0.02	0.02	0.74	0.14	0.36	0.36	0.36	0.36
Caso2	**θ = -90˚**	0.21	0.03	-0.21	0.51	0.93	-0.67	-0.46	0.03	0.11

Em resumo, para o vento, serão estudados apenas 2 casos de carga: o vento incidente na direção de 0º e na direção de 90º. Em ambos, como h < b, o perfil de pressões dinâmicas é constante em altura (Figura 3.27).

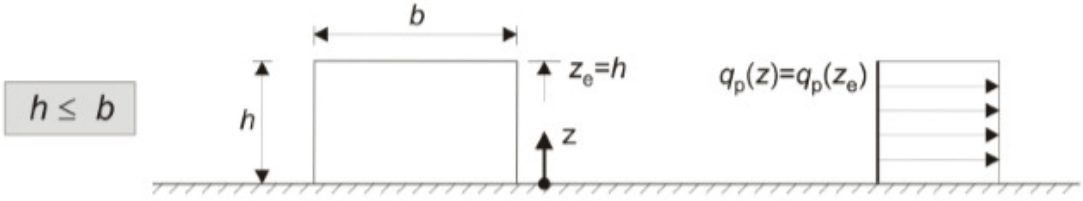


Figura 3.27 – Esquema ilucidativo da altura de referência Z_e em função de h e b, e correspondente perfil de pressão dinâmica (IPQ 2010a)

A análise de todas as hipóteses até agora apresentadas adotou os sentidos das pressões referidos na norma e que está esquematizado na Figura 3.28.

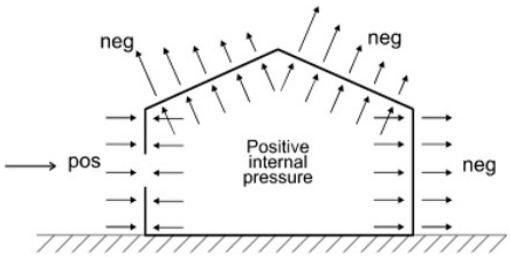


Figura 3.28 - Indicação dos sentidos negativos e positivos das pressões

Nas Figura 3.29 e Figura 3.30 estão representadas as pressões que se geram nas fachadas e na cobertura nas duas hipótese de incidência de vento. À esquerda representam-se as pressões nas fachadas, cujo sentido é indicado pelas setas. Por sua vez, à direita, representam-se as pressões resultantes na cobertura, sendo que valor negativo é sucção (sentido de dentro para fora) e valor positivo é o contrário.

Se o vento atua perpendicularmente à cumeeira (θ=180˚), geram-se pressões externas ao nível da cobertura e na fachada lateral direita, não interessando analisar as pressões externas que se geram na fachada frontal. Geram-se também pressões internas em todas as fachadas e cobertura, resultando nas pressões indicadas na Figura 3.29.

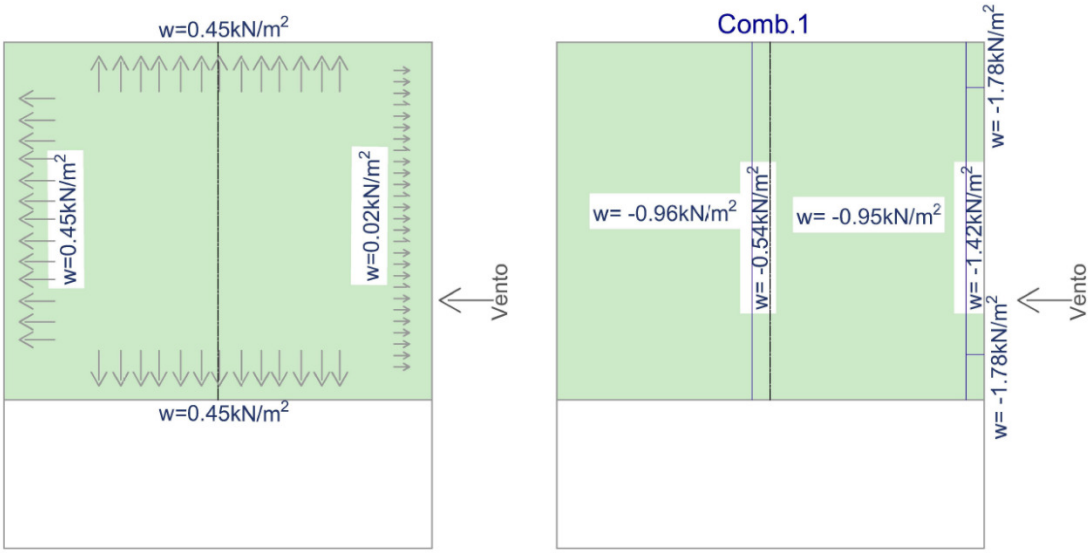


Figura 3.29 - Pressões resultantes nas fachadas e na cobertura quando o vento incide perpendicularmente à cumeeira – θ=180˚

Se o vento atua na direção da cumeeira (θ=90˚), geram-se pressões externas ao nível da cobertura e nas fachadas, não interessando analisar as pressões externas que se geram na fachada frontal. Geram-se também pressões internas em todas as fachadas e cobertura. Em termos de forças de atrito estas geram-se a uma distância de 41,40m da face em que o vento atua, logo atuam no edifício de escritórios e não no caso de estudo. As pressões resultantes desta incidencia de vento são as representadas na Figura 3.30 (pressões positivas na cobertura têm o sentido do exterior para o interior).

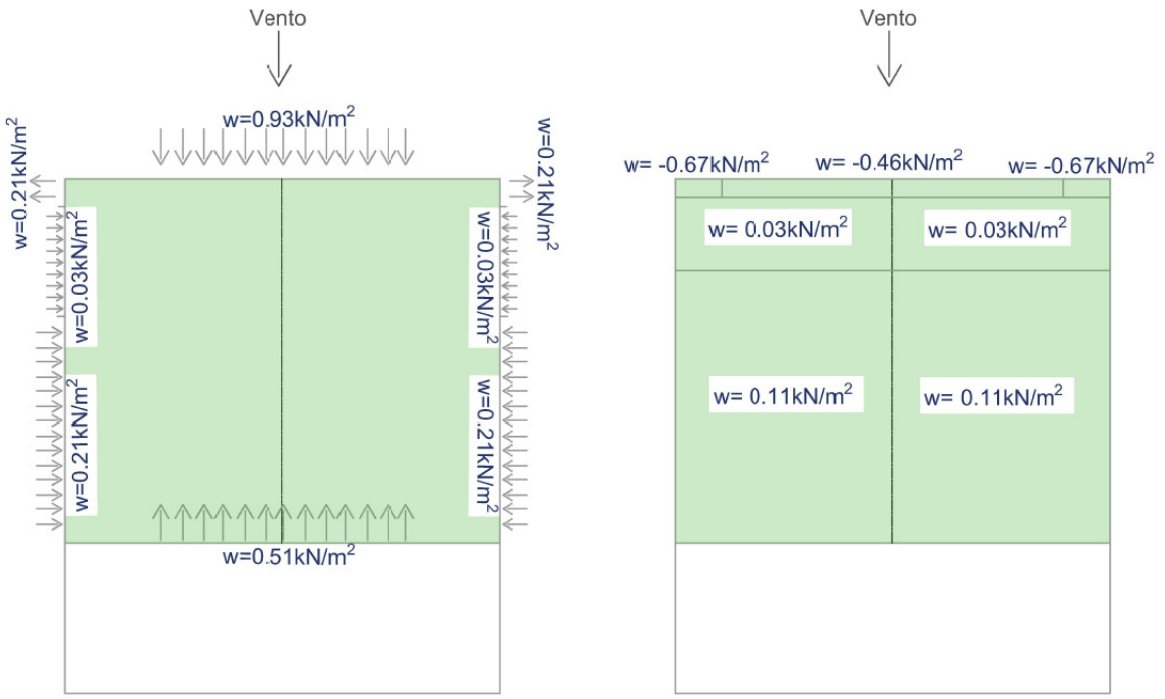


Figura 3.30 - Pressões resultantes nas fachadas e na cobertura quando o vento incide na direção da cumeeira – θ=-90˚

No anexo A.1 e A.2 seguem os cálculos mais detalhados de cada caso analisado.

Temperatura

Na análise das ações de variação da temperatura consideram-se, habitualmente, dois tipos de variação: uniforme e diferencial. O EC1 apresenta uma diversidade de cálculos a executar para definir estes valores de variação de temperatura. Por sua vez o RSA torna-se mais simples e fornece estes valores conforme o tipo de estrutura. Decidiu-se, unicamente para esta ação, reger-se pelo RSA.

A estrutura em estudo está apenas protegida pelo revestimento do edifício, portanto pode ser classificada como "estrutura metálica protegida", segundo o RSA, tendo-se adotado uma variação uniforme de temperatura de +10˚C e -10˚C no verão e no inverno, respetivamente.

As variações diferenciais de temperatura são obtidas tendo por base a temperatura exterior e a temperatura interior médias no inverno e no verão. Tendo em conta que o interior do edifício é climatizado, a temperatura interior é praticamente constante todo o ano, pelo que se definiu que no inverno a temperatura interior seria 18˚C e no verão seria 22˚C. Assim sendo, ter-se-á uma variação diferencial de temperatura de -13˚C e 13˚C, no inverno e no verão, respetivamente (Figura 3.31).

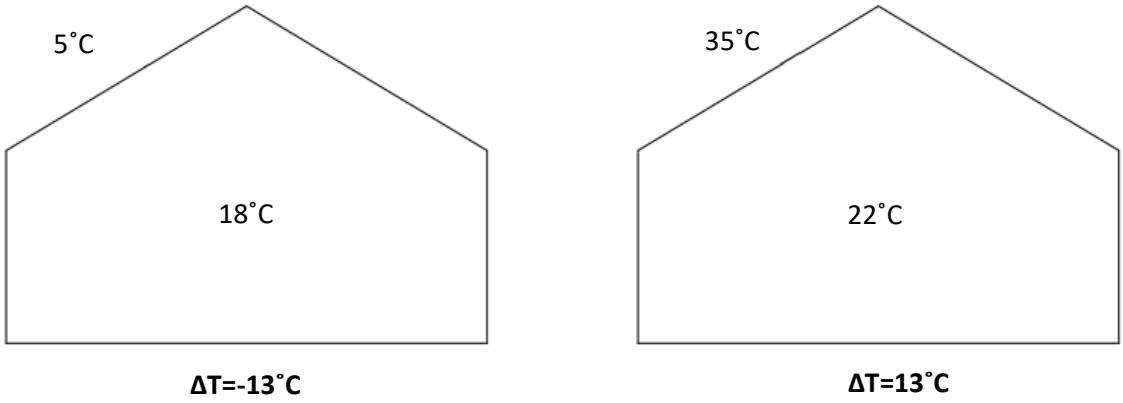


Figura 3.31 - Esquematização da temperatura no inverno (Esq.) e no verão (Dir.) no interior e exterior do edifício

Neve

O caso de estudo, localizado no distrito do Porto, pertence à zona Z2, logo o caso de cálculo é o Caso A do Quadro NA-A.1 da NP EN 1991-1-3 2009, que se refere a condições normais, sem neve como ação de acidente. O cálculo da açao da neve faz-se de acordo com a norma referida, seguindo as seguintes equações.

Para calcular a carga da neve na cobertura (kN/m^2) utiliza-se a equação 3.5.

$$s = \mu_i \, x \, C_e \, x \, C_t \, x \, s_k \tag{3.5}$$

$$s_k = c_z \, x \, (1 + \left(\frac{H}{500}\right)^2) \tag{3.6}$$

Nas coberturas de 2 vertentes há 3 casos de carga diferentes que se devem considerar. Estes casos estão representados na Figura 3.32, e os respetivos valores apresentados na Tabela 3.8.

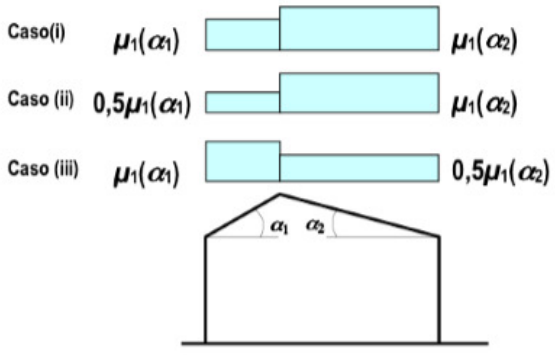


Figura 3.32 - Coeficiente de forma para a carga da neve (IPQ 2009b)

Tabela 3.8 - Cálculo da carga de neve na cobertura

Topografia normal => Ce= 1.00	**Caso de carga 1**	
Ct= 1.00	s (kN/m2)= 0.16	0.16
α1=α2=6.3˚ => μ1= 0.80		
Porto-Zona 2 => Cz= 0.20	**Caso de carga 2**	
H (m)= 35.30	s (kN/m2)= 0.08	0.16
Cest= 2.50		
sk (kN/m2)= 0.20	**Caso de carga 3**	
	s (kN/m2)= 0.16	0.08

3.2.3. AÇÕES ACIDENTAIS

"As ações de acidente são aquelas que só com muito fraca probabilidade assumem valores significativos durante a vida da estrutura e cuja quantificação apenas pode em geral ser feita por meio de valores nominais estrategicamente escolhidos." Neste caso em concreto, devido à localização do edifício, perfazem estas ações a ação sísmica.

Sismo

A análise sísmica, tal como a análise do vento, envolveu algumas simplificações. De forma a ser conservativo, considerou-se o edifício isolado, o que não corresponde à realidade, mas que será um caso possível, caso eventualmente se decida demolir os edifícios envolventes. Portanto, as ações que os edifícios adjacentes vão impor ao edifício em estudo não serão alvo de análise.

A análise foi realizada com recurso ao método da análise modal por espectro de resposta, secção 4.3.3.3 do EC8[7], por isso, antes da análise sísmica, foi efetuada uma análise modal.

Para o cálculo foi utilizado o espetro de resposta de projeto para a zona da Trofa. O EC8 define dois tipos de sismos: um, afastado - tipo 1; e outro, próximo - tipo 2. Na Tabela 3.9 apresentam-se os parâmetros conforme o tipo de sismo e respetiva localização. Apesar de se localizar na zona do Porto onde o solo é predominantemente residual do granito, quando escavaram o terreno para as fundações encontraram solo argiloso consolidado. Então, de forma a ser conservativo definiu-se tipo de terreno C *"Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros"*[8].

[7] NP EN 1998-1 2010

[8] NP EN 1998-1 2010 (Quadro 3.1)

Tabela 3.9 - Parâmetros que definem a ação sísmica no concelho da Trofa

Ação sísmica Tipo 1				
Tipo de terreno	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)
C	1.6	0.1	0.6	2
Classe de importância	γ	Zona Sísmica	agr (m/s2)	ag
II	1	1.6	0.35	0.35

Ação sísmica Tipo 2				
Tipo de terreno	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)
C	1.6	0.1	0.25	2
Classe de importância	γ	Zona Sísmica	agr (m/s2)	ag
II	1	2.5	0.8	0.8

Ao projetar um edifício procura-se conferir mais resistência ao edifício e garantir a segurança da população. Para isso existe um coeficiente que tem em conta a ductilidade da estrutura e a capacidade de dissipação de esforços da mesma: o coeficiente de comportamento – q.

Adotou-se para a estrutura em estudo um coeficiente de comportamento unitário. Este é típico de estruturas com classe de ductilidade baixa, isto é, em que toda a estrutura responde em regime elástico, sendo a resistência à ação sísmica realizada através dos elementos estruturais e não através da sua ductilidade. Ou seja, está a afirmar-se que a capacidade da estrutura dissipar[9] energia é praticamente nula.

Para cada tipo de ação sísmica combinaram-se as ações na direção x com as ações na direção y de acordo com as equações 3.7, 3.8, 3.9 e 3.10

$$E_{d,x}" + " \ 0.3E_{d,y} \tag{3.7}$$

$$E_{d,x}" + " \ -0.3E_{d,y} \tag{3.8}$$

$$0.3E_{d,x}" + " \ E_{d,y} \tag{3.9}$$

$$0.3E_{d,x}" + " \ -E_{d,y} \tag{3.10}$$

3.3. DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES

Uma vez definidas as ações mais relevantes a atuar na estrutura, é importante estabelecer a combinação entre elas. Como se combinam as diferentes ações e com que fatores o fazer.

Quando se menciona Estado Limite Último - ELU ($E_{d,dest} \leq E_{d,stb}$) refere-se ao estado que precede o colapso estrutural, aquele que provoca o esgotamento da capacidade resistente e coloca em causa a

[9] Dissipa-se energia quando se realiza trabalho, e só se realiza trabalho cada vez que há formação de uma rótula plástica, ou seja, a cada ciclo de histerese.

segurança. Para este caso de carga há 3 situações a considerar, a seguir mencionados. A cada situação está associado um conjunto de coeficientes para cada tipo de ação.

Situação de projeto persistente ou transitória com as cargas permanentes como variável favorável

$$\sum_{j>1} 1.15xG_{k,j} \text{ " + " } 1.5xQ_{k,1} \text{" + " } \sum_{i>1} 1.5x\Psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Situação de projeto persistente ou transitória com as cargas permanentes como variável desfavorável

$$\sum_{j>1} 1.35xG_{k,j} \text{ " + " } 1.5xQ_{k,1} \text{" + " } \sum_{i>1} 1.5x\Psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Situação de projeto sísmico

$$\sum_{j>1} G_{k,j} \text{ " + "} A_{ed} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

A definição destes coeficientes pode ser controversa, por vezes. Na Tabela 3.10 apresentam-se os valores dos coeficientes de segurança definidos no RSA e no EC0 (tanto no anexo nacional como no anexo A). Apesar de se saber que o anexo nacional se sobrepõe a qualquer outro anexo, não pareceu viável majorar em apenas 10% as cargas permanentes desfavoráveis, daí ter-se adotado os valores definidos no anexo A, que majorava 35% as ações desfavoráveis, apesar de que majora também cargas favoráveis, o que não é nada conservativo.

Tabela 3.10 - Definição dos coeficientes de segurança nos diferentes documentos normativos

	RSA	EC0 – Quadro A1.2 – Nota 2	EC0 – Quadro NA A1.2
Cargas permanentes favoráveis	1,00	1,15	0,90
Cargas permanentes desfavoráveis	1,50	1,35	1,10

Outro estado a ser abordado é o Estado Limite de Utilização - ELS ($E_d \leq C_d$), que estabelece critérios relacionados com as deformações de forma a garantir o conforto dos usuários, a durabilidade da estrutura, a boa utilização da estrutura, de uma forma genérica. Este caso de carga divide-se em 3: Combinação característica – associada, normalmente, a estados limite de muito curta duração e irreversíveis; Combinação frequente – associada a estados limite de curta duração, de caracter reversível; Combinação quase-permanente – associada a estados limite de longa duração. A análise para este estado limite incidirá sobre a combinação frequente, na qual se pretende analisar as deformações causadas pelo vento, ação de curta duração e caracter reversível.

Combinação frequente

$$\sum_{j>1} 1.0xG_{k,j} \text{ " + " } \Psi_{1,1}xQ_{k,1} \text{" + " } \sum_{i>1} \Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Neste estado limite são impostos valores máximos de deformação da estrutura: deslocamentos verticais; deslocamentos horizontais e efeitos dinâmicos, relacionados com a aceleração. No EC3[10], mais

[10] NP EN 1993 - 1 -1 2010

especificamente no anexo nacional estão definidos os valores máximos destes parâmetros, que a estrutura em estudo deve cumprir.

Deslocamentos verticais:

- Flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios - $\delta_{max} = L/200$
- Variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada a valores de combinações das restantes ações variáveis - $\delta_2 = L/250$.

Deslocamentos horizontais:

- Pórticos sem aparelhos de elevação – $\delta=h/150$.

Efeitos dinâmicos

- Edifícios – $a \leq 0.02g$.

O valor dos coeficientes de cada ação variável são os apresentados na Tabela 3.11, segundo o EC0[11] e segundo o RSA. No estudo realizado adotou-se os coeficientes definidos no EC0, tal como as combinações de ações.

Tabela 3.11 - Valores dos coeficientes das ações

Ações variáveis	Ψ_0		Ψ_1		Ψ_2	
	EC0	RSA	EC0	RSA	EC0	RSA
Sobrecarga	0	-	0	-	0	-
Neve	0.5	0.6	0.2	0.3	0	0
Vento	0.6	0.4	0.2	0.2	0	0
Temperatura	0.6	0.6	0.5	0.5	0	0.3

São designados de coeficientes redutores e estão relacionados com a probabilidade de acontecimento das ações: as ações de base não são máximas todas em simultâneo.

Ψ0 – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

Ψ1 – Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável;

Ψ2 – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

[11] NP EN 1990 2009 – Quadro A1.1

4
ESTUDO NUMÉRICO

A análise de uma estrutura consiste na determinação dos efeitos de cargas numa dada estrutura e respetivos elementos. Para tal é necessário averiguar qual o método que se pretende seguir. Existem os métodos experimentais, relacionados com o saber empírico, os métodos analíticos, mais apropriados para estruturas simples, de geometria pouco complexa, e existem os métodos numéricos, que recorrem a ferramentas computacionais para a devida resolução do problema.

Optou-se, por clara evidência, por fazer um estudo por métodos numéricos. Este exige o uso de ferramentas adequadas, a formulação de diferentes hipóteses e a definição de parâmetros mais ou menos conservativos. Nos tempos que correm, existem muitas feramentas computacionais ao dispor dos utilizadores, umas com maior nível de complexidade que outras e tempos de cálculo também diferentes entre si. Uma análise numérica deve ser devidamente planeada pelo projetista, de forma a eliminar possíveis erros.

Neste capítulo percorrem-se os passos que compõem uma análise numérica. Inicia-se com a escolha do software de cálculo, segue-se com a construção do modelo numérico da estrutura e posterior validação. Validado o modelo, procede-se à análise global da estrutura seguida da análise da resposta estrutural, no estado limite último e no estado limite de utilização.

4.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1.1. SOFTWARE

A modelação é o passo base para uma boa análise. Quando se desenvolve um modelo, este deve ser o mais aproximado possível da realidade. É importante que a modelação seja realizada seguindo uma linha de raciocínio que permita ao projetista o ajuste do modelo e a averiguação de resultados plausíveis ou não, que possam comprometer a segurança da estrutura.

A análise da estrutura em estudo foi realizada com recurso ao software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019. Recorreu-se à modelação com pórtico 3D, desenvolveu-se um modelo espacial com elementos finitos de barra admitindo o comportamento elástico linear dos materiais. Este software permite realizar diversos tipos de análise (análise estática linear e não linear e análises dinâmicas) a diversos tipos de estruturas.

O software está equipado com normas de diferentes países, com diversas atualizações. Portanto, quando se cria o modelo deve, desde início, definir-se as diferentes normas sobre as quais se quer que o modelo seja analisado. Como se optou por seguir os eurocódigos, definiram-se as normas identificadas na Figura 4.1.

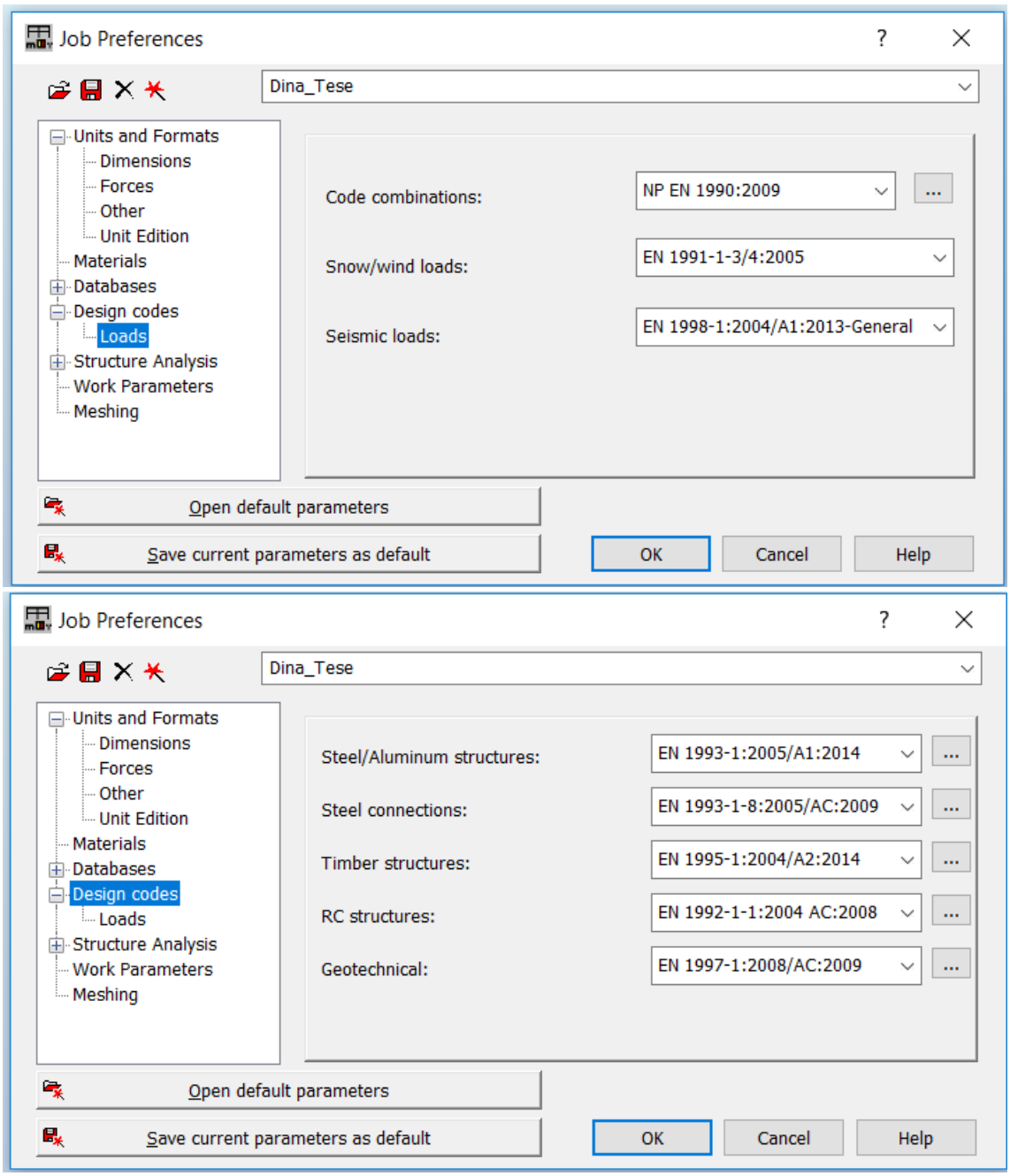


Figura 4.1 - Definição das normas no software de cálculo

4.1.2. MODELAÇÃO DOS PÓRTICOS

A estrutura em análise é formada por perfis soldados de secção variável, como já mencionado anteriormente. O Robot tem já uma variedade de secções previamente definidas – perfis comerciais – que integram a sua base de dados e tem a opção de criar secções com diferentes formatos e dimensões, bem como inserir apenas as características de uma dada secção. Por outro lado, para secções metálicas, existe ainda a opção de criar perfis de secção variáveis, que foi a opção utilizada devido à variação da secção.

Houve uma aprendizagem inicial antes do início da modelação propriamente dita, devido à irregularidade dos perfis e ao posicionamento dos contraventamento, devido à localização dos elementos da cobertura.

Os pilares são de secção variável, mas o banzo do lado exterior dos pórtico fica vertical, isto é, os eixos dos pilares não se posicionam verticalmente mas sim com uma dada inclinação. Na Figura 4.2 estão representadas com pormenor as distâncias entre os dois pontos do eixo do pilar do alinhamento esquerdo do edifício. A verde está identificado o ponto de coordenada zero no modelo.

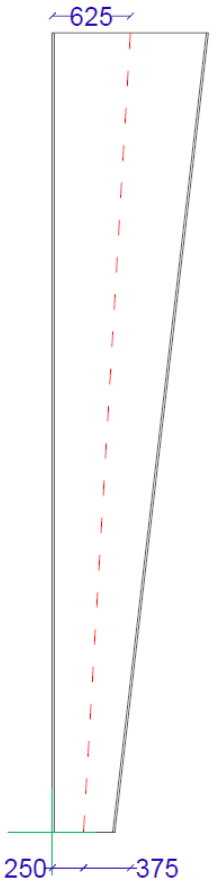


Figura 4.2 - Pormenor da modelação de um pilar

Uma aproximação idêntica à dos pilares foi realizada para as vigas, também elas de secção variável. Cada viga divide-se em 2 partes, as quais têm espessuras de banzo e alma diferentes, como já referido. No projeto determinou-se a cota à qual se encontrava o ponto médio de cada secção de referência da viga (extremidade, cumeeira, ponto de mudança de espessura) e com estes obteve-se o eixo a desenhar. A inclinação deste eixo foi afetada não só pela inclinação da cobertura, mas também pela variação da secção. Na Figura 4.4 representa-se o eixo das vigas e respetivas medidas.

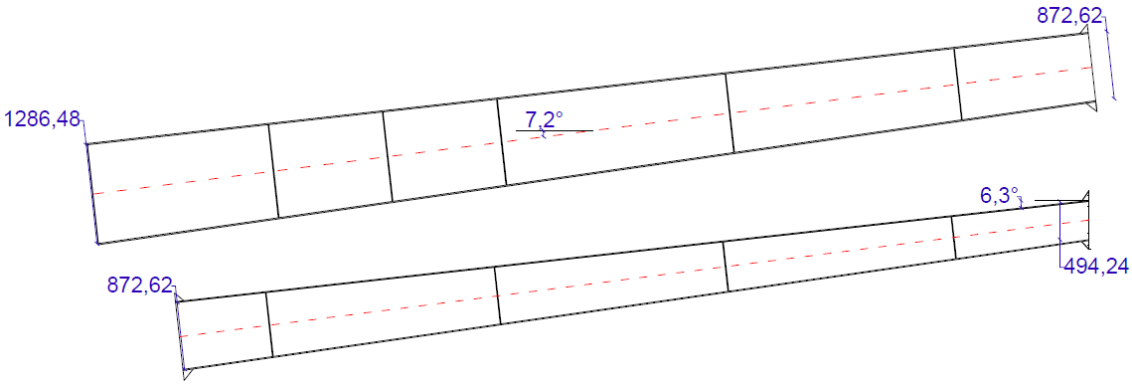


Figura 4.4 - Pormenor da modelação de uma viga

A ligação da viga ao pilar fez-se com recurso a uma junta horizontal no topo do pilar e a parte inferior da viga. Como se decidiu que as ligações não seriam modeladas, prolongou-se o banzo inferior da viga para se obter a dimensão da secção mais extrema desta. Os eixos da viga e do pilar não se intersetam, o que era de esperar, então tomou-se a decisão de os unir através de uma barra rígida ("rigid link") - Figura 4.3. Não seria correto fazer com que os eixos se intersetassem, uma vez que estaria a alterar a inclinação das vigas ou a prolongar o pilar, havendo, em qualquer uma destas duas situações, sobreposição de secções e consequente aumento da massa.

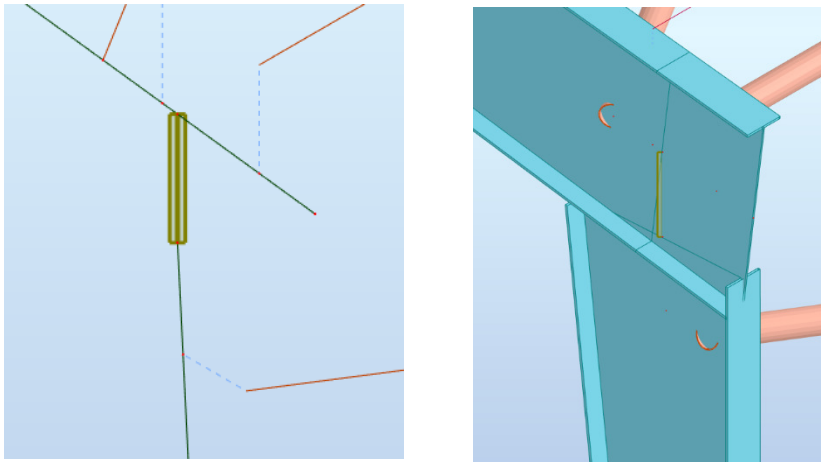


Figura 4.3- "Rigid Link" a fazer a ligação entre o pilar e a viga

4.1.3. CONDIÇÕES DE APOIO

Na modelação dos apoios não foi considerada a interação solo-estrutura. Como referido no capítulo 3, não houve qualquer ensaio geotécnico, motivo pelo qual não havia confiança para estimar os parâmetros resistentes do solo. Colocaram-se apoios com deslocamento impedido, e rigidez infinita, nas 3 direções do espaço e rotação livre segundo X (plano do pórtico) e segundo y (plano perpendicular ao plano do pórtico). Considerar esta ligação como uma encastramento seria conservativo, uma vez que pode haver cedência do solo da fundação, ou cedência da própria sapata dos pilares e até mesmo, com o passar dos anos, alguma folga pode surgir nos parafusos da ligação do pilar à sapata.

4.1.4. MODELAÇÃO DOS CONTRAVENTAMENTOS

No modelo numérico construído, colocou-se o contraventamento de cobertura e o contraventamento lateral.

Os perfis longitudinais que unem os pórticos nas duas extremidades e na cumeeira encontram-se com uma excentricidade em relação ao centro geométrico da secção da viga onde estes a intersetam. Os perfis de contraventamento da cobertura diagonais acompanham o eixo da secção da viga onde estes a intersetam. Desta forma, para materializar as excentricidades dos primeiros, recorreu-se ao elemento de modelação "offset", no qual se definiu a distância à qual o centro geométrico dos tubos se encontra em relação ao centro geométrico da secção das vigas.

No contraventamento lateral deparamo-nos com um problema semelhante. Os tubos de contraventamento estão alinhados num plano vertical próximo do plano dos banzos exteriores dos pilares. Como tal, as extremidades de um mesmo perfil de contraventamento têm excentricidades diferentes, uma vez que o centro geométrico da secção do pilar também varia ao longo da altura. Então, para 2 simples perfis de contraventamento existiram 4 "offsets" diferentes a atribuir.

A Figura 4.5 mostra parte da estrutura com os "offset" no sistema de contraventamento. A cor salmão são os tubos de contraventamento e a azul as vigas e os pilares que compõem os pórticos.

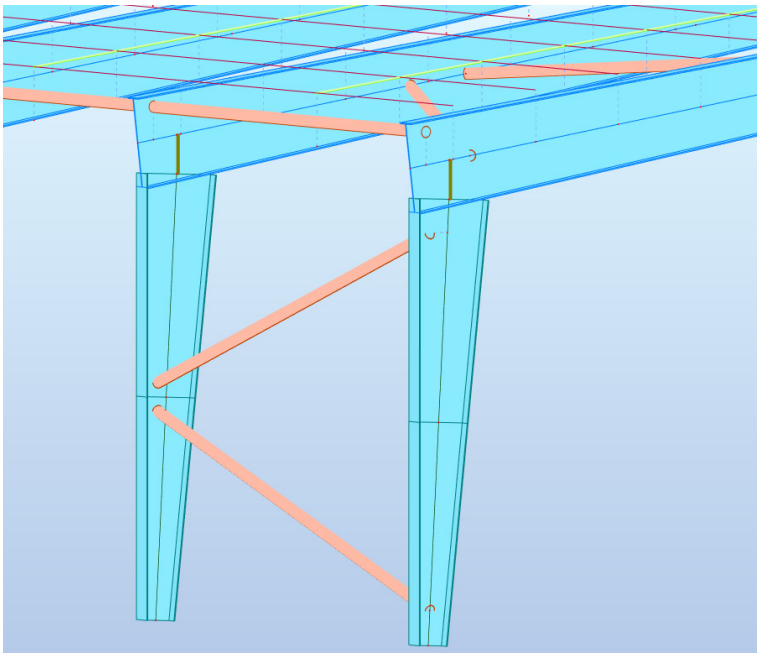


Figura 4.5 - Pormenor da modelação dos contraventamentos

4.1.5. SISTEMA DE COBERTURA

O sistema de cobertura foi, de facto, o mais trabalhoso de modelar. Os perfis que o compõem são madres Z, que estão inclinadas de acordo com a inclinação da cobertura, ou seja, 6.3˚. Se do lado direito da cobertura o ângulo que os eixos principais de inércia da madre fazem com os eixos principais do modelo é negativo (no sentido dos ponteiros dos relógio), do lado esquerdo este ângulo é positivo (no sentido contrário ao dos ponteiros do relógio), ver Figura 4.6.

Para o cálculo das inércias relativamente aos eixos principais do modelo recorreu-se às equações 4.1 e 4.2.

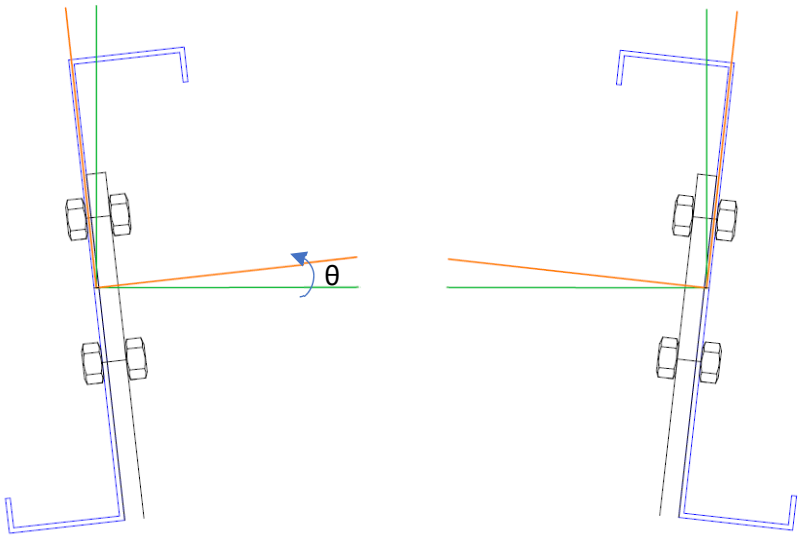


Figura 4.6 - Pormenor da posição dos eixos principais de inércia com os eixos principais do software

$$I_{y'} = I_y \, x \, (\cos\theta)^2 + I_z \, x \, (\operatorname{sen}\theta)^2 - I_{yz} \, x \, (\operatorname{sen} 2\theta) \qquad 4.1$$

$$I_{z'} = I_z \, x \, (\cos\theta)^2 + I_y \, x \, (\operatorname{sen}\theta)^2 + I_{yz} \, x \, (\operatorname{sen} 2\theta) \qquad 4.2$$

Determinaram-se as propriedades da secção para uma rotação negativa (θ positivo) e obtiveram-se as propriedades da secção para os eixos representados a verde na Figura 4.6 do lado esquerdo. Automaticamente, as propriedades para a secção cujos eixos sofrem uma rotação positiva estava calculada, uma vez que na fórmula de cálculo os valores da funções trigonométricas estão ao quadrado. Na modelação, garantiu-se que, em todas as barras do sistema de cobertura, a posição dos eixos na secção era a da Figura 4.7, em que a verde é o eixo dos YY, a azul o eixo dos XX e a vermelho o eixo dos ZZ.

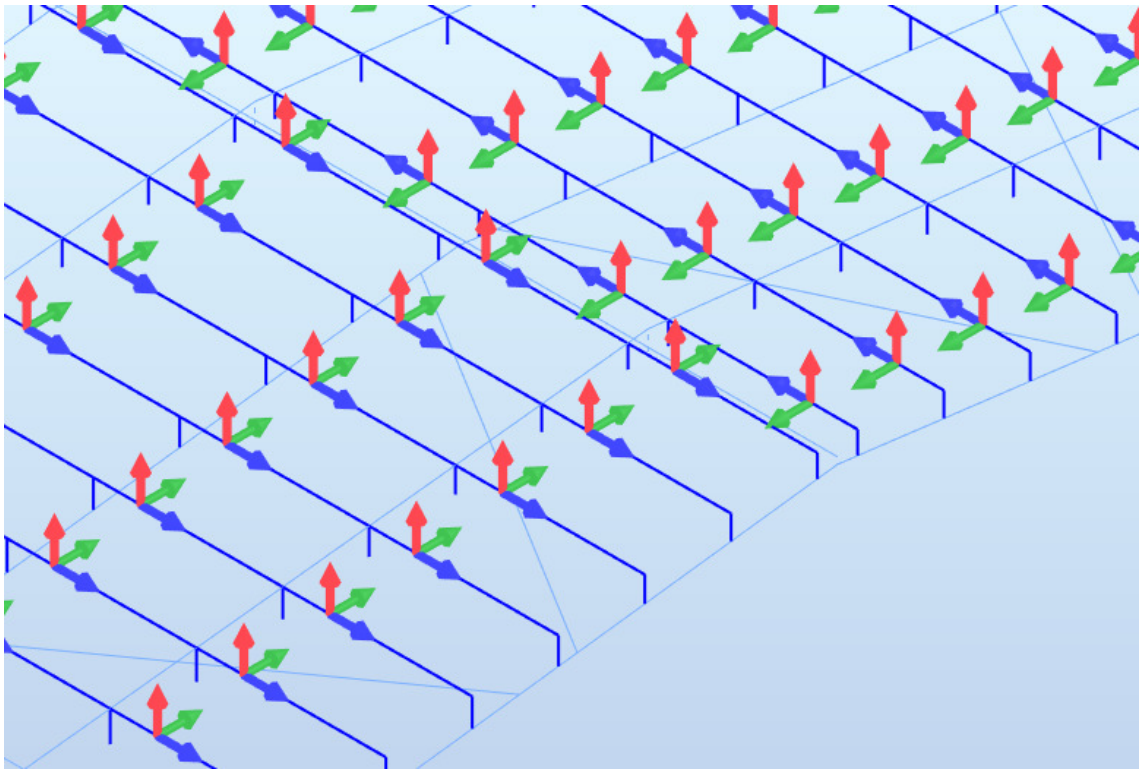


Figura 4.7 - Pormenor da modelação das madres de cobertura e sentidos dos eixos locais das mesmas

Logo de seguida, outro entrave apareceu: todas as madres têm a sua face inferior em contacto com a face do banzo superior das vigas. Mas o eixo das vigas é variável, logo cada madre, que está espaçada 1,5m aproximadamente, tem uma excentricidade diferente. Inicialmente colocaram-se barras rígidas ("rigid links") na materialização desta excentricidade, no entanto não funcionou, o robot não calculava o modelo devido ao excesso destes elementos rígidos. Optou-se então, por recorrer ao "offset", criando tantos offsets quantos os alinhamentos de madres – 17 em cada vertente, depois fez-se o espelho destes elementos, em relação à cumeeira, e configurou-se a posição dos eixos conforme explicado no parágrafo anterior.

4.2. VALIDAÇÃO DO MODELO

A verificação do modelo faz-se analisando as grandezas globais. Fazem parte das grandezas globais os deslocamentos, as reações e os modos de vibração e respetivas frequências naturais.

Para o caso de carga do peso próprio da estrutura verificou-se a simetria das reações. Depois, para o caso de carga do peso próprio do painel de cobertura, que é um carregamento mais simples, verificou-se se a simetria das reações e se a soma destas igualava de facto o carregamento.

Seguidamente correu-se uma análise modal, de forma a determinar os modos de vibração e as frequências naturais da estrutura. Para que seja possível fazer uma análise modal, tem de ser converter as cargas em massa. O valor desta massa não é mais do que o valor quase permanente das cargas verticais provenientes do peso próprio dos elementos, outras cargas permanentes e sobrecargas. Como o coeficiente Ψ_2 nas sobrecargas é igual a zero, as únicas forças que contribuíram para a conversão em massa foram as cargas permanentes.

Definiu-se no Robot uma análise modal com tantos modos quantos fossem necessários para que o somatório das massas modais efetivas M_n^* (equação 4.3) atinjisse pelo menos 90% do valor da massa total da estrutura nas direções x e y (aquelas em que é relevante a ação sísmica)[12].

$$M_n^* = \frac{\phi_n^T M 1 \phi_n^T M 1}{\phi_n^T M \phi_n} \quad 4.3$$

Nesta equação, retirada de um tutorial do programa de cálculo, M é a matriz de massa, ϕ_n é o vetor próprio que caracteriza a deformana do n-ésimo modo de vibração, 1 é o vetor unitário e $\phi_n^T M \phi_n$ é a massa generalizada para cada modo n.

Imposta esta condição, o software correu 186 modos atingindo os seguintes valores do somatório das massas modais efetivas: $\Sigma M_{n,x}^*$= 94.05% ; $\Sigma M_{n,y}^*$= 95.66% ; $\Sigma M_{n,z}^*$= 46,69%.

Percorrendo cada modo e analisando as respetivas deformadas, percebeu-se que nem todos esses modos eram globais. Dos 186 modos apenas 112 são modos globais, sendo os restantes 74 modos locais. Percebeu-se que havia uma pequena entrave: o somatório obtido não representava o pretendido. Mesmo que se somassem apenas as M_n^* dos modos globais, estas não representariam a realidade, nunca atingindo os 90% pretendidos, uma vez que no seu cálculo estão contemplados os modos locais, afetando os resultados.

Os modos locais surgiam associados essencialmente a deformações das barras da cobertura. Tentou bloquear-se o deslocamento destas, de modo a contornar os modos locais, e, dessa forma, obter-se resultados baseados apenas nos modos globais, tal como a norma impõe. Não resultou, os modos locais continuaram a surgir.

Não encontrando outra solução, correram-se mais e mais modos e fez-se uma pequena análise estatística: para n modos percorridos quantos eram globais, quantos eram locais e qual o valor do somatório das M_n^* para os modos globais nas duas direções. O programa correu 186 modos, que eram os necessários para alcançar 90% da massa modal efetiva, seguidamente defeniu-se que iria correr 200, 250 e 350 modos. Obtiveram-se os dados constantes nas Tabela 4.1, Tabela 4.2,

Tabela 4.3 e Tabela 4.4.

Tabela 4.1 - Resultados quando se correram 186 modos de vibração

	Nº total de modos	**Nº modos globais**	**Nº de modos locais**
	186	83	103
$\Sigma M_{n,x}^*$	94.05%	69.49%	-
$\Sigma M_{n,y}^*$	95.66%	>90%	-

[12] NP EN 1998-1 2010, página 58 *"Devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura (…) se puder ser demonstrada uma das seguintes condições: a soma das massas modais efectivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90 % da massa total da estrutura; todos os modos com massas modais efectivas superiores a 5 % da massa total são considerados."*

$\Sigma M_{n,z}^{*}$	46.69%	-	-

Tabela 4.2 - Resultados quando se correram 200 modos de vibração

	Nº modos totais	**Nº modos globais**	**Nº de modos locais**
	200	87	113
$\Sigma M_{n,x}^{*}$	94.73%	69.00%	-
$\Sigma M_{n,y}^{*}$	95.86%	>90%	-
$\Sigma M_{n,z}^{*}$	46.75%	-	-

Tabela 4.3 - Resultados quando se correram 250 modos de vibração

	Nº modos totais	**Nº modos globais**	**Nº de modos locais**
	250	95	155
$\Sigma M_{n,x}^{*}$	95.15%	69.28%	-
$\Sigma M_{n,y}^{*}$	96.34%	>90%	-
$\Sigma M_{n,z}^{*}$	66.56%	-	-

	Nº modos totais	**Nº modos globais**	**Nº de modos locais**
	350	117	233
$\Sigma M_{n,x}^{*}$	97.02%	69.56%	-
$\Sigma M_{n,y}^{*}$	98.61%	>90%	-
$\Sigma M_{n,z}^{*}$	67.31%	-	-

Tabela 4.4 - Resultados quando se correram 350 modos de vibração

Apesar de ter aumentado o número total de modos, a soma das massas efetivas modais dos modos globais permanece na ordem dos 70%. Ao analisar-se o gráfico de tendência desta amostra, Gráfico 4.1, percebe-se que o número de modos globais não cresce linearmente com o número total de modos, há uma tendência para os modos modos locais crescerem mais acentuadamente.

Por esta análise, pode aferir-se que, apesar do somatório das massas modais efetivas dos modos globais obtidos rondar os 70%, a percentagem de massa mobilizada se fossem contabilizados apenas os modos globais, sem interferência dos modos locais, rondaria os 90%, condição imposta pelo EC8.

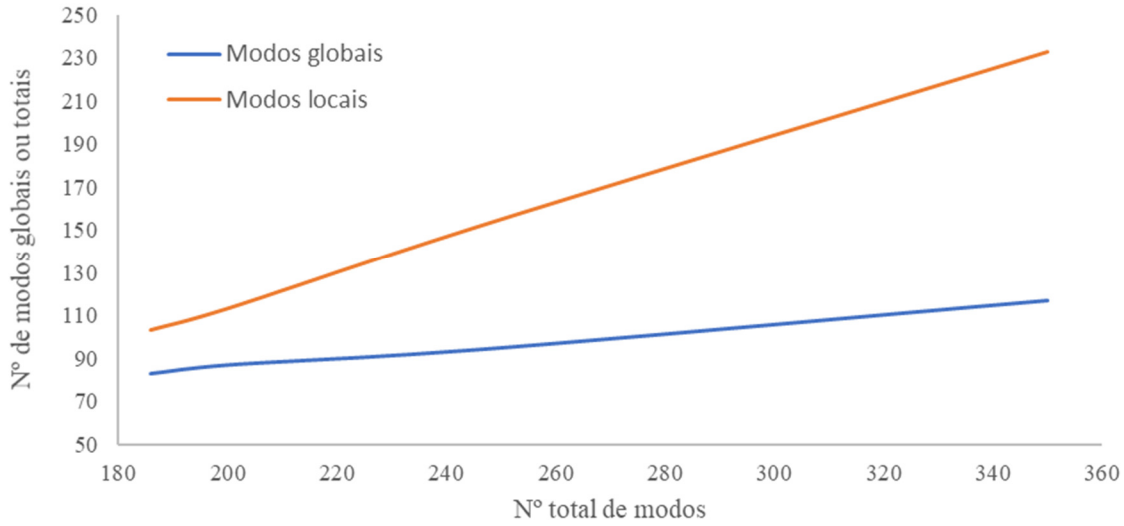


Gráfico 4.1 - Evolução do número de modos globais em função da quantidade de modos totaiscom o número total de modos

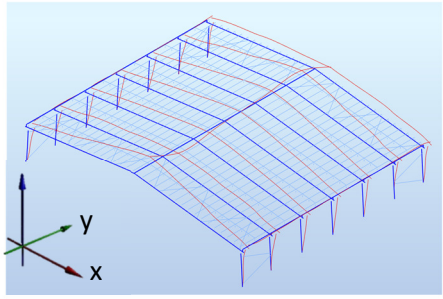
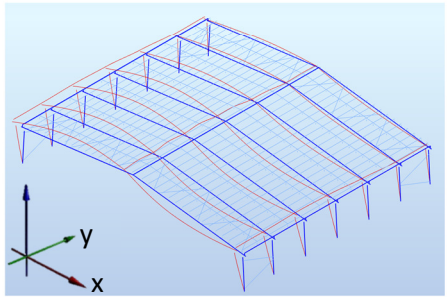
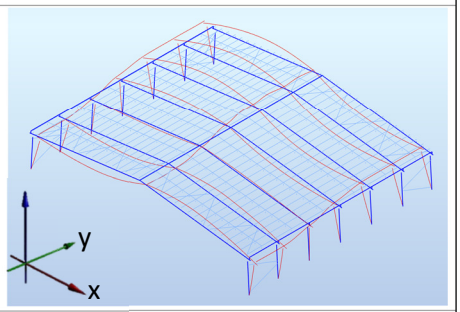
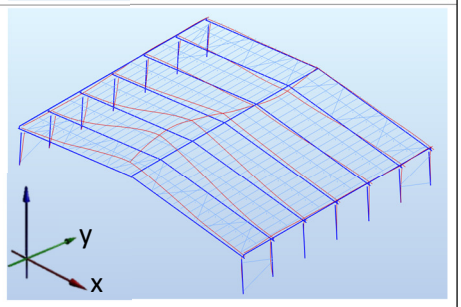
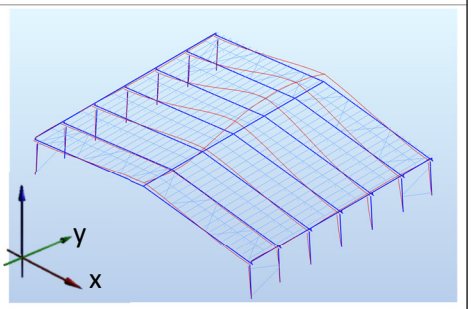
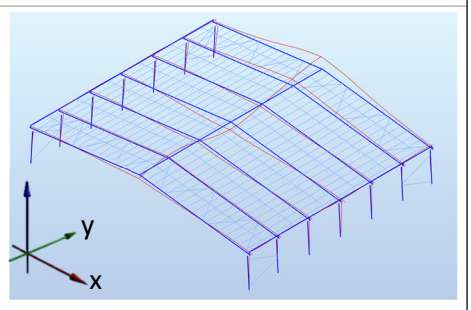
Assim sendo, aceitou-se os 186 modos, como sendo uma amostra de modos compatível com as condições impostas no eurocódigo. Dos 83 modos globais, apresentam-se na Tabela 4.5, seis deles.

As frequências naturais da estrutura variam entre os 0.81Hz e os 2.92Hz. Estas frequências mostram que a estrutura tem um comportamento dentro do normal, sendo que as frequências naturais típicas dos edifícios variam entre os 2Hz e os 5Hz.

O vento atua numa gama de frequências muito baixa, entre os 0.1Hz e o 1Hz. A estrutura em estudo tem frequências naturais nesta gama de valores, por isso, o vento pode ser condicionante, caso a estrutura entre em ressonância.

Ao invés, o sismo tem frequências de ordem mais elevada: 0.5Hz a 5Hz. Em Portugal há dois cenários sísmicos com respetivas frequências: sismos afastados, cuja frequência fundamental ronda os 1Hz, com a componente vertical pouco importante quando comparada com a componente horizontal; e os sismos próximos, cuja frequência ronda os 3.5Hz, e onde a componente vertical pode chegar a atingir a magnitude da componente horizontal. A estrutura tem parte dos seus modos com frequência natural neste intervalo. No entanto, como o sismo é uma força que atua sobre a massa, e o edifício, devido ao facto de ser uma estrutura metálica, tem massa reduzida, muito provavelmente não será a ação condicionante, sendo que se espera que sejam mais relevantes os espectros do sismo afastado do que os efeitos do sismo próximos.

Tabela 4.5 - Representação dos 2 modos principais em cada direção

Modo	Dir.	f (Hz)	T (s)	Mn*x (%)	Mn*y (%)	Mn*z (%)	Ilustração
1	y	0.81	1.24	0.000	84.490	0.000	
14	x	1.25	0.80	59.020	0.000	0.020	
15	x	1.29	0.78	6.830	0.000	0.010	
62	z	1.73	0.58	0.020	1.090	18.370	
66	z	1.78	0.56	0.010	1.030	10.230	
88	y	1.93	0.52	0.000	2.270	1.370	

4.3. ANÁLISE GLOBAL

Em estruturas metálicas, há dois tipos de análise possíveis para a determinação dos esforços: análise de primeira ordem, na qual se considera a geometria inicial da estrutura; e análise de segunda ordem, na qual se tem de considerar a influência da configuração deformada da estrutura.

Efetua-se uma análise de primeira ordem sempre que os efeitos da configuração deformada da estrutura forem desprezáveis. Estes efeitos são desprezáveis quando a estrutura é de nós fixos, isto é, quando αcr – fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modelo global – satisfaz uma das seguintes condições:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \; para \; a \; análise \; elástica$$

O valor de αcr pode ser determinado pela equação 4.4.

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} x \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \qquad 4.4$$

Nesta equação, H_{Ed} é o valor de cálculo da reação horizontal na base do piso, provocada pelas cargas horizontais aplicadas e fictícias, V_{Ed} é o valor de cálculo da carga vertical total aplicada na estrutura; h é a altura do piso e, por último, $\delta_{H,Ed}$ é o deslocamento horizontal no topo do piso, medido em relação à sua base, para o valor de cálculo das cargas horizontais aplicadas e fictícias.

As cargas fictícias ao nível de cada piso são resultado das imperfeições globais essencialmente devido à falta de verticalidade - ø. Estes efeitos podem ser ignorados no cálculo de α_{cr} sempre que $H_{Ed} \geq 0{,}15V_{Ed}$. Para cada combinação determinou-se a necessidade de considerar ou desprezar estas cargas fictícias e, nas combinações em que era necessário considerá-las, calculou-se a resultante destas forças e aplicou-se à estrutura. Por simplificação, as forças fictícias na direção x foram aplicadas nos 7 pórticos apenas num dos pilares, enquanto as forças fictícias na direção y foram aplicadas no pórtico central nas duas extremidades. A direção longitudinal é a designada direção y e a direção do plano é designada como direção x, tal como se pode ver na Tabela 4.5.

Após a aplicação das carga fictícias nas combinações que assim o exigiram, retiraram-se novamente os esforços, os deslocamentos e calculou-se o valor de α_{cr} , para as direções x e y. Todos os cálculos envolvidos na determinação do valor de α_{cr} foram realizados com recurso ao software Microsoft Excel, no qual foram desenvolvidas tabelas devidamente programadas para o efeito, partindo dos resultados extraídos do Robot.

Concluiu-se que a estrutura se classifica como estrutura de nós móveis apenas em 8 das 258 combinações de cálculo, na direção x (cuja ação de base é a sobrecarga, a neve e a temperatura), e apenas em 2 combinações na direção y (cuja ação de base é a temperatura) (Tabela 4.6). Todas estas combinações em que a estrutura se classifica como estrutura de nós móveis sáo combinações do estado limite de utilização. No anexo A2 encontram-se tabelas com o cálculo de α_{cr} para as primeiras 12 combinações de cálculo. Realizaram-se os cálculos para todas as combinações, no entanto apenas se anexa a das 12 primeiras.

Conforme a classificação da estrutura, foi necessário proceder a novas alterações no carregamento da mesma. Nas combinações em que esta se classifica como de nós fixos não foi necessário proceder a qualquer alteração. Por outro lado, nas combinações em que a estrutura foi classificada como de nós

móveis, ou seja, estrutura com deslocamentos laterais, teve de se contemplar os efeitos de segunda ordem associados a esses deslocamentos devido à presença de cargas verticais. Esses efeitos podem ser, de uma forma simplificada, calculados através da amplificação dinâmica das cargas horizontais e fictícias aplicadas na estrutura. Esta amplificação faz-se através do fator da expressão 4.5. Esta amplificação só é válida para valores de $\alpha_{cr} \geq 3$. Quando esta condição não é verificada, procede-se a uma análise de segunda ordem mais rigorosa. Nalgumas combinações (em que o α_{cr} está assinalado a vermelho) obteve-se $\alpha_{cr} < 3$, no entanto, tomou-se a decisão de calcular o fator pela mesma equação e amplificar as ações, na condição de que se alguma destas fosse uma combinação condicionante, a análise para essa combinação seria uma análise de segunda ordem mais rigorosa.

$$\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr}}} \qquad 4.5$$

Na Tabela 4.6 encontram-se identificadas as combinações para as quais a estrutura se classifica como estrutura de nós móveis e respetivos alfas críticos.

Tabela 4.6 - Combinações cuja estrutura se classifica como Estrutura de nós móveis

Combinação	Direção x	Combinação	Direção x
	Alfa cr		Alfa cr
33 - ELS_Sob	1.73	177 - ELU2_SobD_N1_V90_TempUI	8.58
34 - ELS_Neve1	1.66	178 - ELU2_SobD_N1_V90_TempUV	7.74
35 - ELS_Neve2	1.79	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	8.70
36 - ELS_Neve3	1.63	180 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDV	7.64
38 - ELS_Vento_90	9.87	193 - ELU2_SobD_N2_V90_TempUI	8.37
39 - ELS_Temp_Unif	1.88	194 - ELU2_SobD_N2_V90_TempUV	7.58
40 - ELS_Temp_Unif_Verao	1.65	195 - ELU2_SobD_N2_V90_TempDI	8.49
41 - ELS_Temp_Dif_Inv	1.93	196 - ELU2_SobD_N2_V90_TempDV	7.49
42 - ELS_Temp_Dif_Verao	1.57	209 - ELU2_SobD_N3_V90_TempUI	9.39
57 - ELU1_SobD_N1_V90_TempUI	9.79	210 - ELU2_SobD_N3_V90_TempUV	8.41
58 - ELU1_SobD_N1_V90_TempUV	8.78	211 - ELU2_SobD_N3_V90_TempDI	9.55
59 - ELU1_SobD_N1_V90_TempDI	9.94	212 - ELU2_SobD_N3_V90_TempDV	8.28
60 - ELU1_SobD_N1_V90_TempDV	8.67	286 - ELU_S1_1X_-0.3Y	1.73
73 - ELU1_SobD_N2_V90_TempUI	9.54	287 - ELU_S1_0.3X_1Y	1.79
74 - ELU1_SobD_N2_V90_TempUV	8.60	288 - ELU_S1_0.30X_-1Y	1.79
75 - ELU1_SobD_N2_V90_TempDI	9.69	289 - ELU_S2_1X_0.3Y	2.89
76 - ELU1_SobD_N2_V90_TempDV	8.50	290 - ELU_S2_1X_-0.3Y	1.73
90 - ELU1_SobD_N3_V90_TempUV	9.75	291 - ELU_S2_0.3X_1Y	1.73
92 - ELU1_SobD_N3_V90_TempDV	9.61	292 - ELU_S2_0.30X_-1Y	1.73

4.4. ANÁLISE DA RESPOSTA ESTRUTURAL – ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

No final do processo de modelação foram definidas 258 combinações de ações, de acordo com o descrito no capítulo 3, tendo se alcançado os resultados necessários para as verificações da estrutura.

Na análise das estruturas, mais especificamente na avaliação das diversas resistências, adotaram-se os seguintes coeficientes parciais de segurança para edifícios γ_{Mi}, conforme a resistência que se estava a determinar.

$\gamma_{M0} = 1$ – resistência das secções transversais;

$\gamma_{M1} = 1$ – resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura;

$\gamma_{M2} = 1{,}25$ – resistência das secções transversais;

4.4.1. VERIFICAÇÃO SECCIONAL

A verificação seccional é a que trata da verificação da resistência das secções transversais. Esta verificação inicia-se com a classificação das secções em 4 classes diferentes e segue com a verificação da resistência.

A classificação de secções procede-se de acordo com o quadro 5.2 do EC3. Há 4 classes de secções, sendo que a classe 1 e 2 admitem uma análise plástica e a classe 3 e 4 uma análise elástica, com o pormenor de que na classe 4, devido a fenómenos de encurvadura local, é necessário proceder-se a redução da secção. A determinação da classe de uma dada secção depende, de um modo genérico, da relação entre a largura e a espessura dos seus componentes comprimidos. Os banzos e a alma de uma dada secção são classificados separadamente, sendo que a classe da secção é a maior das duas classes identificadas.

A posição do eixo neutro de uma secção depende dos esforços nelas instalados. Uma secção sujeita apenas a esforço axial apresenta um diagrama de tensões constante. Para uma secção em flexão pura, ou seja onde apenas existe momento fletor, o diagrama de tensões é simétrico em relação ao ponto onde as tensões se anulam e que se situa na reta que passa pelo centro de gravidade da secção. Numa secção sujeita a esforço axial e momento, o diagrama deixa de ser simétrico, resulta da soma dos 2 diagramas de tensões referidos. Como tal o resultado é um diagrama cujo eixo neutro sofre uma translação no sentido das trações.

Todas as secções analisadas apresentam momento em duas direções: My e Mz. Por este motivo, seria de esperar que ambos os eixos se movessem e o diagama de tensões não fosse simétrico. No entanto, na direção z desprezou-se o eifeito do momento para posição do eixo neutro, uma vez que os valores de Mz são muito reduzidos quando comparados com os valores dos momentos fletores My. Como regra, decidiu-se que seria efetuada esta abordagem sempre que $Mz \leq 0.10My$.

Na avaliação da resistência das secções, desprezou-se o agravamento dos momentos fletores devido ao esforço transverso, uma vez que este último era inferior a 50% do esforço transverso resistente.

4.4.2. VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE

Seguindo uma linha de raciocínio, o próximo passo do projetista é verificar a estabilidade dos elementos constituintes da estrutura em análise. A análise de estabilidade realizou-se tendo por base a secção 6.3 do EC3[13].

Nesta fase, houve importantes decisões a ser tomadas. Os elementos não são uniformes em altura e o eurocódigo não especifica a metodologia de cálculo a adotar. Refere que *"na determinação da resistência à encurvadura de elementos de secção variável (…) poderá efetuar-se uma análise de segunda ordem (…)"* [14]. Decidiu-se fazer uma análise de primeira ordem verificando a estabilidade para 3 secções distintas em cada elemento: as duas secções extremas e a secção central do elemento em estudo, assumindo-as constantes em altura.

Para cada secção determinaram-se os esforços máximos de compressão, momento segundo y e momento segundo z, tanto para as vigas como para os pilares, sendo que na base os pilares estão apenas sujeitos a esforços de compressão. As combinações condicionantes e esforços de cálculo correspondentes são os apresentados na Tabela 4.7.

[13] NP EN 1993 1- 1 2010

[14] NP EN 1993-1-1 2010, tópico 6.3

Tabela 4.7 - Identificação das combinações mais condicionantes na verificação de estabilidade e esforços correspondentes

	Comb.	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	A. Sec.	A. Estab.
Comb. Base dos pilares	177 - ELU2_SobD_N1_V90_TempUI	**310.66**	-3.38	-250.71	0.10	0.00	0.01	x	x
	134 - ELU1_Vento90_N2_TempUV	121.66	**121.33**	-47.88	-0.17	0.00	-0.01	x	-
	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	294.54	-0.09	**-292.83**	0.00	0.00	0.00	x	-
Comb. Topo dos pilares	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	**280.72**	3.53	-267.10	-0.03	-1 684.43	-2.83	x	x
	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	-151.72	0.34	163.27	0.01	**1 040.46**	-2.15	x	x
	126 - ELU1_Vento0_N3_TempUV	-45.97	5.11	54.98	-5.72	347.14	**15.62**	x	x
	125 - ELU1_Vento0_N3_TempUI	-40.16	**43.15**	50.74	-3.59	331.74	11.05	x	-
	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	279.70	-0.09	-275.50	0.00	**-1 821.55**	0.55	x	x
Comb. Meio dos pilares	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	**295.10**	16.32	-262.50	-1.11	-835.26	7.29	x	x
	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	287.97	-0.09	-284.11	0.00	**-924.67**	0.27	x	x
	133 - ELU1_Vento90_N2_TempUI	190.08	42.45	-145.71	-3.21	-456.37	**13.27**	x	x
	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	-145.05	0.34	162.31	0.01	**518.63**	-1.08	x	x
Comb. Extremidade das vigas	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	**320.22**	-0.63	220.64	-0.43	-1 986.19	-0.54	x	x
	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	-182.53	-0.16	-123.71	1.93	**1 135.49**	0.69	x	x
	137 - ELU1_Vento90_N3_TempUI	-0.31	-13.80	-0.82	0.14	-0.24	**5.08**	x	x
	125 - ELU1_Vento0_N3_TempUI	-53.42	**46.65**	-32.68	11.03	361.07	-1.10	x	-
	180 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDV	306.15	-0.58	**223.13**	-0.57	-1 887.11	-0.27	x	-
Comb. Cumeeira	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	**373.18**	10.95	-44.74	-0.10	98.81	-5.42	x	x
	180 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDV	271.66	0.45	-28.85	-0.02	**263.19**	0.70	x	x
	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	372.68	-13.06	-47.41	0.10	98.62	**6.60**	x	x
	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	87.86	**17.03**	-15.37	-0.40	133.01	-4.67	x	-
Comb. Meio das vigas	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	**330.50**	-1.06	77.34	0.05	-90.09	3.98	x	x
	195 - ELU2_SobD_N2_V90_TempDI	140.61	-0.12	55.25	0.03	**-155.30**	-4.60	x	x
	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	31.74	1.37	-13.46	-0.03	81.64	**5.88**	x	x
	244 - ELU2_Vento0_N2_TempDV	46.37	-1.54	-13.00	0.03	**138.60**	-5.62	x	x

Para a análise dos elementos, é necessário conhecer a respetiva rigidez com o objetivo de obter os comprimentos de encurvadura no plano. Como são elementos de secção variável, recorreu-se ao software Robot através do qual, com a modelação de um único pórtico, se aplicaram momentos concentrados na cumeeira e na extremidade do pilar, separadamente, e se obteve a rotação. Com o momento e a rotação determinou-se a rigidez através da equação 4.6.

$$K = \frac{M}{\theta} \tag{4.6}$$

$$K_{pilar} = 142\,857{,}00\ kN/m$$

$$K_{viga} = 43\,478{,}30\ kN/m$$

Os comprimentos de encurvadura no plano foram calculados de acordo com o Método de Wood, para pórticos com e sem deslocamentos laterais, conforme as combinações analisadas sejam de nós móveis ou de nós fixos.

Na direção fora do plano, a determinação dos comprimentos de encurvadura não é tão linear. Nos pilares, como existem longitudinalmente tubos que os unem, considerou-se que Lcr=L. Mas, nos pórticos da estremidade, para além deste travamento, existem no topo do pilar 2 tubos de travamento lateral que alteram o comprimento de encurvadura. Uma vez que estes não estão coincidentes com o eixo do pilar e, portanto, ter-se-ia de considerar excentricidades, decidiu-se desprezar o efeito deste travamento, sendo que, dessa forma, se está do lado da segurança.

Há também travamentos a ter em atenção nas vigas dos dois pórticos de cada extremidade do edifício. Nestas, o comprimento de encurvadura é igual à maior distância entre os elementos de travamento, ou seja, 8.63m. Nas restantes vigas, as que fazem parte dos três pórticos centrais, o comprimento de encurvadura não é mais do que o comprimento total, isto é, 24.60m.

Na verificação da estabilidade lateral das vigas, os comprimentos de encurvadura foram determinados analisando a estrutura e considerando o efeito de travamento que as madres têm, uma vez que estas integram o sistema de contraventamento. Uma madre funciona como travamento quando a parte da secção à qual esta se liga está comprimida. Na estrutura existem cantoneiras (Figura 4.8) que fazem a ligação do banzo inferior das vigas às madres, espaçadas de 3m, isto é, madre sim, madre não. Estas têm por função garantir que, pelo menos de 3m em 3m as vigas estão travadas, limitando o comprimento de encurvadura a 3m. Considerou-se que não havia necessidade de modelar estes elementos, apesar de serem considerados nesta análise.

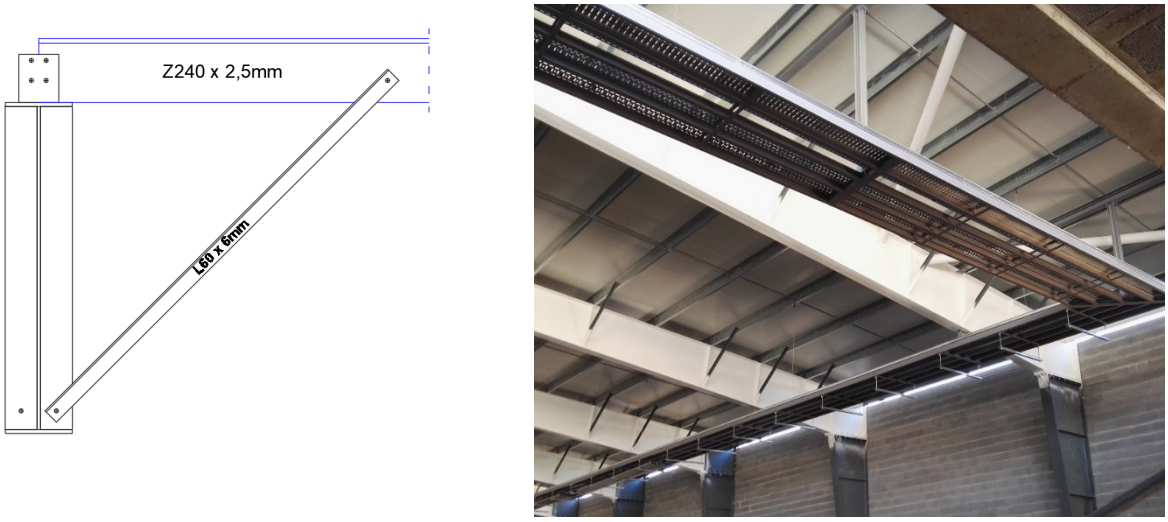


Figura 4.8 - Travamento rígido em relação à torção com recurso a cantoneiras 60x6mm

No anexo A.3, encontram-se as tabelas detalhadas com todo o processo de verificação seccional e de estabilidade.

4.5. ANÁLISE DA RESPOSTA ESTRUTURAL – ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Uma estrutura, no seu funcionamento diário, tem de garantir o conforto dos seus utilizadores. Para isso, o EC0 e o EC3 impõem limites de deformações e de vibrações.

4.5.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Para as deformações verticais, o anexo nacional define que, em "coberturas em geral", como o caso da cobertura em estudo, a flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios terá de ser inferior ou igual a L/200. Além disso, o valor da variação da flecha da viga devido à ação variável de base associada aos valores das combinações das restantes ações variáveis, poderá no máximo ser igual a L/250.

Analisando cada uma das vigas, o comprimento L é 24,60m, logo os limites de deformação são os seguintes:

$$\delta max(cm) \leq \quad 12.30$$

$$\delta 2max(cm) \leq \quad 9.84$$

Os valores dos deslocamentos em cada viga para as diversas combinações e cargas consideradas, verificam com uma os limites mencionados. Optou-se, então, por fazer essa verificação não para cada uma das vigas, mas sim como se as duas vigas que compõem cada pórtico fossem uma só e os pilares os apoios.

Para esse caso, o vão que separa os apoios é de 49m, logo L=49m e, portanto, os valores limite de deslocamento são os seguintes:

$$\delta max(cm) \leq \quad 24.50$$

$$\delta 2max(cm) \leq \quad 19.60$$

Para esta consideração, os valores dos deslocamentos continuam a cumprir os requisitos. No entanto, a margem com que o δ_2 é verificado é menor, uma vez que se obtiveram valores do deslocamento na ordem dos 14cm. Estes valores mais elevados são verificados para a ação de base vento incidente na direção de 0º com sentido de 180º.

Concluiu-se que, apesar da estrutura ter uma contraflecha, quantificada aquando da construção, esta não era necessária, pois a soma de δ_2 com δ_1 era inferior ao limite de δ_{max}.

4.5.2. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os deslocamentos horizontais máximos permitidos, caso não haja indicação contrária do dono de obra, são de h/150[15], para pórticos sem aparelhos de elevação, como é o caso. Neste edifício, h, que é a altura do pilar, é 6.425m.

$$\delta max(cm)=h/150 \leq \quad 4.28$$

$$\delta x \text{ (ELS_Temp_Dif_Verao)(cm)}= \quad 1.126$$

$$\delta y \text{ (ELS_Vento_90)(cm)}= \quad 0.385$$

Os deslocamentos máximos verificados nas estrutura, nas duas direções do plano, são devidos ao vento e à temperatura, respetivamente na direção y e na direção x. Ambos são inferiores ao deslocamento máximo definidos na norma. Desta forma, pode afirmar-se que a estrutura tem um bom comportamento quanto aos deslocamentos horizontais.

4.5.3. EFEITOS DINÂMICOS

A verificação das acelerações verticais máximas pode ser desprezada sempre que as frequências naturais de vibração da estrutura, associadas a modos verticais, sejam superiores a 3Hz. Como as frequências dos diversos modos de vibração da estrutura variam entre 0.81Hz e 3.15Hz, esta verificação não pode ser desprezada.

Os edifícios, segundo definido no anexo nacional, podem sofrer no máximo acelerações verticais de 0.02g=0.1962m/s^2. No edifício em estudo calculou-se a aceleração, de forma simplificada, através da equação 4.7.

$$d = \frac{a}{w^2} \text{ e } w = 2x\Pi xf \text{ logo:}$$
$$a_{max} = 4.\Pi^2 x f^2 x \delta_{max} \qquad 4.7$$

Considerou-se que a estrutura entrava em ressonância no 1º modo, por isso considerou-se a frequência desse mesmo modo – f=0.80799 Hz. Seguidamente, determinaram-se os deslocamentos máximos para as duas combinações do vento no estado limite de utilização e calcularam-se as acelerações máximas verificadas. Obtiveram-se as seguintes acelerações:

$$a_{max}\text{(ELS-Vento 0º)}= \quad 1.330 \text{ m/s}^2$$

[15] Definido na NP EN 1993-1-1

$$a_{max}(\text{ELS-Vento } 90º) = \quad 2.023 \text{ m/s}^2$$

As acelerações não satisfazem o definido no anexo nacional do EC3[16]. No entanto, o EC3 define aquele valor máximo de aceleração para pisos, onde acelerações um pouco mais elevadas causam o desconforto dos utilizadores. Como as acelerações calculadas na estrutura em estudo se verificam ao nível da cobertura, onde não circulam pessoas, a não ser esporadicamente para manutenção, o limite não é tão restrito. Visualmente a presença destas acelerações pode ser percetível, mas não perturba a circulação dos utilizadores dentro das instalações. Nota-se que o cálculo realizado é extremamente conservativo, correspondendo à assunção de que os deslocamentos calculados estão associados integralmente à vibração da estrutura no modo fundamental. Na realidade, uma componente importante da ação do vento e, portanto dos deslocmanetos, é estática. Os deslocamentos foram determinados através de forças estáticas equivalentes de carácter dinâmico e ressonantes em cada modo de vibração.

[16] NP EN 1993-1-1 2010, Anexo Nacional

5
DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Uma vez concluído o tratamento dos resultados dos cálculos realizados com o software de cálculo Robot resta analisá-los. Seguidamente à realização das verificações seccionais e de estabilidade referidas no ponto 4.4, procede-se então, neste capítulo, à análise dos resultados das verificações efetuadas para as combinações selecionadas.

A designação atribuída a cada combinação seguiu um determinado modelo. Para os estados limite últimos as designações são ELU1_Ação de base_Restantes ações ou ELU2_Ação de base_Restantes ações, conforme as ações permanentes sejam favoráveis ou desfavoráveis, respetivamente. Nas combinações relativas aos estados limite de utilização, combinações frequentes, a designação de cada combinação foi ELS_Ação de base. Não houve qualquer diferenciação entre ações permanentes favoráveis ou desfavoráveis porque o coeficiente dessas, neste estado limite, é sempre igual.

Tendo em conta as combinações analisadas (Tabela 4.7) e os resultados obtidos, pode concluir-se que a ação mais condicionante é a ação de base sobrecarga distribuida, seguida da ação de base vento. A ação do sismo não foi, de forma alguma, a condicionante, o que era expectável. Trata-se de uma estrutura metálica, estrutura que por si só é leve, e, portanto mais sensível à ação do vento do que do sismo.

A autora desta dissertação criou tabelas no Microsoft Office Excel, que a ajudaram na verificação das resistências das secções. Esta ferramenta de apoio foi criada com o objetivo de sistematizar os cálculos e, consequentemente, reduzir o tempo de análise. Desenvolveu-se um modelo tipo de folha, com a capacidade de classificar cada secção, com base nas características desta e nos esforços aí gerados. Seguidamente, de acordo com a classificação, desenvolveu-se uma análise plástica ou elástica. No entanto, não foi desenvolvida a capacidade de ver quais os esforços nulos e interromper a sua verificação desnecessária. Portanto, há tabelas em que a verificação de momentos é realizada sem qualquer necessidade, uma vez que estes são praticamente nulos.

5.1. ANÁLISE SECCIONAL DOS PÓRTICOS – ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A análise dos elementos constituintes dos pórticos, realizou-se não para todas as combinações, mas para as combinações mais gravosas em cada extremidade dos elementos (viga e pilar), tal como referido em 4.4.1.

5.1.1. PILARES

Na análise dos pilares, determinaram-se quais os pilares em que os esforços eram máximos na base e quais os que apresentam esforços máximos no topo. Daí resultou a análise das secções dos pilares da Figura 5.1.

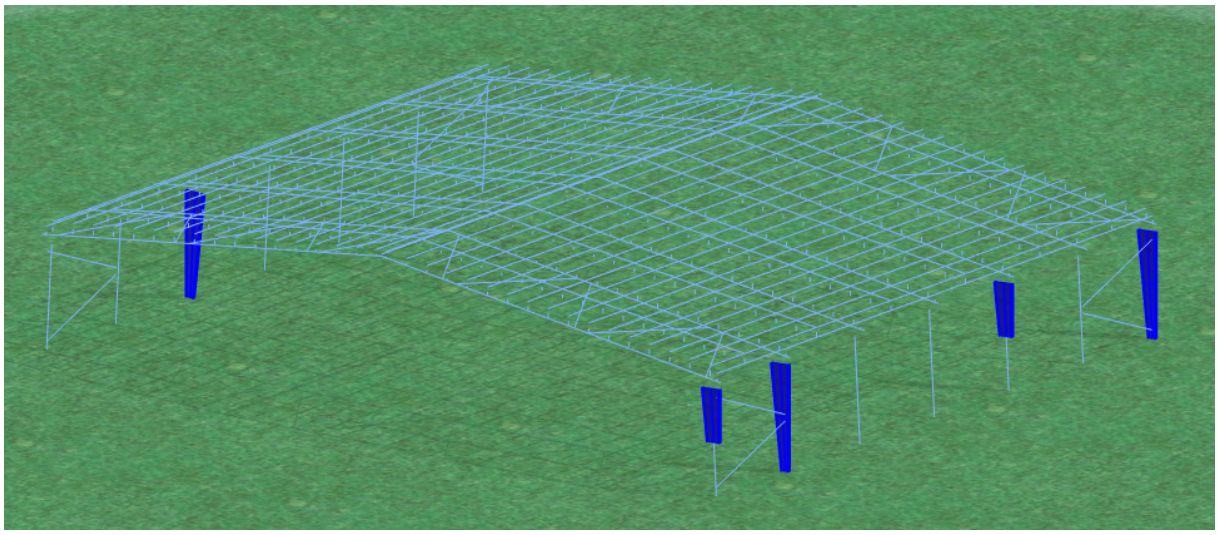


Figura 5.1 - Pilares cujas secções foram analisadas - imagem virtual retirado do software Robot

As secções da base dos pilares estão apenas submetidas a esforços axiais e transversos, nas duas direções, sendo os valores dos momentos praticamente nulos. Nestas condições, a análise da secção versa apenas o esforço axial de compressão e o esforço transverso. Estas secções foram classificadas como classe 3, pelo que as verificações foram realizadas em regime elástico.

Por sua vez, as secções de topo dos pilares estão sujeitas a esforço axial, esforço transverso e momento nas duas direções, apesar de que na direção Z o momento é muito mais reduzido que na direção Y. Assim, a análise destas secções incide sobre o esforço axial de compressão ou tração, conforme as secções, os esforços transversos e os momentos (flexão composta). As secções de topo classificam-se maioritariamente como classe 3, análise elástica, à exceção duma delas que se classifica como classe 4, duma que se classifica comoclasse 1 e outra como classe 2. Uma acentuada redução da altura da secção de 290mm transformaria a secção numa classe 3, igualmente resistente aos esforços.

Os esforços condicionantes nos pilares são os momentos segundo a direção y e os esforços transversos nessa mesma direção. Apesar de condicionantes, a resistência das secções está muito longe de ser atingida, como se pode ver nas tabelas de cálculo anexas, a relação dos esforços atuantes com os esforços resistentes atinge no máximo 0.898 ($M_{Ed,y}/M_{c,Rd}$ na combinação 179 na secção de topo do pilar).

5.1.2. VIGAS

Na análise das vigas, identificaram-se as vigas sujeitas a esforços máximos na base e no topo (cumeeira do pórtico). Daí resultou a análise das secções das vigas assinaladas na Figura 5.2.

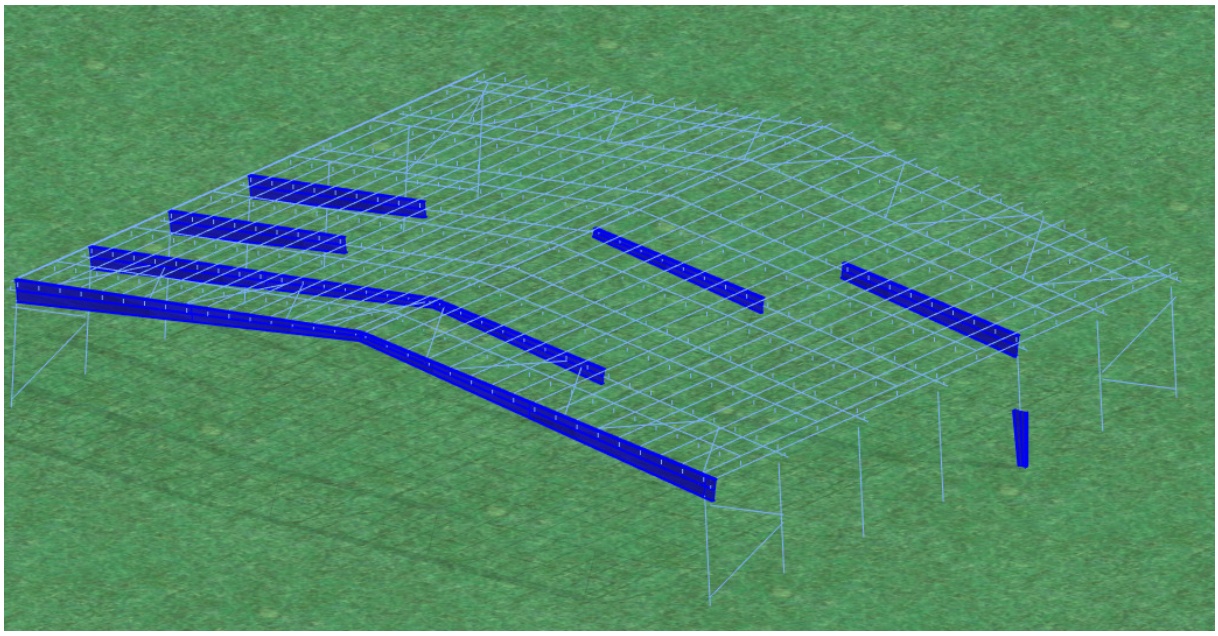


Figura 5.2 - Vigas cujas secções foram analisadas - imagem virtual retirado do software Robot

As diversas secções das vigas, tal como no topo dos pilares, estão sujeitas a esforços axiais, transversos e momentos. Os momentos na direção Y são muito superiores aos momentos segundo Z, mas optou-se, mesmo assim, por recorrer às verificações da flexão composta.

Ao serem classificadas as secções, concluiu-se que as secções extremas das vigas se classificam como classe 3, à exceção de uma que se classifica como classe 4, ocorrendo, em consequência disso, redução de secção. Se a altura da secção reduzisse de 1235mm para 1050mm e a espessura da alma de 12mm para 14mm esta classificar-se-ia em classe 3. A alteração da secção de extremidade das vigas implicaria passar a ter secções de classe 2. Por sua vez, as secções da cumeeira, classificam-se desde classe 2 à classe 3.

A alteração que era necessária fazer para que no máximo as secções se classificassem como classe 3 não parece ser uma boa opção. Ao ser diminuída a secção de extremidade e, mantidas as restantes secções que compõem as vigas, estas ficariam desproporcionais, sendo que não haveria uma continuidade do eixo médio da viga em alçado, logo ter-se-iam de adotar medidas compensatórias na cobertura para que esta ficasse com inclinação constante.

Pode então concluir-se que, para o carregamento mais desfavorável, as vigas classificam-se como classe 4, tal como os pilares.

5.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS PÓRTICOS – ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Na análise da resistência de um dado elemento à encurvadura, os esforços a que ele está sujeito influenciam o tipo de verificação de estabilidade a efetuar. Se o elemento estiver sujeito apenas a esforço axial de compressão, realiza-se uma análise de estabilidade à compressão, em que Ned≤Nb,Rd. Se o elemento estiver sujeito a esforço axial de tração e momentos fletores, ou simplesmente sujeito a momentos fletores (ou seja, apenas sujeito a flexão) realiza-se uma análise de estabilidade à encurvadura lateral por flexão, em que Med≤Mb,Rd. Por sua vez, se o elemento estiver sujeito a esforços de flexão e compressão, então procede-se a uma análise de estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta. Para esta análise é necessário, em primeira estância, verificar a estabilidade do elemento sujeito a compressão, nas duas direções, pois estes valores serão necessários posteriormente para as equações 6.61 e 6.61 do EC3[17].

Neste trabalho não se procedeu a uma análise de 2ª ordem, mas sim à verificação simplificada preconizada no EC3 considerando que os elementos são de secção constante. Tendo em conta que, a maioria das combinações condicionantes da estrutura tem o comportamento de uma estrutura de nós fixos, realizaram-se as verificações de estabilidade considerando um elemento de secção constante igual a cada uma das 3 secções anteriormente referidas: secções extremas e secção intermédia.

5.2.1. PILARES

Os pilares verificaram a estabilidade para qualquer uma das 3 secções consideradas. No entanto, pode observar-se que, na consideração da secção de topo, os valores obtidos na resistência à encurvadura lateral são superiores aos mesmos valores obtidos quando considerada a secção intermédia. Apesar de superiores aos outros, são inferiores a 1, o que mostra que, apesar de se estar a ser conservativo na análise, a segurança à encurvadura é verificada.

Nas secções sujeitas a compressão e onde se analisou a estabilidade à encurvadura no plano e fora deste, obtiveram-se cocientes ($N_{Ed}/N_{b,Rd}$) muito inferiores a 1, no intervalo de 0.05 a 0.23, o que é muito baixo, o que significa não haver problemas de encurvadura.

5.2.2. VIGAS

Nas vigas a verificação da estabilidade não foi tão fácil de efetuar, devido à dificuldade de determinar o valor dos coeficientes C1 e C2 referentes ao diagrama de momentos. Todas as combinações originam esforços que satisfazem os critérios de estabilidade, como é observável nos cálculos em anexo.

5.2.3. VERIFICAÇÃO DOS CÁLCULOS DE ESTABILIDADE COM RECURSO AO SOFTWARE ROBOT

Na realização deste trabalho o cálculo das cargas críticas através do software Robot é uma mais valia, uma vez que permite efetuar uma comparação entre estes e os valores calculados anteriormente. Para tal, recorreu-se ao software de cálculo e, efetuando-se uma análise de encurvadura ("buckling analysis"), determinaram-se os alfas críticos[18] para cada combinação de carga, tendo sido realizada uma análise de 60 modos, devido ao facto de existirem muitos modos locais.

[17] NP EN 1993-1-1 2010

[18] "factor pelo qual as acções de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global" – NP EN 1993-1-1

Após esta análise, selecionaram-se as combinações mais suscetíveis à encurvadura por flexão composta, isto é, aquelas que apresentavam maior valor do cociente entre as ações de cálculo e as ações críticas (ver equações 6.61 e 6.62 do EC3[19]). Para estas, calcularam-se os valores dos esforços críticos da estrutura, nessa combinação de ações, através do valor de alfa crítico retirado do software (5.1).

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \qquad 5.1$$

Com os valores de cálculo e os valores dos esforços críticos, calcularam-se novamente, os cocientes que permitem avaliar a estabilidade da estrutura. No cálculo destes os valores dos fatores de interação (k_{yy}, k_{yz}, k_{zz}, k_{zy}) foram os adotados no primeiro cálculo, isto é, tendo por base os comprimentos de encurvadura inicialmente definidos.

Apresentam-se, na página seguinte, os cálculos desses mesmos cocientes para as quatro combinações selecionadas e os valores que anteriormente tinham sido calculados. Observou-se que os últimos valores calculados são muito inferiores aos calculados inicialmente sem recurso ao software. Isto significa que os cálculos efetuados inicialmente foram bastante conservativos: para os mesmos valores do numerador (valor de cálculo das ações) o cociente era maior, o que significa que o denominador (valor do carregamento crítico) era menor.

Tendo em conta que os valores do carregamento crítico calculados sem recurso ao software eram menores que os determinados com recurso ao software, pode afirmar-se que a análise realizada inicialmente, considerando as 3 secções diferentes de cada elemento, foi uma análise conservativa. Os valores de alfa críticos são inferiores a 10, pois as combinações para as quais se está a fazer esta verificação, são combinações para as quais a estrutura se classifica como de nós móveis, tal como indicado anteriormente.

[19] NP EN 1993-1-1 (pág.76)

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta- Viga_Extremidade_179

	Combinação	Alfa crítico	Esforços críticos				
			N	Vy	Vz	My	Mz
Viga Extrem.	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempD	8.53	2 731.48	-5.37	1 882.06	-16 942.20	-4.61

Kyy= 0.413
Kyz= 0.481
Kzz= 0.481
Kzy= 0.330

Esforços de cálculo				
N	Vy	Vz	My	Mz
320.22	-0.63	220.64	-1 986.19	-0.54

Eq. 6.61 do EC3-1-1 = 0.22 | Eq. 6.62 do EC3-1-1 = 0.21
Valores inicialmente calculados = 0.58 | 0.75

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta- Viga_Extremidade_180

	Combinação	Alfa crítico	Esforços críticos				
			N	Vy	Vz	My	Mz
Viga Extrem.	180 - ELU2_SobD_N1_V90_TempD	9.50	2 908.43	-5.51	2 119.74	-17 927.55	-2.57

Kyy= 0.412
Kyz= 0.478
Kzz= 0.478
Kzy= 0.330

Esforços de cálculo				
N	Vy	Vz	My	Mz
306.15	-0.58	223.13	-1 887.11	-0.27

Eq. 6.61 do EC3-1-1 = 0.20 | Eq. 6.62 do EC3-1-1 = 0.19
Valores inicialmente calculados = 0.55 | 0.71

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta- Pilar_Topo_179

	Combinação	Alfa crítico	Esforços críticos				
			N	Vy	Vz	My	Mz
Pilar Topo	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempD	8.53	2 385.84	-0.77	-2 350.02	-15 537.82	4.69

Kyy= 0.607
Kyz= 0.450
Kzz= 0.750
Kzy= 0.364

Esforços de cálculo				
N	Vy	Vz	My	Mz
279.70	-0.09	-275.50	-1 821.55	0.55

Eq. 6.61 do EC3-1-1 = 0.24 | Eq. 6.62 do EC3-1-1 = 0.25
Valores inicialmente calculados = 0.92 | 0.72

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta- Pilar_Intermédio_179

	Combinação	Alfa crítico	Esforços críticos				
			N	Vy	Vz	My	Mz
Pilar Intermédio	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempD	8.53	2 517.20	139.21	-2 239.13	-7 124.77	62.18

Kyy= 0.617
Kyz= 0.459
Kzz= 0.765
Kzy= 0.370

Esforços de cálculo				
N	Vy	Vz	My	Mz
295.10	16.32	-262.50	-835.26	7.29

Eq. 6.61 do EC3-1-1 = 0.24 | Eq. 6.62 do EC3-1-1 = 0.25
Valores inicialmente calculados = 0.74 | 0.61

5.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA

A fim de verificar melhoramentos à solução estrutural adotada, há parâmetros que podem ser alterados nesta estrutura sem prejudicar o fim para a qual foi construída. São exemplos desses parâmetros a alteração do contraventamento da estrutura ou a alteração do sistema de cobertura, por exemplo.

5.3.1. ALTERAÇÃO DO CONTRAVENTAMENTO

A estrutura, tal como já referido anteriormente, é sensível à ação do vento nas duas direções do plano. Verificou-se que a estrutura é menos rígida na direção perpendicular aos pórticos do que na direção do pórtico – direção x, apesar de apresentar nesta direção uma dimensão (41m) inferior ao vão dos pórticos (49m). O modo fundamental de vibração da estrutura na direção y apresenta uma frequência natural na ordem dos 0.8Hz, que é relativamente reduzida e desfavorável do ponto de vista dos efeitos do vento, uma vez que o espectro da ação do vento interseta em parte o espectro de resposta da estrutura.

De forma a tornar a estrutura menos sensível à ação do vento, seria conveniente aumentar a frequência fundamental da estrutura para pelo menos 1Hz. O modo fundamental, tal como se pode analisar na Tabela 4.5, é um modo essencialmente longitudinal. Se se aumentar a rigidez da estrutura nesta direção, a frequência deste modo irá aumentar e, portanto, a estrutura ficará mais resistente à ação do vento.

Nota-se que, para a direção longitudinal, o que torna a estrutura mais ou menos rígida é o contraventamento que esta apresenta. A estrutura existente é contraventada, tal como é visível na Figura 3.2, nas dois topos do edifício. Existem duas formas simples de reforçar o contraventamento para aumentar a rigidez longitudinal: duplicar o contraventamento, colocando-o tal como representado na Figura 5.3; ou então, reforçar os perfis de contraventamento, aumentando o diâmetro destes (Figura 5.5).

Duplicação do sistema de contraventamento

Tomou-se a decisão de duplicar o contraventamento nos espaçamentos extremos (Figura 5.3). Repetindo a análise modal, mas agora nesta condições, obtiveram-se frequências de vibração diferentes.

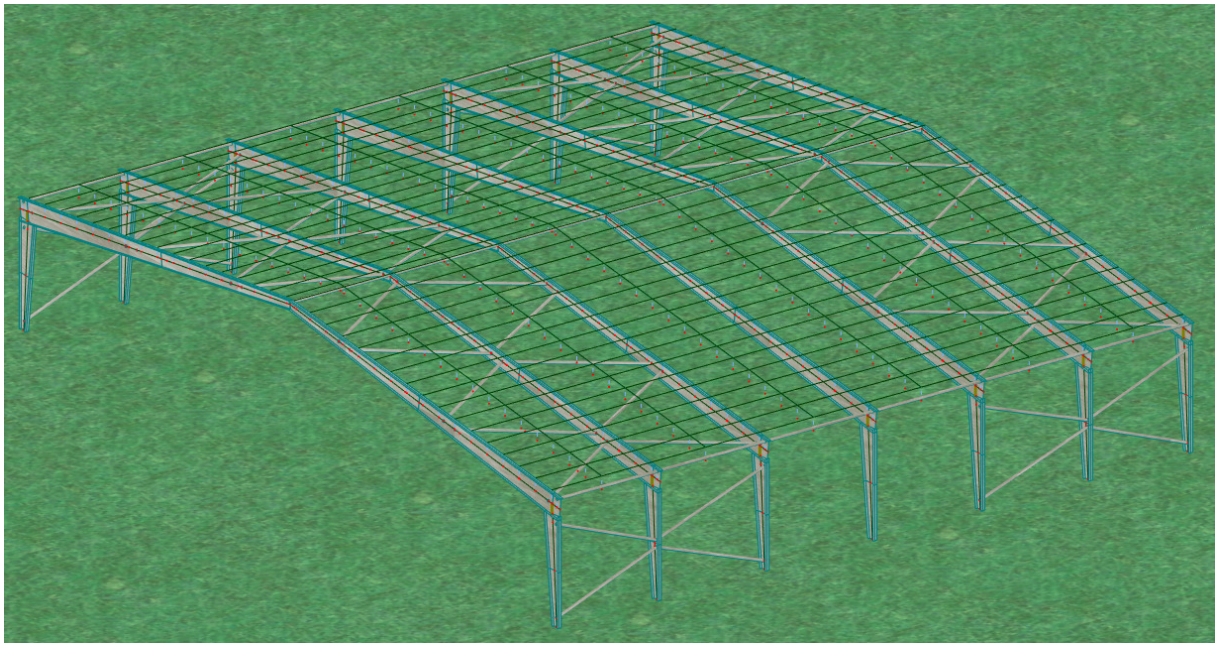


Figura 5.3 - Duplicação dos tubos de contraventamento

O modo fundamental passou a ser um modo transversal, isto é, com deslocamentos essencialmente segundo a direção do pórtico – direção x (Figura 5.4). A frequência do modo fundamental passou de 0.81Hz para 1.05Hz, ou seja, maior do que 1Hz, logo a sensibilidade da estrutura à ação do vento será menor que na estrutura inicial. Não se pode afirmar à partida que a combinação condicionante deixará de ser a que tem a ação de base vento, mas há a certeza de que o número de combinações com esta ação de base irá diminuir. Por outro lado, a frequência mais elevada de vibração da estrutura aumentou, de 3.15Hz para 3.99Hz, aumentando a sobreposição do espectro de resposta da estrutura com os espectros de frequências naturais típicas da ação do sismo.

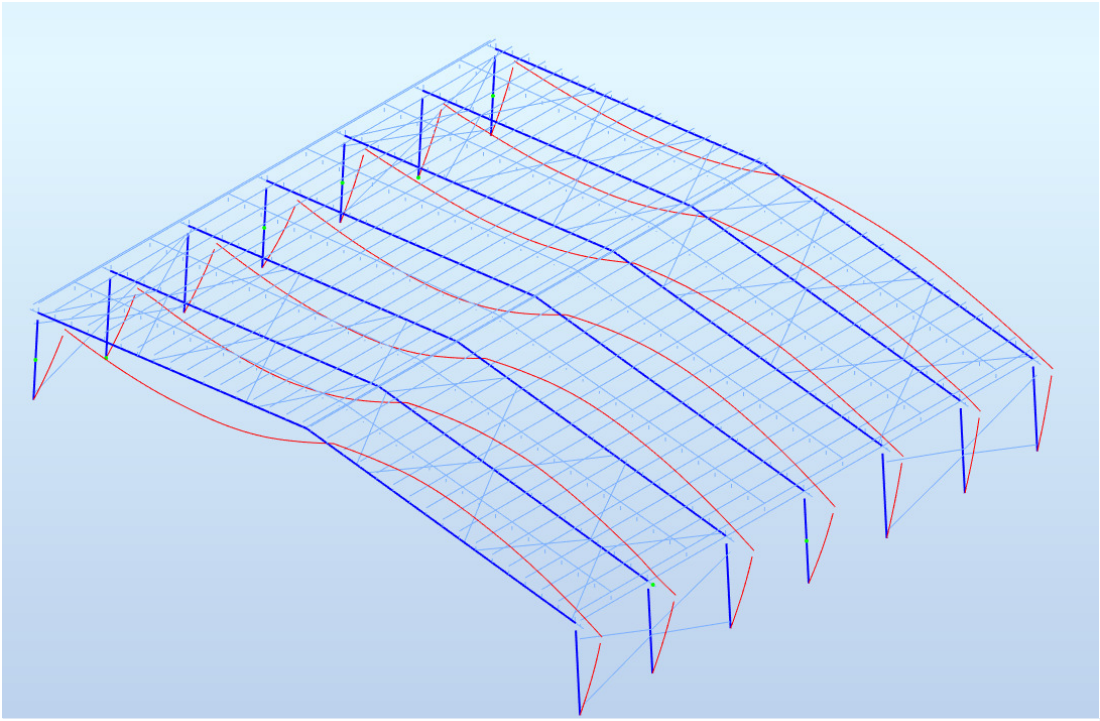


Figura 5.4 - Deformada do modo fundamental da estrutura

Esta alteração da estrutiura induz alteração dos esforços e nas respetivas combinações condicionantes. Dessa forma realizou-se uma comparação entre os esforços máximos antes e após a duplicação do contraventamento, como se apresenta na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Comparação dos esforços antes e após a alteração do contraventamento

		Antes		Depois		Variação (%)
Comb. Base dos pilares	N	177 - ELU2_SobD_N1_V90_TempUI	310.66	178 - ELU2_SobD_N1_V90_TempUV	307.51	-3.14
	Fy	134 - ELU1_Vento90_N2_TempUV	121.33	137 - ELU1_Vento90_N3_TempUI	93.74	-27.59
	Fz	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	-292.83	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	-296.42	-3.59
Comb. Topo dos pilares	N	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	280.72	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	286.06	5.34
	My+	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	1040.46	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	999.91	-40.56
	My-	126 - ELU1_Vento0_N3_TempUV	-1821.55	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	-1845.57	-24.02
Comb. Meio dos pilares	N	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	295.10	177 - ELU2_SobD_N1_V90_TempUI	296.12	1.02
	My-	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	-924.67	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	-935.99	-11.33
	Mz	133 - ELU1_Vento90_N2_TempUI	13.27	140 - ELU1_Vento90_N3_TempDV	7.41	-5.86
	My+	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	518.63	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	498.35	-20.28
Comb. Extremidade das vigas	N	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	320.22	178 - ELU2_SobD_N1_V90_TempUV	319.00	-1.21
	My+	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	1135.49	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	1091.65	-43.84
	Mz	137 - ELU1_Vento90_N3_TempUI	5.08	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	4.14	-0.94
Comb. Cumeeira	N	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	373.18	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	380.84	7.66
	My	180 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDV	263.19	180 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDV	260.28	-2.91
	Mz	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	6.60	180 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDV	7.99	1.39
Comb. Meio das vigas	N	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	330.50	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	330.76	0.27
	My	195 - ELU2_SobD_N2_V90_TempDI	-155.30	195 - ELU2_SobD_N2_V90_TempDI	-161.07	-5.78
	Mz	124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV	5.88	179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI	6.46	0.58

A ação de base mais condicionante continuou a ser a ação de base sobrecarga – 14 das 19 combinações tem a sobrecarga como ação de base e, tal como espectável, o número de combinação com ação de base vento diminuiu. Na generalidade, verificou-se uma diminuição dos esforços da estrutura, apresentando-se, na última coluna da tabela, essa mesma variação de esforços. Existem algumas exceções em que se verificou um aumento, mas não muito significativo.

Uma alteração deste género acarreta custos. A duplicação do sistema de contraventamento, só em material acresceria cerca de 4 000kg à estrutura, o que traduz um aumento de 4,69%.

Aumento do diâmetro dos perfis do contraventamento existente

A outra alternativa estudada, ainda referente à alteração do contraventamento, foi a da alteração do diâmetro dos tubos de contraventamento existentes. Decidiu-se trocar os tubos redondos 168.3x5mm por tubos redondos 219.1x8mm e refazer a análise modal.

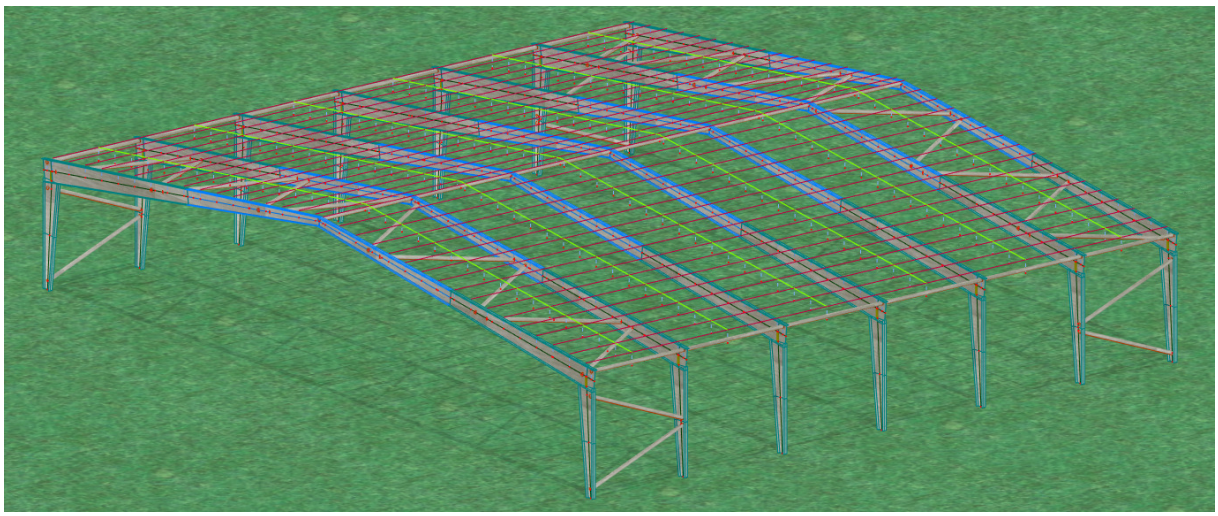


Figura 5.5 - Alteração do diâmetro dos tubos de contraventamento

A frequência do modo fundamental aumentou para 0.95Hz, mas não atingiu a unidade, a direção longitudinal continua a ser a direção dominante do modo fundamental. Por este motivo, a ação de base vento continuará a ser uma das condicionantes, mas a sobreposição do espetro de resposta da estrutura com o espectro de frequências naturais típicas da ação do vento diminui.

A alteração para este perfil não parece ser a melhor opção. A espessura destes perfis é igual à espessura da alma da viga desde meio de cada viga e igual a metade da espessura dos banzos, o que parece exagerado. Para além disto, a utilização destes perfis traduzir-se-ia num aumento de peso da estrutura em cerca de 7 000kg.

Esta solução parece pouco viável quando comparada com a primeira, uma vez que a alteração a nível do comportamento da estrutura não é tão significativa quanto isso e o custo é mais elevado.

5.3.2. ALTERAÇÃO DO SISTEMA DE COBERTURA

No tópico 2.3.2 foi referido que existiam alternativas ao revestimento de cobertura em painel sandwich. As coberturas tipo deck exigem inclinações de cobertura muito inferiores. Que alterações surgirão com a alteração da inclinação da cobertura?.

Alterando-se então a inclinação da cobertura para 1%, diminuindo consequentemente a inclinação das vigas, diminui a altura da cumeeira. A cobertura tipo deck é uma cobertura cujo peso ronda os 0.15kN/m2 (depende de diversos fatores como a espessura de isolamento, a espessura da camada impermeabilizantes e a espessura da chapa), aproximando-se do peso do painel de cobertura utilizado no caso de estudo. A adoção da cobertura tipo deck exige, igualmente, o uso das madres de cobertura Assim, o peso da estrutura mantém-se praticamente o mesmo.

As pressões que o vento exerce na cobertura são um pouco menores, uma vez que seriam utilizados os coeficientes para "coberturas em terraço com platibanda" cuja relação $h_p/h=0.025$, isto é, uma platibanda de cerca de 18cm. No entanto, os valores das forças resultantes na cobertura seriam praticamente os mesmos.

Modelou-se a estrutura, com as mesmas secções, mas alterando a inclinação das vigas. Realizou-se uma análise modal e, com isso, concluiu-se que a estrutura no modo fundamental é mais rígida do que a inicial. A frequência deste modo é de 0.92Hz (Figura 5.6), já próxima da unidade, valor a partir do qual a probabilidade da estrutura entrar em ressonância sob a ação do vento diminui.

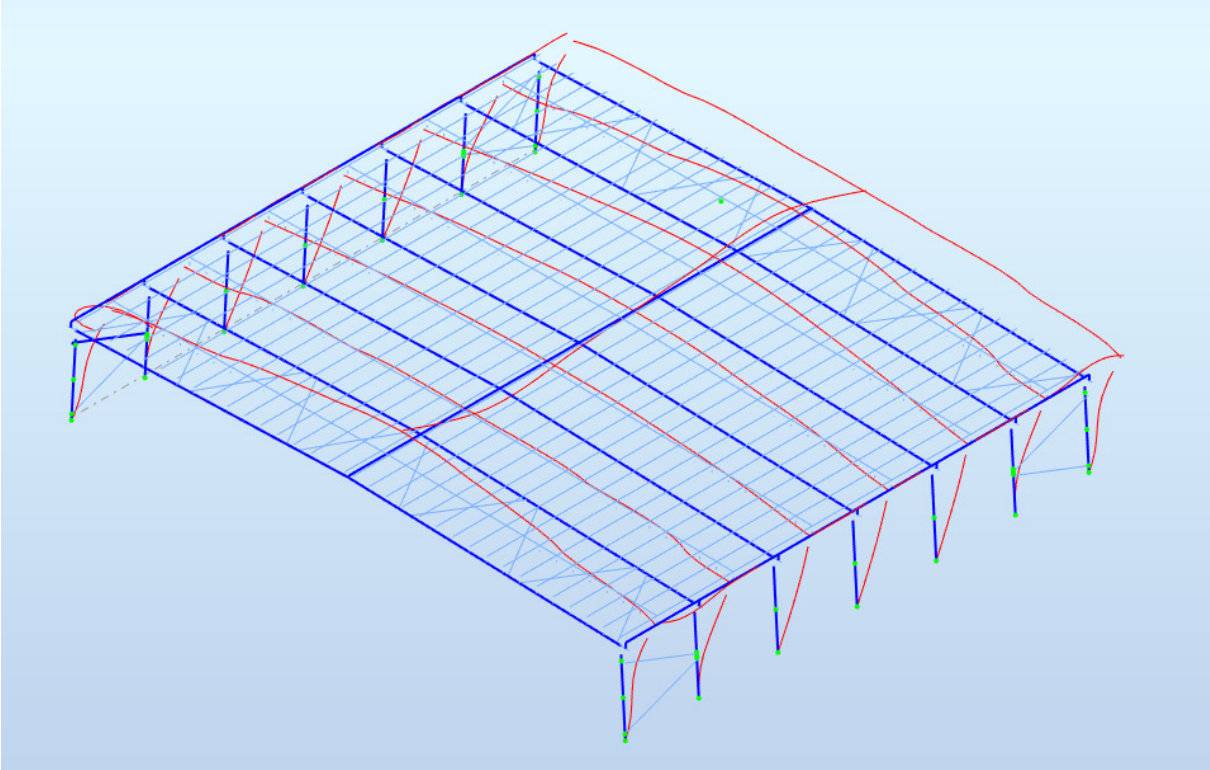


Figura 5.6 - Modo fundamental de vibração da estrutura com cobertura de 1º de inclinação

Por outro lado, a ação da neve será mais gravosa nesta cobertura. Apesar dos valores do coeficiente de forma serem muito parecidos, ou até mesmo iguais, aumentará o risco de empoçamento. Isto é, haver deformação da cobertura de tal forma que em vez de haver escoamento da neve, há a criação de uma "poça".

6
CONCLUSÃO

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho desenvolvido ao longo destes meses consistiu no estudo de pórticos industriais, tendo por base um edifício industrial existente, sobre o qual incidiu toda a análise e estudo de otimização.

Efetuou-se, inicialmente, uma pesquisa sobre a evolução dos materiais, dos quais se destacou o ferro, quando sugiu e quais as primeiras aplicações. Seguiu-se uma cronologia de construções utilizando este material, desde elemento decorativo a elemento estrutural. No decorrer da realização desta dissertação, foi descrita a evolução das construções de edifícios porticados, apresentando-se a data da construção, o vão vencido e o sistema estrutural usado. Ainda no tópico de nota histórica, obtiveram-se estatísticas de consumo de aço em Portugal e no Mundo e respetivas áreas em que este é utilizado.

Seguiu-se uma análise mais detalhada do material: a evolução do ferro ao aço e as vantagens de um em relação ao outro. Apresentou-se uma classificação para os aços, de acordo com 2 tópicos: a composição e o processo de acabamento, sendo posterioremente descritos os processos de acabamento, as vantagens dos aços enformados a frio e os laminados a quente e, por último, as tipologias de aços.

Encaminhando a pesquisa na direção da análise que se pretendia realizar, esquematizaram-se os modelos estruturais de naves industriais e os tipos de pórticos existentes. Seguiu-se uma enumeração dos tipos de coberturas, da disposição dos contraventamentos num edifício e os tipos de revestimentos mais comuns em edifícios industriais.

Tendo como propósito o projeto de uma estrutura metálica, apresentou-se um pequeno esquema de como se elabora uma norma portuguesa pela comissão tecnica de normalização e quais as normas a que se recorre no dimensionamento de estruturas de aço.

Em seguida, realizou-se uma descrição do caso de estudo, definiram-se as açóes e a combinação destas de acordo com o estipulado no eurocódigo.

Avançando no trabalho, procedeu-se ao estudo numérico: escolheu-se o software de modelação, modelou-se a estrutura, validou-se o modelo e procedeu-se à análise global, através da qual se classificou a estrutura como sendo de nós fixos ou nós móveis, e ainda à análise da resposta estrutural para os dois estados limites considerados.

Numa fase final deste trabalho, analisaram-se os resultados obtidos e procedeu-se a uma análise complementar. As verificações de resistência das secções e estabilidade foram realizadas com recurso a tabelas excel, desenvolvidas pela autora desta dissertação, nas quais se inseriram os resultados extraídos

do software robot e este eram tratados de acordo com o estipulado no EC3. Estas tabelas permitiram uma maior eficiência da análise.

Concluiu-se que a estrutura em estudo está bem dimensionada aos estados limites últimos. Quanto aos estados limites de utilização , estão verificados os limites de deslocamento sem necessidade de introdução de contraflecha, e os limtes de aceleração não são observados, pese embora estes serem dados para pavimentos e estarem as acelerações a ser calculadas de forma conservativa.

Com o intuito de verificar se a estrutura poderia ou não ser melhorada, procedeu-se à alteração do sistema de contraventamento. Se este passar para o dobro, isto é, colocando travamento no 2º espaçamento entre pórticos, no dois topos, a frequência natural da estrutura aumenta, para um valor superior a 1Hz, o que reduz a suscetibilidade aos efeitos do vento.

6.2. PERSPETIVAS FUTURAS

Devido ao reduzido tempo de desenvolvimento deste trabalho, foram limitados os estudos complementares para melhoramento da estrutura, existindo então a possibilidade de se realizarem mais estudos num trabalho futuro.

Para a estrutura em questão, era interessante realizar-se uma medição de flechas nas vigas e comparar os valores reais com os valores calculados. Fez-se uma medição da estrutura sujeita apenas ao peso próprio, anteriormente à colocação das calhas. Teria sido interessante comparar os valores dos deslocamentos observados com os calculados, assim como proceder-se a novas medições durante a utilização do edifício, não apenas em termos de deslocamentos, mas de frequências de vibração.

Uma variação que se poderia efetuar, era a alteração dos apoios duplos dos pórticos para encastramentos, verificando se a estrutura poderá ser dimensionada de forma mais económica, mesmo quando encastrada na base dos pilares. Utilizar encastramentos nestes pórticos é demasiado conservativo, mas poderia fazer-se variar essas condições de apoio e analisar o novo comportamento estrutural.

Os aços de alta resistência, designados de ARBL[20] , são um tipo de liga com melhores propriedades mecânicas do que o aço carbono. Diferem dos restantes aços por atenderem a propriedades mecânicas específicas e não a uma composição específica. Um estudo interessante, consistiria no dimensionamento da estrutura e análise económica, de forma a compreender a potencial vantagem deste material.

[20] Aços de alta resistência e baixa liga

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Documentos

BBC News. 2009. Historic Ditherington Flax Mill. 2019 (22-02-2019). Accessed 08-09-2009.

BBC News. 2016. Steel's global role in industry over the decades. 2019 (22-02-2019). Accessed 04-04-2016.

Branco, António Manuel Freitas. 2014. "Análise comparativa de diferentes soluções estruturais para coberturas de naves industriais de grande vão." Universidade de Coimbra.

Branco, FERNANDO, J Ferreira, and JR Correia. 2009. "A evolução das construções." *Unidade Curricular Tecnologia de Construção de Obras de Engenharia*.

El País. 1987. "Más de 30 personas mueren en Londres al declararse un incendio en el 'metro'." *El País*.

IPQ, Instituto Português da Qualidade. 2009a. NP EN 1991. In *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1-1 - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*: CT 115 (LNEC).

IPQ, Instituto Português da Qualidade. 2010a. NP EN 1991. In *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1-4 - Acções do vento*: CT 115 (LNEC).

IPQ, Instituto Português da Qualidade. 2010b. NP EN 1993. In *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço* CT 115 - Eurocódigos estruturais.

IPQ, Instituto Português da Qualidade. 2010c. Regras e Procedimentos para a Normalização Portuguesa. In *040/2010 - Documentos Normativos Portugueses (DNP)*.

Manfred A. Hirt e Rolf Bez. 1994. *Constriction Métallique - Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*. Edited by Presses Plytechniques et Universitaires Romandes. Vol. 10.

Ministério da Habitação Obras Públicas e Transportes. 1983. Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes. Diário da República. I Série ; Nº 125.

Moura, Tomás Baptista de. 2016. "Comparação de Soluções Estruturais Matálicas numa Unidade Fabril no Barreiro." Engenharia Civil, Técnico de Lisboa.

Paulo, Pedro Vaz , and Jorge Brito. 2010.

Pedro, José Oliveira, and Pedro Martins Mendes. 2017. "Estruturas de Aço."

Silvestre, Nuno, and Dinar Camotim. 2006.

Woolcock, S.T., and S. Kitipornchai. 1987. *Design of portal frame buildings*: AISC - Australian Institute of Steel Construction.

Páginas web

CAPEX. 2013. "Sistemas - Coberturas." accessed 20-03-2019. http://www.capex.pt/coberturas.php.

Chicago Architectural Photographing Company. 1924. "Exterior of the Home Insurance Building by architect William Le Baron Jenney in Chicago, Illinois.", accessed 22-02-2019. https://en.wikipedia.org/wiki/Home_Insurance_Building#/media/File:Home_Insurance_Building.JPG.

CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista. 2009. "Estatísticas de Consumo de Aço." accessed 27-03-2019.

Diliff. 1860. Museum Interior Oxford.

ESDEP WG 1B Steel Construction. "

STEEL CONSTRUCTION: INTRODUCTION TO DESIGN." accessed 02-03-2019. http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1.

ESDEP WG 1B Steel Construction. 1796. "Flax Mill at Shrewsbury." accessed 05-03-2019. http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1.

ESDEP WG 1B Steel Construction. 1843-50. "Bibliotheque Sainte Geneviève." accessed 05-03-2019. http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1.

ESDEP WG 1B Steel Construction. 1858. "Boat House." accessed 05-03-2019. http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1.

ESDEP WG 1B Steel Construction. 1858-68. "Bibliotheque Nationale." accessed 05-03-2019. http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~/pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0430.htm#SEC_1.

FTB. accessed 15-03-2019. http://www.ftb.pt/pt/Documentacao/Pormenores.
Júlio Appleton. 1848. Construções em Betão - Nota histórica sobre a sua evolução.
Painéis ACH. "Painel de cobertura ISOVER IXXO / IXXO LC." accessed 21-03-2019. http://www.panelesach.pt/ixxo.
pius99. Teto de vidro de estação de trem central de Antuérpia.
Portal Met@lica, construção civil. 1998. "Cronologia do Uso dos Metais - Página 4." accessed 20-02-2019. http://wwwo.metalica.com.br/cronologia-do-uso-dos-metais-o-ferro-e-o-aco-na-construcao.
Shricthism. 1726. Leeswood Hall Gates - Flintshire. Flickr.
USP.
Worldsteel Association. 2019. "Worldsteel news: The uses of steel." World Steel Association AISBL, accessed 21-02-2019. https://www.worldsteel.org/about-steel/steel-facts.html.

A.

Anexos

A.1. **Cálculo das pressões devidas ao vento**

Para o cálculo das pressões nas fachadas e na cobertura recorre-se aos esquemas representados nas Figura A.1,**Erro! A origem da referência não foi encontrada.** Figura A.1 e Figura A.3, retiradas do EC1, e aos coeficientes de pressão definidos nessa mesma norma.

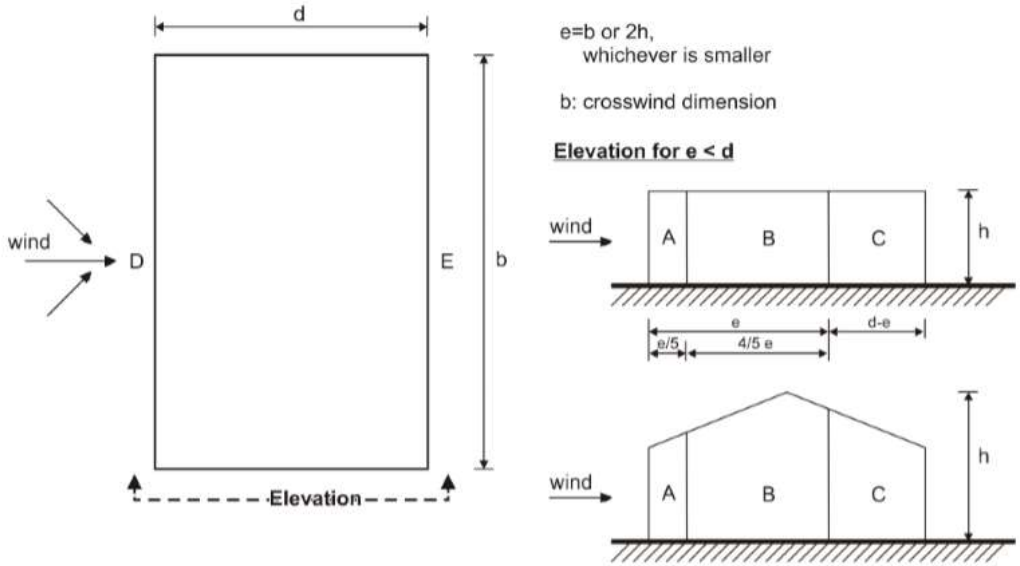


Figura A.1 - Esquema ilucidativo das zonas em paredes verticais (IPQ 2010)

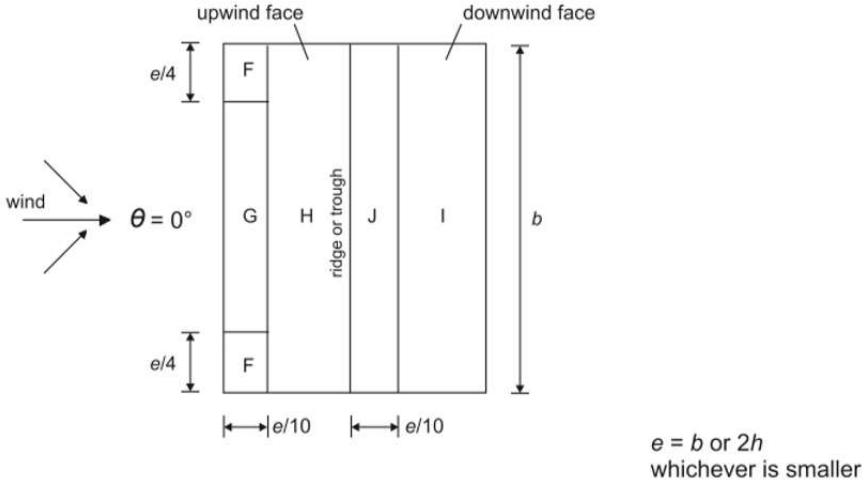


Figura A.1 – Esquema de divisão da cobertura (IPQ 2010)

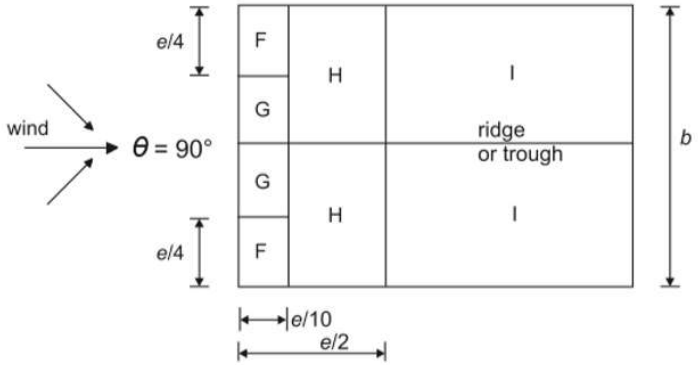


Figura A.3 - Esquema de divisão da cobertura (IPQ 2010)

A.1.1. Cálculo das pressões quando o vento incide na direção perpendicular à cumeeira - direção de θ=0º

A incidência de vento perpendicularmente à cumeeira pode ser estudada considerando pelo menos 3 cenários diferentes, já identificados no capítulo 3, para as pressões nas fachadas. Para o cálculo das pressões externas na cobertura considerou-se um único cenário, o mais desfavorável, o edifício como sendo isolado, ou seja, desprezando os edifícios existentes na envolvente.

Pressões exteriores na cobertura

Na cobertura, existe um único caso de carga, o qual tem os valores definidos na Tabela A.1. Considerou-se o edifício como isolado e o vento a atuar da direita para a esquerda.

Pressões externas na cobertura quando vento incide perpendicularmente à cumeeira - θ = 0˚ Dir. para a Esq. (Desprezando pavilhões existentes)					
	h(m)=	b(m)=	2h=	e=min(b;2h)=	
	10,35	41,00	20,70	20,70	
	vb,0 (m/s)	vb (m/s)	ρ	qb	ze=h
	27,00	27,00	1,25	455,63	10,35
	Ce(ze)	qp(ze)=			
	1,75	797,34			
Comb. 1	Cpe (F)	Cpe (G)	Cpe (H)	Cpe (I)	Cpe (J)
	-1,600	-1,150	-0,560	-0,570	-0,044
	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	-1,28	-0,92	-0,45	-0,45	-0,04
Comb. 2	Cpe (F)	Cpe (G)	Cpe (H)	Cpe (I)	Cpe (J)
	-1,600	-1,150	-0,560	-0,520	-0,520
	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	-1,28	-0,92	-0,45	-0,41	-0,41
Comb. 3	Cpe (F)	Cpe (G)	Cpe (H)	Cpe (I)	Cpe (J)
	0,026	0,026	0,026	-0,570	-0,044
	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	0,02	0,02	0,02	-0,45	-0,04
Comb. 4	Cpe (F)	Cpe (G)	Cpe (H)	Cpe (I)	Cpe (J)
	0,026	0,026	0,026	-0,520	-0,520
	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	0,02	0,02	0,02	-0,41	-0,41

Tabela A.1 - Cálculo das pressões exteriores na cobertura – θ=0˚

Pressões exteriores nas fachadas

Nas fachadas, existem 4 casos de carga que foram analisados. Apresentam-se, seguidamente, cada um deles.

Caso 1 – vento a atuar da esquerda para a direita (θ=0º) considerando pavilhões existentes

Pressões externas na fachada quando vento incide perpendicularmente à cumeeira - θ = 0˚ da Esq. para a Dir (Considerando pavilhões existentes)				
hfachada(m)=	htotal(m)=	b(m)=	2h=	e=min(b;2h)=
7.76	10.35	75.00	15.52	15.52
d(m)	vb,0 (m/s)	vb (m/s)	ρ	qb
74.82	27.00	27.00	1.25	455.63
Ce(ze)	qp(ze)=	h/d=	Fator de redução	
1.56	710.78	0.10	0.85	
Cpe (A)	Cpe (B)	Cpe (C)	Cpe (D)	Cpe (E)
-1.20	-0.80	-0.50	0.70	-0.30
we(A)	we(B)	we(C)	we(D)	**we(E)**
-	-	-	-	**-0.18**

Tabela A.2 - Cálculo das pressões exteriores nas fachadas - Caso1

Caso 2 - vento a atuar da direita para a esquerda (θ=180º) considerando pavilhões existentes

Pressões externas na fachada quando vento incide perpendicularmente à cumeeira - θ = 0˚ da Dir. para a Esq. (Considerando pavilhões existentes)				
hfachada(m)=	htotal(m)=	b(m)=	2h=	e=min(b;2h)=
7.76	10.35	119.00	15.52	15.52
d(m)	vb,0 (m/s)	vb (m/s)	ρ	qb
98.82	27.00	27.00	1.25	455.63
Ce(ze)	qp(ze)=	h/d=	Fator de redução	
1.56	710.78	0.08	0.85	
Cpe (A)	Cpe (B)	Cpe (C)	Cpe (D)	Cpe (E)
-	-	-	0.70	-
we(A)	we(B)	we(C)	**we(D)**	we(E)
-	-	-	**0.42**	-

Tabela A.3 - Cálculo das pressões exteriores nas fachadas - Caso2

Caso 3 - vento a atuar na direção de θ=0º desprezando pavilhões existentes

Pressões externas na fachada quando vento incide perpendicularmente à cumeeira - θ = 0˚ da Dir. para a Esq. (Desprezando pavilhões existentes)				
hfachada(m)=	htotal(m)=	b(m)=	2h=	e=min(b;2h)=
7,76	10,35	58,00	15,52	15,52
d(m)	vb,0 (m/s)	vb (m/s)	ρ	qb
49,00	27,00	27,00	1,25	455,63
Ce(ze)	qp(ze)=	h/d=	Fator de redução	
1,56	710,78	0,16	0,85	
Cpe (A)	Cpe (B)	Cpe (C)	Cpe (D)	Cpe (E)
-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we(A)	we(B)	we(C)	we(D)	we(E)
-0,72	-0,48	-0,30	0,42	-0,18

Tabela A.4 - Cálculo das pressões exteriores nas fachadas – Caso3

Pressões interiores

Uma vez calculadas as pressões exteriores, resta calcular as pressões interiores para se poder determinar a resultante de pressões em cada fachada e cobertura, de forma a identificar o caso mais gravoso. A fachada direita é a fachada dominante, portanto as pressões interiores serão calculadas como sendo $w_i=C_{pi}xq_{p(zi)}$, em que Cpi=0.9xCpe. As pressões interiores e as pressões resultantes em cada fachada do edifício em estudo estão identificadas na Tabela A.5 e na Tabela A.6. Consideram-se positivas as pressões que têm o sentido de fora para dentro e negativas as pressões que têm sentido de dentro para fora (sucção).

Pressões interiores quando vento incide perpendicularmente à cumeeira - θ = 0°	
nas paredes	**na cobertura**
Ce(zi)= 1.56	Ce(zi)= 1.75
qp(zi)= 710.78	qp(zi)= 797.34
Cpi= -0.27	Cpi= -0.27
wi= -0.19	**wi= -0.22**

Pressões resultantes nas fachadas do edifício em estudo (considerando os pavilhões				
we(A)	we(B)	we(C)	we(D)	**we(E)**
0.19	0.19	0.19	0.19	**0.01**

	Pressões resultantes na cobertura				
Comb. 1	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	-1.06	-0.70	-0.23	-0.24	0.18
Comb. 2	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	-1.06	-0.70	-0.23	-0.20	-0.20
Comb. 3	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	0.24	0.24	0.24	-0.24	0.18
Comb. 4	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	0.24	0.24	0.24	-0.20	-0.20

Tabela A.5 - Cálculo das pressões interiores para o caso 1 e cálculo das pressões resultantes na cobertura e nas fachadas para o caso 1

Pressões interiores quando vento incide perpendicularmente à cumeeira - θ = 0°	
nas paredes	**na cobertura**
Ce(zi)= 1.56	Ce(zi)= 1.75
qp(zi)= 710.78	qp(zi)= 797.34
Cpi= 0.63	Cpi= 0.63
wi= 0.45	**wi= 0.50**

Pressões resultantes nas fachadas do edifício em estudo (considerando os pavilhões				
we(A)	we(B)	we(C)	we(D)	we(E)
-0.45	-0.45	-0.45	-0.02	-0.45

	Pressões resultantes na cobertura				
Comb. 1	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	-1.78	-1.42	-0.95	-0.96	-0.54
Comb. 2	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	-1.78	-1.42	-0.95	-0.92	-0.92
Comb. 3	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	-0.48	-0.48	-0.48	-0.96	-0.54
Comb. 4	we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	we(J)
	-0.48	-0.48	-0.48	-0.92	-0.92

Tabela A.6 - Cálculo das pressões interiores para os casos 2 e 3 e cálculo das pressões resultantes na cobertura e nas fachadas para o caso 2

A.1.2. Cálculo das pressões quando o vento incide na direção da cumeeira - direção de θ=90º

A incidência de vento na direção da cumeeira pode ser estudada considerando 2 cenários diferentes, já identificados no capítulo 3. Para o vento a incidir nesta direção, considerou-se o edifício em estudo como sendo um edifício isolado, as condições reais não são tão gravosas, no entanto será o caso mais conservativo.

Pressões exteriores na cobertura

Na cobertura, as pressões geradas pelo vento incidente num sentido e no sentido inverso são bastante diferentes. Quando o vento incide de frente para trás, na cobertura do edifício metálico geram-se apenas forças de atrito e não pressões perpendiculares à cobertura, uma vez que estas são absorvidas pela cobertura do edifício de escritórios. Por sua vez, quando o sentido do vento é de trás para a frente, geram-se pressões na cobertura, mas não forças de atrito.

Pressões externas na cobertura quando vento incide na direção da cumeeira - θ = -90˚ (Desprezando pavilhões existentes)				
h(m)=	b(m)=	2h=	e=min(b;2h)=	
10.35	49.00	20.70	20.70	
vb,0 (m/s)	vb (m/s)	ρ	qb	ze=h
27.00	27.00	1.25	455.63	10.35
Ce(ze)	qp(ze)=			
1.75	797.34			
Cpe (F)	Cpe (G)	Cpe (H)	Cpe (I)	
-1.561	-1.300	-0.687	-0.587	
we(F)	we(G)	we(H)	we(I)	
-1.24	-1.04	-0.55	-0.47	

Tabela A.7 - Cálculo das pressões exteriores na cobertura – θ=-90˚

Pressões exteriores nas fachadas

O valor das pressões exteriores nas fachadas é diferente conforme o vento incida num sentido ou no sentido inverso. No entanto, os coeficientes são os mesmos, logo as pressões para cada zona de A a E são iguais, apenas muda a localização destas zonas nas fachadas do edifício em estudo.

Pressões externas na fachada quando vento incide na direção da cumeeira - θ =90˚ das traseiras para a frente e vice-versa (Desprezando pavilhões existentes)				
hfachada(m)=	htotal(m)=	b(m)=	2h=	e=min(b;2h)=
7.76	10.35	49.00	15.52	15.52
d(m)	vb,0 (m/s)	vb (m/s)	ρ	qb
58.00	27.00	27.00	1.25	455.63
Ce(ze)	qp(ze)=	h/d=	Fator de redução	
1.56	710.78	0.13	0.85	
Cpe (A)	Cpe (B)	Cpe (C)	Cpe (D)	Cpe (E)
-1.20	-0.80	-0.50	0.70	-0.30
we(A)	we(B)	we(C)	we(D)	we(E)
-0.72	-0.48	-0.30	0.42	-0.18

Tabela A.8 - Cálculo das pressões exteriores nas fachadas

Pressões interiores

O edifício continua com uma fachada dominante – a fachada lateral direita. Logo, as pressões interiores serão, tal como anteriormente referido, calculadas através de $w_i=C_{pi}xq_{p(zi)}$, em que Cpi=0.9xCpe., em que C_{pe} é o coeficiente da zona da abertura na fachada. Na Tabela A.9 e na Tabela A.10 apresentam-se os cálculos das pressões interiores na fachada e na cobertura e os cálculos das pressões resultantes em cada um destes.

Pressões interiores na fachada quando vento incide na direção da cumeeira - θ = -90° (Desprezando pavilhões existentes)			
nas paredes		**na cobertura**	
Ce(zi)=	1.56	Ce(zi)=	1.75
qp(zi)=	710.78	qp(zi)=	797.34
Cpi=	-0.72	Cpi=	-0.72
wi=	**-0.51**	**wi=**	**-0.57**

Pressões resultantes nas fachadas do edifício em estudo				
we(A)	we(B)	we(C)	we(D)	we(E)
-0.21	0.03	0.21	0.93	0.51

Pressões resultantes na cobertura			
we(F)	we(G)	we(H)	we(I)
-0.67	-0.46	0.03	0.11

Tabela A.9 - Cálculo das pressões interiores e cálculo das pressões resultantes quando vento incide a θ=-90º

Pressões interiores na fachada quando vento incide na direção da cumeeira - θ =90° (Desprezando pavilhões existentes)			
nas paredes		**na cobertura**	
Ce(zi)=	1.56	Ce(zi)=	1.75
qp(zi)=	710.78	qp(zi)=	797.34
Cpi=	-0.45	Cpi=	-0.45
wi=	**-0.32**	**wi=**	**-0.36**

Pressões resultantes nas fachadas do edifício em estudo				
we(A)	we(B)	we(C)	we(D)	we(E)
-0.41	-0.16	0.02	0.74	0.14

Pressões resultantes na cobertura			
we(F)	we(G)	we(H)	we(I)
0.36	0.36	0.36	0.36

Tabela A.10 - Cálculo das pressões interiores e cálculo das pressões resultantes quando vento incide com θ=90º

A.2. **Análise global da estrutura**

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	79.94	83.50	1						79.55	82.45			-0.83
	-80.91	86.70	1					αh	-81.06	85.79			0.76
	97.36	100.47	1					0.78903	97.04	101.34			-0.92
	-97.12	104.89	1						-97.35	105.91			0.86
	93.94	99.63	1					αm	93.60	99.68			-0.71
	-93.35	97.67	1					0.731925	-93.55	97.87			1.06
33	91.17	101.29	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		90.82	101.21	-3.78	1301.08	-0.63
	-90.52	95.25	1					ø	-90.71	95.32			1.08
	86.97	95.32	1					0.0029	86.60	95.13			-0.74
	-87.33	94.35	1						-87.50	94.30			0.90
	84.09	94.76	1					Feq=	83.71	93.74			-0.72
	-84.06	94.50	1					3.756934	-84.22	93.63			0.79
	66.54	76.61	1						66.23	77.52			-0.61
	-66.71	76.13	1						-66.93	77.18			0.69
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.08	αcr=	1.73	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.29	83.50	1						1.29	82.45			-0.03
	2.37	86.70	1					αh	1.38	85.79			-0.03
	-0.23	100.47	1					0.78903	-0.09	101.34			0.05
	-0.25	104.89	1						-0.11	105.91			0.04
	0.01	99.63	1					αm	0.01	99.68			0.04
	0.00	97.67	1					0.731925	0.00	97.87			0.04
33	0.00	101.29	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.16	101.21	-3.76	1301.08	0.08
	0.00	95.25	1					ø	-0.16	95.32			0.07
	-0.01	95.32	1					0.0029	-0.01	95.13			0.05
	0.00	94.35	1						0.00	94.30			0.04
	0.26	94.76	1					Feq=	0.40	93.74			0.05
	0.24	94.50	1					3.756934	0.38	93.63			0.04
	-2.46	76.61	1						-3.46	77.52			0.10
	-2.22	76.13	1						-3.22	77.18			0.10
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.10	αcr=	17.94	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	83.29	86.28	1						83.62	85.33			-0.90
	-84.27	89.48	1					αh	-84.03	88.38			0.76
	103.02	105.54	1					0.78903	103.41	106.60			-1.01
	-102.78	109.97	1						-102.62	110.88			0.88
	100.30	105.20	1					αm	100.67	105.40			-0.81
	-99.70	103.24	1					0.731925	-99.52	103.30			1.09
34	97.58	106.84	1	0.00	1365.89	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		97.94	106.92	3.92	1365.89	-0.73
	-96.94	100.81	1					ø	-96.74	100.73			1.11
	93.32	100.89	1					0.0029	93.67	100.84			-0.84
	-93.68	99.92	1						-93.47	99.72			0.93
	89.74	99.83	1					Feq=	90.07	98.91			-0.81
	-89.72	99.58	1					3.944092	-89.49	98.52			0.81
	69.90	79.39	1						70.30	80.49			-0.69
	-70.06	78.92	1						-69.91	79.87			0.69
Média Ned/coluna =		97.56	14.00			Feq/pórtico=		0.56	Desl. max. (cm)=	1.11	αcr=	1.66	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.51	86.28	1						1.47	85.33			-0.04
	2.59	89.48	1					αh	1.54	88.38			-0.04
	-0.23	105.54	1					0.78903	-0.08	106.60			0.05
	-0.24	109.97	1						-0.10	110.88			0.04
	0.01	105.20	1					αm	0.01	105.40			0.04
	0.00	103.24	1					0.731925	0.00	103.30			0.04
34	0.00	106.84	1	0.00	1365.89	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.17	106.92	-3.94	1365.89	0.08
	0.00	100.81	1					ø	-0.17	100.73			0.07
	-0.01	100.89	1					0.0029	-0.01	100.84			0.06
	0.00	99.92	1						0.00	99.72			0.05
	0.25	99.83	1					Feq=	0.40	98.91			0.05
	0.23	99.58	1					3.944092	0.38	98.52			0.04
	-2.68	79.39	1						-3.72	80.49			0.11
	-2.44	78.92	1						-3.48	79.87			0.10
Média Ned/coluna =		97.56	14.00			Feq/alinhamento=		1.97	Desl. max. (cm)=	0.11	αcr=	16.43	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	82.69	85.41	1						83.01	84.47			-0.93
	-83.19	88.97	1					αh	-82.95	87.88			0.72
	101.39	103.49	1					0.78903	101.78	104.54			-1.03
	-101.58	109.49	1						-101.42	110.39			0.83
	98.69	103.11	1					αm	99.07	103.31			-0.84
	-98.13	102.54	1					0.731925	-97.95	102.60			1.03
35	95.97	104.76	1	0.00	1349.69	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		96.33	104.84	3.92	1349.69	-0.77
	-95.34	100.11	1					ø	-95.14	100.04			1.04
	91.71	98.81	1					0.0029	92.06	98.76			-0.87
	-92.11	99.22	1						-91.90	99.02			0.87
	88.12	97.77	1					Feq=	88.44	96.87			-0.83
	-88.52	99.10	1					3.897302	-88.29	98.05			0.76
	69.30	78.52	1						69.70	79.61			-0.72
	-68.99	78.40	1						-68.83	79.34			0.65
Média Ned/coluna =		96.41	14.00			Feq/pórtico=		0.56	Desl. max. (cm)=	1.04	αcr=	1.79	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.45	85.41	1						1.41	84.47			-0.03
	2.55	88.97	1					αh	1.51	87.88			-0.04
	-0.23	103.49	1					0.78903	-0.08	104.54			0.05
	-0.25	109.49	1						-0.10	110.39			0.04
	0.01	103.11	1					αm	0.01	103.31			0.04
	0.00	102.54	1					0.731925	0.00	102.60			0.04
35	0.00	104.76	1	0.00	1349.69	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.17	104.84	-3.90	1349.69	0.08
	0.00	100.11	1					ø	-0.16	100.04			0.07
	-0.01	98.81	1					0.0029	-0.01	98.76			0.06
	0.00	99.22	1						0.00	99.02			0.05
	0.25	97.77	1					Feq=	0.40	96.87			0.05
	0.23	99.10	1					3.897302	0.38	98.05			0.04
	-2.61	78.52	1						-3.65	79.61			0.11
	-2.40	78.40	1						-3.43	79.34			0.10
Média Ned/coluna =		96.41	14.00			Feq/alinhamento=		1.95	Desl. max. (cm)=	0.11	αcr=	16.86	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	82.22	85.77	1						82.54	84.83			-0.86
	-83.67	88.61	1					αh	-83.43	87.52			0.79
	101.82	105.06	1					0.78903	102.21	106.11			-0.96
	-101.15	107.91	1						-100.99	108.82			0.90
	98.73	104.49	1					αm	99.10	104.70			-0.74
	-98.09	101.16	1					0.731925	-97.91	101.21			1.13
36	95.98	106.15	1	0.00	1349.69	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		96.34	106.22	3.92	1349.69	-0.67
	-95.33	98.73	1					ø	-95.13	98.65			1.14
	91.75	100.19	1					0.0029	92.10	100.14			-0.77
	-92.07	97.84	1						-91.86	97.64			0.96
	88.55	99.35	1					Feq=	88.87	98.44			-0.76
	-88.09	97.52	1					3.897302	-87.86	96.47			0.83
	68.82	78.88	1						69.23	79.97			-0.64
	-69.46	78.04	1						-69.30	78.98			0.72
Média Ned/coluna =		96.41	14.00			Feq/pórtico=		0.56	Desl. max. (cm)=	1.14	αcr=	1.63	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.47	85.77	1						1.43	84.83			-0.04
	2.53	88.61	1					αh	1.49	87.52			-0.04
	-0.23	105.06	1					0.78903	-0.08	106.11			0.05
	-0.24	107.91	1						-0.10	108.82			0.04
	0.01	104.49	1					αm	0.01	104.70			0.04
	0.00	101.16	1					0.731925	0.00	101.21			0.04
36	0.00	106.15	1	0.00	1349.69	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.17	106.22	-3.90	1349.69	0.08
	0.00	98.73	1					ø	-0.16	98.65			0.07
	-0.01	100.19	1					0.0029	-0.01	100.14			0.06
	0.00	97.84	1						0.00	97.64			0.04
	0.25	99.35	1					Feq=	0.40	98.44			0.05
	0.23	97.52	1					3.897302	0.38	96.47			0.04
	-2.63	78.88	1						-3.67	79.97			0.11
	-2.37	78.04	1						-3.41	78.98			0.10
Média Ned/coluna =		96.41	14.00			Feq/alinhamento=		1.95	Desl. max. (cm)=	0.11	αcr=	16.74	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	83.14	82.09	1						82.79	82.02			-0.89
	-81.11	82.83	1					αh	-81.30	82.90			0.72
	104.90	107.45	1					0.78903	104.55	107.38			-1.03
	-100.10	113.44	1						-100.29	113.51			0.84
	102.01	103.99	1					αm	101.66	103.92			-0.84
	-96.17	101.48	1					0.731925	-96.36	101.55			1.04
38	99.08	105.46	1	24.99	1320.40	0.02	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		98.73	105.39	21.21	1320.40	-0.76
	-93.20	98.87	1					ø	-93.39	98.94			1.05
	93.53	98.76	1					0.0029	93.18	98.69			-0.84
	-88.80	97.19	1						-88.99	97.26			0.87
	84.16	89.81	1					Feq=	83.81	89.74			-0.70
	-82.25	85.62	1					3.812723	-82.44	85.70			0.77
	62.40	74.97	1						62.05	74.90			-0.60
	-62.60	78.44	1						-62.79	78.51			0.65
Média Ned/coluna =		94.31	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.05	αcr=	9.87	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-0.79	82.09	1						-0.79	82.02			0.04
	-2.71	82.83	1					αh	-2.71	82.90			0.11
	0.16	107.45	1					0.78903	0.16	107.38			0.13
	0.39	113.44	1						0.39	113.51			0.20
	-0.02	103.99	1					αm	-0.02	103.92			0.14
	-0.05	101.48	1					0.731925	-0.05	101.55			0.22
38	-0.03	105.46	1	-25.74	1320.40	0.02	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.03	105.39	-25.74	1320.40	0.14
	-0.04	98.87	1					ø	-0.04	98.94			0.22
	-0.03	98.76	1					0.0029	-0.03	98.69			0.15
	-0.05	97.19	1						-0.05	97.26			0.23
	0.65	89.81	1					Feq=	0.66	89.74			0.14
	0.12	85.62	1					3.812723	0.12	85.70			0.24
	-6.13	74.97	1						-6.13	74.90			0.20
	-17.23	78.44	1						-17.23	78.51			0.38
Média Ned/coluna =		94.31	14.00			Feq/alinhamento=		1.91	Desl. max. (cm)=	0.38	αcr=	32.66	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	79.57	81.27	1						79.18	80.22			-0.74
	-80.54	84.46	1					αh	-80.69	83.55			0.67
	97.34	102.63	1					0.78903	97.02	103.50			-0.84
	-97.10	107.06	1						-97.32	108.07			0.78
	93.82	99.71	1					αm	93.49	99.76			-0.63
	-93.23	97.76	1					0.731925	-93.43	97.95			0.98
39	90.99	101.27	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		90.64	101.20	-3.78	1301.08	-0.55
	-90.34	95.23	1					ø	-90.53	95.30			0.99
	86.85	95.41	1					0.0029	86.49	95.21			-0.66
	-87.21	94.43	1						-87.38	94.38			0.82
	84.07	96.92	1					Feq=	83.68	95.90			-0.64
	-84.04	96.67	1					3.756934	-84.20	95.79			0.71
	66.17	74.38	1						65.86	75.28			-0.53
	-66.33	73.90	1						-66.56	74.95			0.60
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	0.99	αcr=	1.88	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-0.04	81.27	1						-1.04	80.22			0.04
	0.04	84.46	1					αh	-0.96	83.55			0.04
	0.18	102.63	1					0.78903	0.32	103.50			0.10
	0.16	107.06	1						0.30	108.07			0.09
	0.00	99.71	1					αm	0.00	99.76			0.07
	-0.01	97.76	1					0.731925	-0.01	97.95			0.07
39	0.00	101.27	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.16	101.20	-3.76	1301.08	0.08
	0.00	95.23	1					ø	-0.16	95.30			0.07
	0.00	95.41	1					0.0029	0.00	95.21			0.02
	0.01	94.43	1						0.00	94.38			0.01
	-0.15	96.92	1					Feq=	-0.01	95.90			0.00
	-0.17	96.67	1					3.756934	-0.03	95.79			-0.01
	-0.13	74.38	1						-1.12	75.28			0.03
	0.11	73.90	1						-0.89	74.95			0.02
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.10	αcr=	18.97	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	80.31	85.74	1						79.92	84.69			-0.91
	-81.28	88.94	1					αh	-81.43	88.03			0.85
	97.38	98.31	1					0.78903	97.07	99.18			-1.01
	-97.15	102.73	1						-97.37	103.74			0.94
	94.06	99.54	1					αm	93.72	99.60			-0.79
	-93.47	97.59	1					0.731925	-93.67	97.78			1.15
40	91.35	101.30	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		91.00	101.23	-3.78	1301.08	-0.72
	-90.70	95.27	1					ø	-90.89	95.34			1.16
	87.09	95.24	1					0.0029	86.72	95.05			-0.82
	-87.44	94.27	1						-87.62	94.21			0.99
	84.11	92.59	1					Feq=	83.73	91.58			-0.80
	-84.09	92.34	1					3.756934	-84.24	91.47			0.87
	66.91	78.85	1						66.60	79.75			-0.70
	-67.08	78.37	1						-67.30	79.42			0.77
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.16	αcr=	1.61	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	4.62	85.74	1						3.63	84.69			-0.10
	4.71	88.94	1					αh	3.71	88.03			-0.10
	-0.64	98.31	1					0.78903	-0.50	99.18			-0.01
	-0.66	102.73	1						-0.52	103.74			-0.01
	0.01	99.54	1					αm	0.01	99.60			0.01
	0.01	97.59	1					0.731925	0.01	97.78			0.01
40	0.00	101.30	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.16	101.23	-3.76	1301.08	0.08
	0.00	95.27	1					ø	-0.16	95.34			0.07
	-0.01	95.24	1					0.0029	-0.02	95.05			0.09
	-0.01	94.27	1						-0.01	94.21			0.07
	0.67	92.59	1					Feq=	0.81	91.58			0.10
	0.64	92.34	1					3.756934	0.78	91.47			0.10
	-4.79	78.85	1						-5.79	79.75			0.17
	-4.56	78.37	1						-5.55	79.42			0.17
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.17	αcr=	10.62	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	81.79	81.99	1						81.40	80.94			-0.71
	-82.75	85.18	1					αh	-82.90	84.27			0.64
	101.27	101.87	1					0.78903	100.95	102.75			-0.82
	-101.04	106.31	1						-101.26	107.32			0.76
	97.12	99.76	1					αm	96.78	99.81			-0.60
	-96.53	97.80	1					0.731925	-96.73	97.99			0.96
	94.07	101.24	1						93.72	101.17			-0.52
41	-93.43	95.21	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-93.62	95.28	-3.78	1301.08	0.97
	90.15	95.46	1					0.0029	89.79	95.26			-0.63
	-90.51	94.48	1						-90.68	94.43			0.80
	88.00	96.16	1					Feq=	87.62	95.14			-0.62
	-87.98	95.91	1					3.756934	-88.13	95.04			0.69
	68.39	75.10	1						68.08	76.01			-0.50
	-68.55	74.62	1						-68.78	75.67			0.57
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=		0.97	αcr=	1.93

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.20	81.99	1						1.20	80.94			-0.06
	2.28	85.18	1					αh	1.28	84.27			-0.07
	-0.29	101.87	1					0.78903	-0.15	102.75			0.06
	-0.30	106.31	1						-0.16	107.32			0.05
	0.01	99.76	1					αm	0.01	99.81			0.04
	0.01	97.80	1					0.731925	0.00	97.99			0.04
	0.00	101.24	1						-0.16	101.17			0.08
41	0.00	95.21	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.16	95.28	-3.76	1301.08	0.07
	-0.01	95.46	1					0.0029	-0.01	95.26			0.06
	0.00	94.48	1						-0.01	94.43			0.04
	0.31	96.16	1					Feq=	0.45	95.14			0.04
	0.29	95.91	1					3.756934	0.43	95.04			0.03
	-2.36	75.10	1						-3.36	76.01			0.14
	-2.13	74.62	1						-3.12	75.67			0.13
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=		0.14	αcr=	13.60

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	78.25	85.04	1						77.86	83.99			-0.95
	-79.21	88.40	1					αh	-79.36	87.49			0.88
	93.34	99.07	1					0.78903	93.03	99.94			-1.02
	-93.12	103.33	1						-93.34	104.35			0.96
	90.71	99.47	1					αm	90.37	99.52			-0.81
	-90.12	97.52	1					0.731925	-90.32	97.71			1.17
42	88.27	101.32	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		87.92	101.25	-3.78	1301.08	-0.74
	-87.65	95.31	1					ø	-87.84	95.38			1.19
	83.80	95.28	1					0.0029	83.44	95.09			-0.84
	-84.22	94.22	1						-84.40	94.17			1.02
	79.19	92.65	1					Feq=	78.81	91.64			-0.78
	-80.38	93.27	1					3.756934	-80.53	92.40			0.92
	65.77	78.74	1						65.46	79.65			-0.67
	-64.64	77.45	1						-64.87	78.50			0.82
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.19	αcr=	1.57	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.35	85.04	1						1.35	83.99			0.00
	2.59	88.40	1					αh	1.59	87.49			0.00
	-0.16	99.07	1					0.78903	-0.02	99.94			0.04
	-0.21	103.33	1						-0.07	104.35			0.02
	0.00	99.47	1					αm	0.00	99.52			0.05
	0.00	97.52	1					0.731925	0.00	97.71			0.04
42	0.00	101.32	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.16	101.25	-3.76	1301.08	0.08
	0.00	95.31	1					ø	-0.16	95.38			0.06
	0.00	95.28	1					0.0029	-0.01	95.09			0.06
	0.00	94.22	1						0.00	94.17			0.04
	0.22	92.65	1					Feq=	0.36	91.64			0.07
	0.17	93.27	1					3.756934	0.31	92.40			0.05
	-2.72	78.74	1						-3.72	79.65			0.08
	-2.24	77.45	1						-3.24	78.50			0.06
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.08	αcr=	22.67	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	179.25	146.50	1						180.00	145.49			-1.98
	-166.87	139.08	1					αh	-166.40	137.74			1.32
	270.39	262.53	1					0.78903	271.23	263.82			-2.57
	-249.56	274.68	1						-249.17	275.65			1.81
	283.86	256.70	1					αm	284.67	257.01			-2.64
	-259.58	252.00	1					0.731925	-259.16	251.98			2.23
57	281.03	257.32	1	112.47	3007.04	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		281.82	257.48	121.08	3007.04	-2.59
	-256.69	247.91	1					ø	-256.26	247.75			2.26
	269.06	247.60	1					0.0029	269.85	247.62			-2.55
	-246.57	243.83	1						-246.12	243.52			2.01
	221.53	202.30	1					Feq=	222.29	201.32			-1.74
	-213.03	184.34	1					8.682993	-212.55	183.05			1.70
	130.79	137.54	1						131.64	138.88			-1.36
	-131.14	154.72	1						-130.76	155.74			1.22
Média Ned/coluna =		214.79	14.00			Feq/pórtico=		1.24	Desl. max. (cm)=	2.64	αcr=	9.79	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-10.80	146.50	1						-12.00	145.49			0.41
	-19.73	139.08	1					αh	-20.93	137.74			0.70
	2.34	262.53	1					0.78903	2.51	263.82			0.72
	3.43	274.68	1						3.60	275.65			1.07
	-0.11	256.70	1					αm	-0.11	257.01			0.72
	-0.21	252.00	1					0.731925	-0.21	251.98			1.10
57	-0.11	257.32	1	-115.84	3007.04	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.30	257.48	-120.36	3007.04	0.71
	-0.21	247.91	1					ø	-0.40	247.75			1.09
	-0.12	247.60	1					0.0029	-0.12	247.62			0.65
	-0.23	243.83	1						-0.23	243.52			1.03
	1.25	202.30	1					Feq=	1.42	201.32			0.55
	-1.08	184.34	1					8.682993	-0.91	183.05			1.06
	-19.79	137.54	1						-20.99	138.88			0.73
	-70.48	154.72	1						-71.68	155.74			1.59
Média Ned/coluna =		214.79	14.00			Feq/alinhamento=		4.34	Desl. max. (cm)=	1.59	αcr=	16.14	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	180.58	154.55	1						181.33	153.53			-2.29
	-168.21	147.14	1					αh	-167.73	145.80			1.63
	270.47	254.75	1					0.78903	271.31	256.04			-2.87
	-249.64	266.88	1						-249.25	267.86			2.11
	284.29	256.40	1					αm	285.10	256.71			-2.95
	-260.01	251.70	1					0.731925	-259.59	251.69			2.53
58	281.67	257.38	1	112.47	3007.04	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		282.47	257.54	121.08	3007.04	-2.89
	-257.34	247.97	1					ø	-256.90	247.81			2.56
	269.49	247.30	1					0.0029	270.28	247.32			-2.85
	-247.00	243.52	1						-246.55	243.22			2.32
	221.62	194.52	1					Feq=	222.38	193.54			-2.04
	-213.11	176.55	1					8.682994	-212.64	175.26			2.00
	132.13	145.59	1						132.97	146.93			-1.67
	-132.48	162.78	1						-132.09	163.79			1.53
Média Ned/coluna =		214.79	14.00			Feq/pórtico=		1.24	Desl. max. (cm)=	2.95	αcr=	8.78	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-2.40	154.55	1						-3.60	153.53			0.15
	-11.32	147.14	1					αh	-12.53	145.80			0.45
	0.87	254.75	1					0.78903	1.04	256.04			0.53
	1.96	266.88	1						2.13	267.86			0.88
	-0.08	256.40	1					αm	-0.08	256.71			0.60
	-0.18	251.70	1					0.731925	-0.19	251.69			0.98
58	-0.11	257.38	1	-115.84	3007.04	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.30	257.54	-120.36	3007.04	0.71
	-0.21	247.97	1					ø	-0.40	247.81			1.09
	-0.14	247.30	1					0.0029	-0.15	247.32			0.76
	-0.25	243.52	1						-0.26	243.22			1.14
	2.72	194.52	1					Feq=	2.89	193.54			0.74
	0.39	176.55	1					8.682994	0.56	175.26			1.25
	-28.19	145.59	1						-29.39	146.93			0.98
	-78.89	162.78	1						-80.08	163.79			1.85
Média Ned/coluna =		214.79	14.00			Feq/alinhamento=		4.34	Desl. max. (cm)=	1.85	αcr=	13.90	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	183.24	147.80	1						183.99	146.79			-1.92
	-170.86	140.37	1					αh	-170.38	139.03			1.26
	277.47	261.17	1					0.78903	278.31	262.46			-2.54
	-256.65	273.32	1						-256.26	274.30			1.78
	289.80	256.78	1					αm	290.61	257.09			-2.60
	-265.52	252.07	1					0.731925	-265.10	252.06			2.19
	286.58	257.28	1						287.38	257.44			-2.55
59	-262.24	247.86	1	112.47	3007.04	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-261.81	247.70	121.09	3007.04	2.22
	275.00	247.69	1					0.0029	275.79	247.70			-2.51
	-252.51	243.91	1						-252.06	243.60			1.97
	228.62	200.93	1					Feq=	229.38	199.96			-1.70
	-220.11	182.97	1					8.682994	-219.64	181.68			1.67
	134.79	138.84	1						135.63	140.18			-1.31
	-135.13	156.03	1						-134.75	157.04			1.16
Média Ned/coluna =		214.79	14.00			Feq/pórtico=		1.24	Desl. max. (cm)=	2.60	αcr=	9.94	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.77	147.80	1						-7.97	146.79			0.22
	-15.70	140.37	1					αh	-16.90	139.03			0.52
	1.51	261.17	1					0.78903	1.68	262.46			0.65
	2.60	273.32	1						2.77	274.30			1.00
	-0.09	256.78	1					αm	-0.09	257.09			0.66
	-0.19	252.07	1					0.731925	-0.19	252.06			1.04
	-0.11	257.28	1						-0.30	257.44			0.71
59	-0.21	247.86	1	-115.84	3007.04	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.40	247.70	-120.36	3007.04	1.09
	-0.14	247.69	1					0.0029	-0.14	247.70			0.70
	-0.25	243.91	1						-0.25	243.60			1.09
	2.08	200.93	1					Feq=	2.25	199.96			0.62
	-0.25	182.97	1					8.682994	-0.08	181.68			1.13
	-23.82	138.84	1						-25.02	140.18			0.91
	-74.51	156.03	1						-75.71	157.04			1.78
Média Ned/coluna =		214.79	14.00			Feq/alinhamento=		4.34	Desl. max. (cm)=	1.78	αcr=	14.44	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	176.88	153.30	1						177.63	152.29			-2.35
	-164.47	146.17	1					αh	-164.00	144.83			1.69
	263.20	256.12	1					0.78903	264.04	257.41			-2.90
	-242.39	267.97	1						-242.00	268.94			2.14
	278.26	256.26	1					αm	279.07	256.57			-2.99
	-253.98	251.57	1					0.731925	-253.56	251.56			2.57
60	276.13	257.41	1	112.47	3007.04	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		276.93	257.57	121.08	3007.04	-2.94
	-251.83	248.05	1					ø	-251.40	247.89			2.61
	263.57	247.38	1					0.0029	264.36	247.39			-2.88
	-241.20	243.45	1						-240.75	243.14			2.37
	212.77	194.62	1					Feq=	213.52	193.65			-2.00
	-206.43	178.23	1					8.682992	-205.96	176.94			2.09
	130.07	145.40	1						130.91	146.74			-1.62
	-128.10	161.12	1						-127.71	162.13			1.62
Média Ned/coluna =		214.79	14.00			Feq/pórtico=		1.24	Desl. max. (cm)=		2.99	αcr=	8.67

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.51	153.30	1						-7.70	152.29			0.34
	-15.13	146.17	1					αh	-16.33	144.83			0.63
	1.73	256.12	1					0.78903	1.90	257.41			0.62
	2.77	267.97	1						2.94	268.94			0.95
	-0.10	256.26	1					αm	-0.11	256.57			0.67
	-0.20	251.57	1					0.731925	-0.20	251.56			1.04
	-0.11	257.41	1						-0.31	257.57			0.72
60	-0.21	248.05	1	-115.84	3007.04	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.40	247.89	-120.36	3007.04	1.08
	-0.13	247.38	1					0.0029	-0.13	247.39			0.71
	-0.23	243.45	1						-0.23	243.14			1.07
	1.91	194.62	1					Feq=	2.08	193.65			0.67
	-0.46	178.23	1					8.682992	-0.30	176.94			1.17
	-24.46	145.40	1						-25.66	146.74			0.81
	-74.72	161.12	1						-75.91	162.13			1.66
Média Ned/coluna =		214.79	14.00			Feq/alinhamento=		4.34	Desl. max. (cm)=		1.66	αcr=	15.52

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	176.99	143.22	1						177.78	143.38			-2.08
	-162.84	137.15	1					αh	-162.40	136.99			1.15
	264.28	254.82	1					0.78903	265.08	254.97			-2.66
	-245.06	272.87	1						-244.63	272.71			1.63
	277.83	248.89	1					αm	278.62	249.05			-2.77
	-253.70	249.37	1					0.731925	-253.26	249.21			1.99
	275.00	249.51	1						275.80	249.67			-2.72
73	-250.69	245.29	1	112.48	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-250.26	245.13	121.08	2946.28	2.02
	263.03	239.79	1					0.0029	263.83	239.95			-2.68
	-240.68	241.20	1						-240.25	241.03			1.77
	215.42	194.58	1					Feq=	216.22	194.74			-1.83
	-208.53	182.54	1					8.507533	-208.10	182.38			1.52
	128.53	134.26	1						129.33	134.42			-1.46
	-127.11	152.79	1						-126.67	152.63			1.05
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/pórtico=		1.22	Desl. max. (cm)=	2.77	αcr=	9.54	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-11.04	143.22	1						-11.04	143.38			0.38
	-19.89	137.15	1					αh	-19.89	136.99			0.67
	2.34	254.82	1					0.78903	2.34	254.97			0.67
	3.42	272.87	1						3.42	272.71			1.02
	-0.11	248.89	1					αm	-0.11	249.05			0.66
	-0.21	249.37	1					0.731925	-0.21	249.21			1.05
	-0.11	249.51	1						-0.11	249.67			0.63
73	-0.21	245.29	1	-115.84	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.21	245.13	-115.84	2946.28	1.01
	-0.12	239.79	1					0.0029	-0.12	239.95			0.59
	-0.23	241.20	1						-0.23	241.03			0.97
	1.26	194.58	1					Feq=	1.26	194.74			0.50
	-1.07	182.54	1					8.507533	-1.07	182.38			1.01
	-19.55	134.26	1						-19.55	134.42			0.68
	-70.32	152.79	1						-70.32	152.63			1.55
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/alinhamento=		4.25	Desl. max. (cm)=	1.55	αcr=	16.32	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	178.32	151.26	1						179.12	151.43			-2.39
	-164.17	145.21	1					αh	-163.74	145.05			1.46
	264.36	247.04	1					0.78903	265.16	247.20			-2.96
	-245.15	265.08	1						-244.71	264.92			1.93
	278.26	248.59	1					αm	279.05	248.75			-3.07
	-254.13	249.07	1					0.731925	-253.69	248.91			2.29
74	275.65	249.58	1	112.47	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		276.45	249.74	121.09	2946.28	-3.02
	-251.34	245.35	1					ø	-250.91	245.19			2.32
	263.46	239.49	1					0.0029	264.26	239.65			-2.98
	-241.11	240.89	1						-240.68	240.73			2.08
	215.51	186.80	1					Feq=	216.31	186.96			-2.12
	-208.62	174.76	1					8.507533	-208.18	174.60			1.82
	129.87	142.31	1						130.66	142.47			-1.77
	-128.44	160.85	1						-128.01	160.68			1.36
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/pórtico=		1.22	Desl. max. (cm)=	3.07	αcr=	8.60	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-2.65	151.26	1						-2.65	151.43			0.12
	-11.49	145.21	1					αh	-11.49	145.05			0.41
	0.87	247.04	1					0.78903	0.87	247.20			0.48
	1.96	265.08	1						1.96	264.92			0.83
	-0.08	248.59	1					αm	-0.08	248.75			0.55
	-0.18	249.07	1					0.731925	-0.18	248.91			0.93
74	-0.11	249.58	1	-115.84	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.11	249.74	-115.84	2946.28	0.63
	-0.21	245.35	1					ø	-0.21	245.19			1.01
	-0.14	239.49	1					0.0029	-0.14	239.65			0.71
	-0.25	240.89	1						-0.25	240.73			1.09
	2.72	186.80	1					Feq=	2.72	186.96			0.69
	0.39	174.76	1					8.507533	0.39	174.60			1.20
	-27.94	142.31	1						-27.94	142.47			0.93
	-78.72	160.85	1						-78.72	160.68			1.80
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/alinhamento=		4.25	Desl. max. (cm)=	1.80	αcr=	14.00	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	180.98	144.52	1						181.78	144.68			-2.02
	-166.82	138.44	1					αh	-166.39	138.28			1.09
	271.36	253.45	1					0.78903	272.16	253.61			-2.62
	-252.15	271.52	1						-251.72	271.36			1.60
	283.76	248.97	1					αm	284.56	249.13			-2.73
	-259.64	249.45	1					0.731925	-259.20	249.28			1.95
	280.56	249.47	1						281.36	249.63			-2.67
75	-256.25	245.25	1	112.47	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-255.81	245.09	121.08	2946.28	1.97
	268.97	239.88	1					0.0029	269.77	240.04			-2.64
	-246.62	241.28	1						-246.19	241.12			1.73
	222.51	193.22	1					Feq=	223.31	193.38			-1.79
	-215.62	181.17	1					8.507532	-215.18	181.01			1.49
	132.53	135.56	1						133.32	135.72			-1.41
	-131.10	154.09	1						-130.66	153.93			0.99
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/pórtico=		1.22	Desl. max. (cm)=	2.73	αcr=	9.69	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-7.01	144.52	1						-7.01	144.68			0.19
	-15.86	138.44	1					αh	-15.86	138.28			0.48
	1.51	253.45	1					0.78903	1.51	253.61			0.60
	2.59	271.52	1						2.59	271.36			0.95
	-0.09	248.97	1					αm	-0.09	249.13			0.60
	-0.19	249.45	1					0.731925	-0.19	249.28			0.99
	-0.11	249.47	1						-0.11	249.63			0.63
75	-0.21	245.25	1	-115.84	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.21	245.09	-115.84	2946.28	1.01
	-0.14	239.88	1					0.0029	-0.14	240.04			0.65
	-0.25	241.28	1						-0.25	241.12			1.03
	2.09	193.22	1					Feq=	2.09	193.38			0.57
	-0.24	181.17	1					8.507532	-0.24	181.01			1.08
	-23.57	135.56	1						-23.58	135.72			0.87
	-74.35	154.09	1						-74.35	153.93			1.74
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/alinhamento=		4.25	Desl. max. (cm)=	1.74	αcr=	14.56	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	174.62	150.02	1						175.41	150.18			-2.45
	-160.44	144.24	1					αh	-160.00	144.07			1.52
	257.09	248.40	1					0.78903	257.89	248.56			-2.99
	-237.90	266.17	1						-237.46	266.01			1.96
	272.23	248.45	1					αm	273.02	248.61			-3.11
	-248.10	248.94	1					0.731925	-247.66	248.78			2.33
76	270.11	249.60	1	112.47	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		270.91	249.77	121.08	2946.28	-3.06
	-245.84	245.43	1					ø	-245.40	245.27			2.36
	257.54	239.57	1					0.0029	258.34	239.73			-3.01
	-235.31	240.82	1						-234.88	240.66			2.13
	206.66	186.91	1					Feq=	207.45	187.06			-2.09
	-201.94	176.43	1					8.507532	-201.50	176.27			1.90
	127.81	142.12	1						128.61	142.28			-1.72
	-124.06	159.19	1						-123.63	159.02			1.45
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/pórtico=		1.22	Desl. max. (cm)=	3.11	αcr=	8.50	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.75	150.02	1						-6.75	150.18			0.31
	-15.29	144.24	1					αh	-15.29	144.07			0.59
	1.73	248.40	1					0.78903	1.73	248.56			0.56
	2.77	266.17	1						2.77	266.01			0.90
	-0.11	248.45	1					αm	-0.11	248.61			0.62
	-0.20	248.94	1					0.731925	-0.20	248.78			0.98
76	-0.11	249.60	1	-115.84	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.11	249.77	-115.84	2946.28	0.63
	-0.21	245.43	1					ø	-0.21	245.27			1.00
	-0.12	239.57	1					0.0029	-0.12	239.73			0.65
	-0.23	240.82	1						-0.23	240.66			1.02
	1.92	186.91	1					Feq=	1.92	187.06			0.62
	-0.46	176.43	1					8.507532	-0.46	176.27			1.12
	-24.21	142.12	1						-24.21	142.28			0.76
	-74.55	159.19	1						-74.55	159.02			1.61
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/alinhamento=		4.25	Desl. max. (cm)=	1.61	αcr=	15.67	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	176.54	152.61	1						177.34	152.78			-2.12
	-165.95	143.85	1					αh	-165.52	143.69			1.73
	265.98	252.95	1					0.78903	266.78	253.11			-2.69
	-243.54	259.17	1						-243.10	259.01			2.20
	278.40	253.77	1					αm	279.20	253.93			-2.71
	-253.97	243.89	1					0.731925	-253.54	243.73			2.65
	275.68	254.77	1						276.47	254.93			-2.65
90	-251.31	240.16	1	112.47	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-250.88	240.00	121.08	2946.28	2.69
	263.61	244.67	1					0.0029	264.41	244.83			-2.62
	-240.96	235.71	1						-240.53	235.55			2.44
	217.12	192.72	1					Feq=	217.92	192.88			-1.85
	-207.00	168.84	1					8.507532	-206.57	168.68			2.09
	128.09	143.66	1						128.89	143.82			-1.50
	-130.22	159.50	1						-129.79	159.33			1.63
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/pórtico=		1.22	Desl. max. (cm)=	2.71	αcr=	9.75	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-2.57	152.61	1						-2.57	152.78			0.12
	-11.57	143.85	1					αh	-11.57	143.69			0.42
	0.87	252.95	1					0.78903	0.87	253.11			0.48
	1.96	259.17	1						1.96	259.01			0.83
	-0.08	253.77	1					αm	-0.08	253.93			0.55
	-0.18	243.89	1					0.731925	-0.18	243.73			0.93
	-0.11	254.77	1						-0.11	254.93			0.63
90	-0.21	240.16	1	-115.84	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.21	240.00	-115.84	2946.28	1.01
	-0.14	244.67	1					0.0029	-0.14	244.83			0.71
	-0.25	235.71	1						-0.25	235.55			1.09
	2.72	192.72	1					Feq=	2.72	192.88			0.69
	0.39	168.84	1					8.507532	0.39	168.68			1.20
	-28.02	143.66	1						-28.02	143.82			0.94
	-78.64	159.50	1						-78.64	159.33			1.80
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/alinhamento=		4.25	Desl. max. (cm)=	1.80	αcr=	14.02	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	172.84	151.37	1						173.64	151.53			-2.18
	-162.22	142.88	1					αh	-161.78	142.72			1.79
	258.71	254.32	1					0.78903	259.51	254.48			-2.72
	-236.29	260.26	1						-235.85	260.10			2.23
	272.38	253.63	1					αm	273.17	253.79			-2.75
	-247.95	243.76	1					0.731925	-247.51	243.60			2.69
92	270.14	254.79	1	112.47	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		270.93	254.95	121.09	2946.28	-2.69
	-245.81	240.24	1					ø	-245.38	240.08			2.74
	257.69	244.75	1					0.0029	258.49	244.91			-2.64
	-235.16	235.63	1						-234.73	235.47			2.49
	208.27	192.82	1					Feq=	209.07	192.98			-1.82
	-200.32	170.51	1					8.507532	-199.89	170.35			2.17
	126.03	143.47	1						126.83	143.63			-1.45
	-125.84	157.83	1						-125.41	157.67			1.72
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/pórtico=		1.22	Desl. max. (cm)=	2.75	αcr=	9.61	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.67	151.37	1						-6.67	151.53			0.30
	-15.37	142.88	1					αh	-15.37	142.72			0.60
	1.73	254.32	1					0.78903	1.73	254.48			0.56
	2.77	260.26	1						2.77	260.10			0.90
	-0.10	253.63	1					αm	-0.10	253.79			0.61
	-0.20	243.76	1					0.731925	-0.20	243.60			0.98
92	-0.11	254.79	1	-115.84	2946.28	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.11	254.95	-115.84	2946.28	0.63
	-0.21	240.24	1					ø	-0.21	240.08			1.00
	-0.13	244.75	1					0.0029	-0.13	244.91			0.66
	-0.23	235.63	1						-0.23	235.47			1.02
	1.92	192.82	1					Feq=	1.92	192.98			0.62
	-0.46	170.51	1					8.507532	-0.46	170.35			1.12
	-24.29	143.47	1						-24.29	143.63			0.76
	-74.47	157.83	1						-74.47	157.67			1.61
Média Ned/coluna =		210.45	14.00			Feq/alinhamento=		4.25	Desl. max. (cm)=	1.61	αcr=	15.70	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	195.23	163.20	1						196.10	163.38			-2.15
	-183.06	156.42	1					αh	-182.59	156.25			1.47
	289.86	282.62	1					0.78903	290.72	282.80			-2.76
	-268.99	295.65	1						-268.52	295.48			1.98
	302.65	276.63	1					αm	303.51	276.80			-2.79
	-278.25	271.53	1					0.731925	-277.78	271.36			2.43
	299.26	277.58	1						300.12	277.75			-2.72
177	-274.79	266.96	1	112.47	3267.26	0.03	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-274.33	266.78	121.78	3267.26	2.47
	286.46	266.67	1					0.0029	287.32	266.84			-2.71
	-264.03	262.70	1						-263.56	262.52			2.19
	238.35	221.25	1					Feq=	239.21	221.42			-1.89
	-229.84	203.24	1					9.43438	-229.37	203.07			1.85
	144.10	152.87	1						144.97	153.04			-1.49
	-144.48	169.95	1						-144.02	169.78			1.35
Média Ned/coluna =		233.38	14.00			Feq/pórtico=		1.35	Desl. max. (cm)=	2.79	αcr=	8.58	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-10.34	163.20	1						-10.34	163.38			0.35
	-19.25	156.42	1					αh	-19.25	156.25			0.65
	2.29	282.62	1					0.78903	2.29	282.80			0.67
	3.38	295.65	1						3.38	295.48			1.02
	-0.11	276.63	1					αm	-0.11	276.80			0.66
	-0.21	271.53	1					0.731925	-0.21	271.36			1.05
	-0.11	277.58	1						-0.11	277.75			0.63
177	-0.21	266.96	1	-115.84	3267.26	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.21	266.78	-115.84	3267.26	1.01
	-0.12	266.67	1					0.0029	-0.12	266.84			0.59
	-0.23	262.70	1						-0.23	262.52			0.97
	1.30	221.25	1					Feq=	1.30	221.42			0.50
	-1.03	203.24	1					9.43438	-1.03	203.07			1.01
	-20.28	152.87	1						-20.29	153.04			0.70
	-70.93	169.95	1						-70.93	169.78			1.57
Média Ned/coluna =		233.38	14.00			Feq/alinhamento=		4.72	Desl. max. (cm)=	1.57	αcr=	14.55	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	196.57	171.25	1						197.43	171.42			-2.46
	-184.39	164.48	1					αh	-183.92	164.30			1.77
	289.95	274.85	1					0.78903	290.81	275.02			-3.06
	-269.07	287.86	1						-268.60	287.69			2.28
	303.08	276.33	1					αm	303.94	276.50			-3.09
	-278.68	271.23	1					0.731925	-278.21	271.06			2.74
178	299.91	277.64	1	112.48	3267.26	0.03	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		300.77	277.81	121.78	3267.26	-3.03
	-275.44	267.02	1					ø	-274.97	266.84			2.77
	286.89	266.37	1					0.0029	287.75	266.54			-3.01
	-264.46	262.39	1						-263.99	262.22			2.49
	238.44	213.47	1					Feq=	239.30	213.64			-2.19
	-229.92	195.45	1					9.43438	-229.46	195.28			2.15
	145.44	160.91	1						146.30	161.09			-1.80
	-145.82	178.01	1						-145.35	177.83			1.66
Média Ned/coluna =		233.38	14.00			Feq/pórtico=		1.35	Desl. max. (cm)=	3.09	αcr=	7.74	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-1.95	171.25	1						-1.94	171.42			0.10
	-10.85	164.48	1					αh	-10.85	164.30			0.39
	0.83	274.85	1					0.78903	0.83	275.02			0.48
	1.91	287.86	1						1.91	287.69			0.83
	-0.08	276.33	1					αm	-0.08	276.50			0.55
	-0.18	271.23	1					0.731925	-0.18	271.06			0.93
178	-0.11	277.64	1	-115.84	3267.26	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.11	277.81	-115.84	3267.26	0.63
	-0.21	267.02	1					ø	-0.21	266.84			1.01
	-0.15	266.37	1					0.0029	-0.15	266.54			0.71
	-0.25	262.39	1						-0.25	262.22			1.09
	2.77	213.47	1					Feq=	2.77	213.64			0.69
	0.44	195.45	1					9.43438	0.44	195.28			1.20
	-28.68	160.91	1						-28.68	161.09			0.96
	-79.33	178.01	1						-79.33	177.83			1.82
Média Ned/coluna =		233.38	14.00			Feq/alinhamento=		4.72	Desl. max. (cm)=	1.82	αcr=	12.50	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	199.23	164.50	1						200.09	164.68			-2.09
	-187.04	157.71	1					αh	-186.57	157.54			1.41
	296.94	281.26	1					0.78903	297.81	281.43			-2.73
	-276.08	294.30	1						-275.61	294.13			1.95
	308.58	276.71	1					αm	309.45	276.88			-2.75
	-284.19	271.61	1					0.731925	-283.72	271.44			2.39
	304.81	277.54	1						305.68	277.71			-2.68
179	-280.35	266.91	1	112.48	3267.26	0.03	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-279.88	266.74	121.79	3267.26	2.43
	292.40	266.75	1					0.0029	293.26	266.93			-2.67
	-269.97	262.78	1						-269.50	262.61			2.15
	245.44	219.88	1					Feq=	246.30	220.05			-1.85
	-236.92	201.87	1					9.43438	-236.46	201.70			1.82
	148.09	154.17	1						148.96	154.34			-1.44
	-148.48	171.25	1						-148.01	171.08			1.29
Média Ned/coluna =		233.38	14.00			Feq/pórtico=		1.35	Desl. max. (cm)=	2.75	αcr=	8.70	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.31	164.50	1						-6.31	164.68			0.17
	-15.23	157.71	1					αh	-15.23	157.54			0.46
	1.46	281.26	1					0.78903	1.46	281.43			0.60
	2.55	294.30	1						2.55	294.13			0.95
	-0.09	276.71	1					αm	-0.09	276.88			0.60
	-0.19	271.61	1					0.731925	-0.19	271.44			0.99
	-0.11	277.54	1						-0.11	277.71			0.63
179	-0.21	266.91	1	-115.84	3267.26	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.21	266.74	-115.84	3267.26	1.01
	-0.14	266.75	1					0.0029	-0.14	266.93			0.65
	-0.25	262.78	1						-0.25	262.61			1.03
	2.13	219.88	1					Feq=	2.13	220.05			0.57
	-0.20	201.87	1					9.43438	-0.20	201.70			1.08
	-24.31	154.17	1						-24.31	154.34			0.89
	-74.96	171.25	1						-74.96	171.08			1.75
Média Ned/coluna =		233.38	14.00			Feq/alinhamento=		4.72	Desl. max. (cm)=	1.75	αcr=	12.99	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	192.86	170.00	1						193.73	170.18			-2.52
	-180.66	163.51	1					αh	-180.19	163.33			1.83
	282.67	276.21	1					0.78903	283.54	276.38			-3.09
	-261.82	288.95	1						-261.35	288.78			2.31
	297.05	276.19	1					αm	297.91	276.36			-3.13
	-272.65	271.10	1					0.731925	-272.18	270.93			2.77
180	294.37	277.67	1	112.47	3267.26	0.03	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		295.23	277.84	121.79	3267.26	-3.07
	-269.94	267.10	1					ø	-269.47	266.92			2.82
	280.97	266.44	1					0.0029	281.83	266.62			-3.04
	-258.66	262.32	1						-258.19	262.14			2.54
	229.58	213.57	1					Feq=	230.45	213.74			-2.15
	-223.24	197.13	1					9.43438	-222.77	196.96			2.24
	143.38	160.73	1						144.24	160.90			-1.75
	-141.44	176.34	1						-140.97	176.17			1.75
Média Ned/coluna =		233.38	14.00			Feq/pórtico=		1.35	Desl. max. (cm)=	3.13	αcr=	7.64	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.05	170.00	1						-6.05	170.18			0.29
	-14.66	163.51	1					αh	-14.66	163.33			0.57
	1.68	276.21	1					0.78903	1.68	276.38			0.56
	2.72	288.95	1						2.72	288.78			0.90
	-0.10	276.19	1					αm	-0.10	276.36			0.61
	-0.20	271.10	1					0.731925	-0.20	270.93			0.98
180	-0.11	277.67	1	-115.84	3267.26	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.11	277.84	-115.84	3267.26	0.64
	-0.21	267.10	1					ø	-0.21	266.92			1.00
	-0.13	266.44	1					0.0029	-0.13	266.62			0.66
	-0.23	262.32	1						-0.23	262.14			1.02
	1.96	213.57	1					Feq=	1.96	213.74			0.62
	-0.42	197.13	1					9.43438	-0.42	196.96			1.12
	-24.95	160.73	1						-24.95	160.90			0.78
	-75.16	176.34	1						-75.16	176.17			1.63
Média Ned/coluna =		233.38	14.00			Feq/alinhamento=		4.72	Desl. max. (cm)=	1.63	αcr=	13.98	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	192.97	159.92	1						193.84	160.09			-2.25
	-179.02	154.49	1					αh	-178.55	154.31			1.30
	283.75	274.91	1					0.78903	284.61	275.08			-2.85
	-264.49	293.85	1						-264.02	293.68			1.80
	296.61	268.82	1					αm	297.48	268.99			-2.92
	-272.37	268.90	1					0.731925	-271.90	268.73			2.20
	293.24	269.77	1						294.10	269.95			-2.85
193	-268.80	264.34	1	112.47	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-268.33	264.16	121.79	3206.49	2.22
	280.43	258.86	1					0.0029	281.29	259.03			-2.83
	-258.15	260.06	1						-257.68	259.89			1.95
	232.24	213.53	1					Feq=	233.10	213.71			-1.98
	-225.35	201.44	1					9.25892	-224.88	201.27			1.67
	141.84	149.58	1						142.70	149.76			-1.59
	-140.45	168.02	1						-139.98	167.84			1.18
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/pórtico=		1.32	Desl. max. (cm)=	2.92	αcr=	8.37	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-10.58	159.92	1						-10.58	160.09			0.36
	-19.42	154.49	1					αh	-19.42	154.31			0.66
	2.29	274.91	1					0.78903	2.29	275.08			0.67
	3.37	293.85	1						3.37	293.68			1.02
	-0.11	268.82	1					αm	-0.11	268.99			0.66
	-0.21	268.90	1					0.731925	-0.21	268.73			1.05
	-0.11	269.77	1						-0.11	269.95			0.63
193	-0.21	264.34	1	-115.84	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.21	264.16	-115.84	3206.49	1.01
	-0.12	258.86	1					0.0029	-0.12	259.03			0.59
	-0.23	260.06	1						-0.23	259.89			0.97
	1.31	213.53	1					Feq=	1.31	213.71			0.50
	-1.03	201.44	1					9.25892	-1.03	201.27			1.01
	-20.04	149.58	1						-20.04	149.76			0.69
	-70.77	168.02	1						-70.76	167.84			1.56
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/alinhamento=		4.63	Desl. max. (cm)=	1.56	αcr=	14.88	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	194.31	167.96	1						195.17	168.14			-2.56
	-180.35	162.55	1					αh	-179.89	162.37			1.60
	283.84	267.13	1					0.78903	284.70	267.30			-3.15
	-264.57	286.06	1						-264.10	285.89			2.10
	297.04	268.52	1					αm	297.91	268.69			-3.22
	-272.79	268.60	1					0.731925	-272.33	268.43			2.50
194	293.89	269.83	1	112.47	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		294.75	270.01	121.78	3206.49	-3.15
	-269.44	264.40	1					ø	-268.98	264.23			2.53
	280.85	258.56	1					0.0029	281.72	258.73			-3.13
	-258.58	259.76	1						-258.11	259.59			2.25
	232.33	205.76	1					Feq=	233.19	205.93			-2.27
	-225.43	193.66	1					9.25892	-224.96	193.48			1.97
	143.18	157.63	1						144.04	157.80			-1.90
	-141.78	176.07	1						-141.31	175.90			1.49
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/pórtico=		1.32	Desl. max. (cm)=	3.22	αcr=	7.58	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-2.19	167.96	1						-2.19	168.14			0.11
	-11.01	162.55	1					αh	-11.02	162.37			0.40
	0.82	267.13	1					0.78903	0.82	267.30			0.48
	1.91	286.06	1						1.91	285.89			0.83
	-0.08	268.52	1					αm	-0.08	268.69			0.55
	-0.18	268.60	1					0.731925	-0.18	268.43			0.93
194	-0.11	269.83	1	-115.84	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.11	270.01	-115.84	3206.49	0.63
	-0.21	264.40	1					ø	-0.21	264.23			1.01
	-0.14	258.56	1					0.0029	-0.14	258.73			0.71
	-0.25	259.76	1						-0.25	259.59			1.09
	2.77	205.76	1					Feq=	2.77	205.93			0.69
	0.44	193.66	1					9.25892	0.44	193.48			1.20
	-28.43	157.63	1						-28.44	157.80			0.95
	-79.17	176.07	1						-79.17	175.90			1.82
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/alinhamento=		4.63	Desl. max. (cm)=	1.82	αcr=	12.77	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	196.97	161.22	1						197.83	161.39			-2.19
	-183.00	155.78	1					αh	-182.54	155.61			1.24
	290.83	273.55	1					0.78903	291.70	273.72			-2.82
	-271.58	292.50	1						-271.11	292.33			1.76
	302.55	268.90	1					αm	303.41	269.07			-2.88
	-278.30	268.98	1					0.731925	-277.84	268.81			2.16
	298.79	269.73	1						299.65	269.90			-2.81
195	-274.35	264.30	1	112.48	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-273.88	264.12	121.78	3206.49	2.18
	286.37	258.94	1					0.0029	287.23	259.12			-2.79
	-264.09	260.15	1						-263.62	259.98			1.91
	239.33	212.17	1					Feq=	240.19	212.34			-1.94
	-232.43	200.08	1					9.25892	-231.96	199.90			1.64
	145.83	150.88	1						146.70	151.06			-1.54
	-144.44	169.32	1						-143.97	169.15			1.12
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/pórtico=		1.32	Desl. max. (cm)=	2.88	αcr=	8.49	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.56	161.22	1						-6.55	161.39			0.17
	-15.39	155.78	1					αh	-15.39	155.61			0.47
	1.46	273.55	1					0.78903	1.46	273.72			0.60
	2.54	292.50	1						2.54	292.33			0.95
	-0.09	268.90	1					αm	-0.09	269.07			0.60
	-0.19	268.98	1					0.731925	-0.19	268.81			0.99
	-0.11	269.73	1						-0.11	269.90			0.63
195	-0.21	264.30	1	-115.84	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.21	264.12	-115.84	3206.49	1.01
	-0.14	258.94	1					0.0029	-0.14	259.12			0.65
	-0.25	260.15	1						-0.25	259.98			1.03
	2.14	212.17	1					Feq=	2.14	212.34			0.57
	-0.19	200.08	1					9.25892	-0.19	199.90			1.08
	-24.07	150.88	1						-24.07	151.06			0.88
	-74.79	169.32	1						-74.79	169.15			1.75
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/alinhamento=		4.63	Desl. max. (cm)=	1.75	αcr=	13.28	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	190.60	166.72	1						191.47	166.89			-2.62
	-176.62	161.58	1					αh	-176.15	161.40			1.66
	276.56	268.50	1					0.78903	277.43	268.67			-3.18
	-257.32	287.15	1						-256.85	286.97			2.13
	291.02	268.38	1					αm	291.88	268.55			-3.26
	-266.77	268.47	1					0.731925	-266.30	268.30			2.54
196	288.34	269.86	1	112.47	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		289.21	270.04	121.78	3206.49	-3.20
	-263.94	264.48	1					ø	-263.47	264.31			2.57
	274.94	258.63	1					0.0029	275.80	258.80			-3.16
	-252.78	259.69	1						-252.31	259.51			2.30
	223.47	205.86	1					Feq=	224.34	206.03			-2.24
	-218.75	195.33	1					9.258919	-218.28	195.16			2.05
	141.12	157.44	1						141.98	157.62			-1.85
	-137.40	174.41	1						-136.93	174.24			1.58
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/pórtico=		1.32	Desl. max. (cm)=		3.26	αcr=	7.49

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.29	166.72	1						-6.29	166.89			0.29
	-14.82	161.58	1					αh	-14.82	161.40			0.58
	1.68	268.50	1					0.78903	1.68	268.67			0.56
	2.72	287.15	1						2.72	286.97			0.90
	-0.10	268.38	1					αm	-0.10	268.55			0.62
	-0.20	268.47	1					0.731925	-0.20	268.30			0.98
196	-0.11	269.86	1	-115.84	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.11	270.04	-115.84	3206.49	0.64
	-0.21	264.48	1					ø	-0.21	264.31			1.00
	-0.13	258.63	1					0.0029	-0.13	258.80			0.66
	-0.23	259.69	1						-0.23	259.51			1.02
	1.97	205.86	1					Feq=	1.97	206.03			0.62
	-0.41	195.33	1					9.258919	-0.41	195.16			1.12
	-24.71	157.44	1						-24.71	157.62			0.77
	-75.00	174.41	1						-75.00	174.24			1.62
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/alinhamento=		4.63	Desl. max. (cm)=		1.62	αcr=	14.29

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	191.20	161.27	1						192.06	161.44			-1.98
	-180.80	153.14	1					αh	-180.33	152.96			1.56
	285.37	280.83	1					0.78903	286.23	281.00			-2.58
	-262.88	287.94	1						-262.41	287.77			2.07
	296.76	274.00	1					αm	297.63	274.17			-2.55
	-272.21	263.72	1					0.731925	-271.75	263.54			2.56
	293.26	274.96	1						294.12	275.13			-2.48
209	-268.77	259.15	1	112.47	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-268.30	258.98	121.78	3206.49	2.60
	280.57	264.04	1					0.0029	281.44	264.21			-2.47
	-258.00	254.88	1						-257.53	254.71			2.31
	233.86	219.45	1					Feq=	234.72	219.62			-1.70
	-223.73	195.53	1					9.258919	-223.26	195.35			1.94
	140.07	150.93	1						140.93	151.11			-1.32
	-142.23	166.67	1						-141.76	166.49			1.45
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/pórtico=		1.32	Desl. max. (cm)=	2.60	αcr=	9.39	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-10.51	161.27	1						-10.50	161.44			0.36
	-19.49	153.14	1					αh	-19.50	152.96			0.66
	2.29	280.83	1					0.78903	2.29	281.00			0.67
	3.38	287.94	1						3.38	287.77			1.02
	-0.11	274.00	1					αm	-0.11	274.17			0.66
	-0.21	263.72	1					0.731925	-0.21	263.54			1.05
	-0.11	274.96	1						-0.11	275.13			0.63
209	-0.21	259.15	1	-115.84	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.21	258.98	-115.84	3206.49	1.01
	-0.12	264.04	1					0.0029	-0.12	264.21			0.59
	-0.23	254.88	1						-0.23	254.71			0.97
	1.31	219.45	1					Feq=	1.31	219.62			0.50
	-1.03	195.53	1					9.258919	-1.03	195.35			1.01
	-20.12	150.93	1						-20.12	151.11			0.69
	-70.68	166.67	1						-70.68	166.49			1.56
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/alinhamento=		4.63	Desl. max. (cm)=	1.56	αcr=	14.91	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	192.53	169.31	1						193.39	169.49			-2.29
	-182.13	161.19	1					αh	-181.66	161.02			1.87
	285.45	273.05	1					0.78903	286.32	273.22			-2.88
	-262.96	280.15	1						-262.49	279.98			2.37
	297.19	273.70	1					αm	298.06	273.87			-2.86
	-272.64	263.42	1					0.731925	-272.18	263.25			2.86
210	293.91	275.02	1	112.48	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		294.77	275.20	121.79	3206.49	-2.78
	-269.42	259.21	1					ø	-268.95	259.04			2.90
	281.00	263.74	1					0.0029	281.87	263.91			-2.77
	-258.43	254.58	1						-257.96	254.41			2.61
	233.94	211.67	1					Feq=	234.80	211.84			-2.00
	-223.81	187.74	1					9.258919	-223.34	187.57			2.24
	141.40	158.98	1						142.26	159.15			-1.63
	-143.56	174.72	1						-143.09	174.55			1.76
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/pórtico=		1.32	Desl. max. (cm)=	2.90	αcr=	8.41	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-2.11	169.31	1						-2.11	169.49			0.10
	-11.09	161.19	1					αh	-11.09	161.02			0.40
	0.82	273.05	1					0.78903	0.82	273.22			0.48
	1.91	280.15	1						1.91	279.98			0.83
	-0.08	273.70	1					αm	-0.08	273.87			0.55
	-0.18	263.42	1					0.731925	-0.18	263.25			0.93
210	-0.11	275.02	1	-115.84	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.11	275.20	-115.84	3206.49	0.63
	-0.21	259.21	1					ø	-0.21	259.04			1.01
	-0.15	263.74	1					0.0029	-0.15	263.91			0.71
	-0.25	254.58	1						-0.25	254.41			1.09
	2.78	211.67	1					Feq=	2.78	211.84			0.69
	0.44	187.74	1					9.258919	0.44	187.57			1.20
	-28.51	158.98	1						-28.51	159.15			0.95
	-79.09	174.72	1						-79.09	174.55			1.81
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/alinhamento=		4.63	Desl. max. (cm)=	1.81	αcr=	12.80	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	195.19	162.57	1						196.05	162.74			-1.92
	-184.78	154.43	1					αh	-184.31	154.25			1.51
	292.45	279.46	1					0.78903	293.31	279.64			-2.54
	-269.97	286.59	1						-269.50	286.42			2.03
	302.70	274.08	1					αm	303.56	274.25			-2.51
	-278.15	263.80	1					0.731925	-277.69	263.62			2.52
	298.82	274.92	1						299.68	275.09			-2.43
211	-274.33	259.11	1	112.47	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-273.86	258.93	121.78	3206.49	2.55
	286.51	264.12	1					0.0029	287.38	264.30			-2.43
	-263.94	254.97	1						-263.47	254.79			2.27
	240.94	218.08	1					Feq=	241.80	218.26			-1.67
	-230.81	194.16	1					9.258919	-230.35	193.99			1.91
	144.06	152.23	1						144.92	152.41			-1.27
	-146.22	167.97	1						-145.75	167.80			1.39
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/pórtico=		1.32	Desl. max. (cm)=	2.55	αcr=	9.55	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.48	162.57	1						-6.48	162.74			0.17
	-15.47	154.43	1					αh	-15.47	154.25			0.47
	1.46	279.46	1					0.78903	1.46	279.64			0.60
	2.54	286.59	1						2.54	286.42			0.95
	-0.09	274.08	1					αm	-0.09	274.25			0.60
	-0.19	263.80	1					0.731925	-0.19	263.62			0.99
	-0.11	274.92	1						-0.11	275.09			0.63
211	-0.21	259.11	1	-115.84	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	-0.21	258.93	-115.84	3206.49	1.01
	-0.14	264.12	1					0.0029	-0.14	264.30			0.65
	-0.25	254.97	1						-0.25	254.79			1.03
	2.14	218.08	1					Feq=	2.14	218.26			0.57
	-0.20	194.16	1					9.258919	-0.20	193.99			1.08
	-24.14	152.23	1						-24.15	152.41			0.88
	-74.71	167.97	1						-74.71	167.80			1.74
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/alinhamento=		4.63	Desl. max. (cm)=	1.74	αcr=	13.30	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	188.83	168.07	1						189.69	168.24			-2.35
	-178.40	160.22	1					αh	-177.93	160.05			1.93
	278.18	274.41	1					0.78903	279.04	274.59			-2.91
	-255.71	281.24	1						-255.24	281.06			2.40
	291.16	273.56	1					αm	292.03	273.73			-2.90
	-266.62	263.29	1					0.731925	-266.15	263.12			2.90
212	288.37	275.05	1	112.47	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		289.23	275.22	121.78	3206.49	-2.83
	-263.92	259.29	1					ø	-263.45	259.12			2.95
	275.08	263.81	1					0.0029	275.95	263.99			-2.80
	-252.63	254.50	1						-252.16	254.33			2.67
	225.09	211.77	1					Feq=	225.95	211.95			-1.97
	-217.13	189.42	1					9.25892	-216.66	189.24			2.33
	139.34	158.79	1						140.20	158.97			-1.58
	-139.18	173.06	1						-138.71	172.89			1.85
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/pórtico=		1.32	Desl. max. (cm)=	2.95	αcr=	8.28	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	-6.21	168.07	1						-6.21	168.24			0.29
	-14.90	160.22	1					αh	-14.90	160.05			0.58
	1.68	274.41	1					0.78903	1.68	274.59			0.56
	2.72	281.24	1						2.72	281.06			0.90
	-0.10	273.56	1					αm	-0.10	273.73			0.61
	-0.20	263.29	1					0.731925	-0.20	263.12			0.98
212	-0.11	275.05	1	-115.84	3206.49	0.04	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		-0.11	275.22	-115.84	3206.49	0.64
	-0.21	259.29	1					ø	-0.21	259.12			1.00
	-0.13	263.81	1					0.0029	-0.13	263.99			0.66
	-0.23	254.50	1						-0.23	254.33			1.02
	1.97	211.77	1					Feq=	1.97	211.95			0.62
	-0.41	189.42	1					9.25892	-0.41	189.24			1.12
	-24.78	158.79	1						-24.79	158.97			0.78
	-74.92	173.06	1						-74.92	172.89			1.62
Média Ned/coluna =		229.04	14.00			Feq/alinhamento=		4.63	Desl. max. (cm)=	1.62	αcr=	14.32	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	79.94	83.50	1						79.62	84.41			-0.83
	-80.91	86.70	1					αh	-81.14	87.75			0.76
	97.36	100.47	1					0.78903	96.98	99.46			-0.92
	-97.12	104.89	1						-97.28	104.02			0.86
	93.94	99.63	1					αm	93.58	99.43			-0.71
	-93.35	97.67	1					0.731925	-93.53	97.62			1.06
286	91.17	101.29	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		90.82	101.21	-3.78	1301.08	-0.63
	-90.52	95.25	1					ø	-90.71	95.32			1.08
	86.97	95.32	1					0.0029	86.63	95.38			-0.74
	-87.33	94.35	1						-87.53	94.54			0.90
	84.09	94.76	1					Feq=	83.77	95.63			-0.72
	-84.06	94.50	1					3.756934	-84.29	95.52			0.79
	66.54	76.61	1						66.15	75.56			-0.61
	-66.71	76.13	1						-66.86	75.23			0.69
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.08	αcr=	1.73	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.29	83.50	1						3.29	84.41			-0.10
	2.37	86.70	1					αh	3.37	87.75			-0.10
	-0.23	100.47	1					0.78903	-0.37	99.46			-0.04
	-0.25	104.89	1						-0.39	104.02			-0.05
	0.01	99.63	1					αm	0.01	99.43			-0.05
	0.00	97.67	1					0.731925	0.00	97.62			-0.05
	0.00	101.29	1						0.16	101.21			-0.07
286	0.00	95.25	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	0.16	95.32	3.76	1301.08	-0.08
	-0.01	95.32	1					0.0029	-0.01	95.38			-0.03
	0.00	94.35	1						0.00	94.54			-0.04
	0.26	94.76	1					Feq=	0.12	95.63			-0.04
	0.24	94.50	1					3.756934	0.10	95.52			-0.04
	-2.46	76.61	1						-1.46	75.56			0.04
	-2.22	76.13	1						-1.23	75.23			0.03
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.10	αcr=	18.65	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	79.94	83.50	1						80.32	84.55			-0.86
	-80.91	86.70	1					αh	-80.76	87.61			0.73
	97.36	100.47	1					0.78903	97.68	99.60			-0.96
	-97.12	104.89	1						-96.90	103.88			0.83
	93.94	99.63	1					αm	94.28	99.58			-0.75
	-93.35	97.67	1					0.731925	-93.15	97.48			1.03
287	91.17	101.29	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		91.52	101.36	3.78	1301.08	-0.67
	-90.52	95.25	1					ø	-90.33	95.18			1.04
	86.97	95.32	1					0.0029	87.33	95.52			-0.78
	-87.33	94.35	1						-87.15	94.40			0.87
	84.09	94.76	1					Feq=	84.47	95.77			-0.76
	-84.06	94.50	1					3.756934	-83.91	95.38			0.76
	66.54	76.61	1						66.85	75.70			-0.65
	-66.71	76.13	1						-66.48	75.09			0.65
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.04	αcr=	1.79	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.29	83.50	1						3.29	84.55			-0.10
	2.37	86.70	1					αh	3.37	87.61			-0.10
	-0.23	100.47	1					0.78903	-0.37	99.60			-0.04
	-0.25	104.89	1						-0.39	103.88			-0.05
	0.01	99.63	1					αm	0.01	99.58			-0.05
	0.00	97.67	1					0.731925	0.00	97.48			-0.05
	0.00	101.29	1						0.16	101.36			-0.07
287	0.00	95.25	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	0.16	95.18	3.76	1301.08	-0.08
	-0.01	95.32	1					0.0029	-0.01	95.52			-0.03
	0.00	94.35	1						0.00	94.40			-0.04
	0.26	94.76	1					Feq=	0.12	95.77			-0.04
	0.24	94.50	1					3.756934	0.10	95.38			-0.04
	-2.46	76.61	1						-1.46	75.70			0.04
	-2.22	76.13	1						-1.23	75.09			0.03
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.10	αcr=	18.65	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	79.94	83.50	1						80.32	84.55			-0.86
	-80.91	86.70	1					αh	-80.76	87.61			0.73
	97.36	100.47	1					0.78903	97.68	99.60			-0.96
	-97.12	104.89	1						-96.90	103.88			0.83
	93.94	99.63	1					αm	94.28	99.58			-0.75
	-93.35	97.67	1					0.731925	-93.15	97.48			1.03
288	91.17	101.29	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		91.52	101.36	3.78	1301.08	-0.67
	-90.52	95.25	1					ø	-90.33	95.18			1.04
	86.97	95.32	1					0.0029	87.33	95.52			-0.78
	-87.33	94.35	1						-87.15	94.40			0.87
	84.09	94.76	1					Feq=	84.47	95.77			-0.76
	-84.06	94.50	1					3.756934	-83.91	95.38			0.76
	66.54	76.61	1						66.85	75.70			-0.65
	-66.71	76.13	1						-66.48	75.09			0.65
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.04	αcr=	1.79	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.29	83.50	1						3.29	84.55			-0.10
	2.37	86.70	1					αh	3.37	87.61			-0.10
	-0.23	100.47	1					0.78903	-0.37	99.60			-0.04
	-0.25	104.89	1						-0.39	103.88			-0.05
	0.01	99.63	1					αm	0.01	99.58			-0.05
	0.00	97.67	1					0.731925	0.00	97.48			-0.05
	0.00	101.29	1						0.16	101.36			-0.07
288	0.00	95.25	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	0.16	95.18	3.76	1301.08	-0.08
	-0.01	95.32	1					0.0029	-0.01	95.52			-0.03
	0.00	94.35	1						0.00	94.40			-0.04
	0.26	94.76	1					Feq=	0.12	95.77			-0.04
	0.24	94.50	1					3.756934	0.10	95.38			-0.04
	-2.46	76.61	1						-1.46	75.70			0.04
	-2.22	76.13	1						-1.23	75.09			0.03
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.10	αcr=	18.65	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	101.05	104.07	1						79.41	85.04			-0.81
	-119.28	128.95	1					αh	-81.30	88.48			0.77
	167.24	145.09	1					0.78903	96.71	98.75			-0.91
	-193.63	144.05	1						-97.39	103.41			0.87
	193.33	183.80	1					αm	93.33	99.30			-0.70
	-225.61	197.69	1					0.73598	-93.65	97.58			1.08
289	198.72	184.86	1	-174.03	2206.47	0.08	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		90.58	101.17	-6.37	1301.08	-0.62
	-231.13	200.45	1					ø	-90.84	95.37			1.09
	201.54	189.13	1					0.0029	86.40	95.41			-0.73
	-232.97	202.94	1						-87.67	94.68			0.91
	186.40	199.09	1					Feq=	83.56	96.24			-0.71
	-206.48	242.81	1					6.4066	-84.44	96.22			0.80
	96.56	51.17	0						65.88	74.83			-0.60
	-109.75	32.37	0						-66.96	74.59			0.70
Média Ned/coluna =		157.61	12.00			Feq/pórtico=		0.92	Desl. max. (cm)=	1.09	αcr=	2.89	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	31.91	104.07	1						3.98	85.04			-0.12
	47.66	128.95	1					αh	4.07	88.48			-0.12
	-2.69	145.09	1					0.78903	-0.47	98.75			-0.07
	-4.43	144.05	1						-0.49	103.41			-0.08
	0.22	183.80	1					αm	0.01	99.30			-0.08
	0.40	197.69	1					0.73598	0.01	97.58			-0.08
289	0.17	184.86	1	193.07	2206.47	0.09	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		0.27	101.17	6.38	1301.08	-0.12
	0.35	200.45	1					ø	0.27	95.37			-0.13
	0.16	189.13	1					0.0029	0.00	95.41			-0.06
	0.34	202.94	1						0.00	94.68			-0.08
	-2.98	199.09	1					Feq=	0.02	96.24			-0.07
	0.75	242.81	1					6.4066	0.00	96.22			-0.08
	18.58	51.17	0						-0.76	74.83			0.01
	102.62	32.37	0						-0.53	74.59			0.01
Média Ned/coluna =		157.61	12.00			Feq/alinhamento=		3.20	Desl. max. (cm)=	0.13	αcr=	24.99	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	79.94	83.50	1						79.62	84.41			-0.83
	-80.91	86.70	1					αh	-81.14	87.75			0.76
	97.36	100.47	1					0.78903	96.98	99.46			-0.92
	-97.12	104.89	1						-97.28	104.02			0.86
	93.94	99.63	1					αm	93.58	99.43			-0.71
	-93.35	97.67	1					0.731925	-93.53	97.62			1.06
290	91.17	101.29	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		90.82	101.21	-3.78	1301.08	-0.63
	-90.52	95.25	1					ø	-90.71	95.32			1.08
	86.97	95.32	1					0.0029	86.63	95.38			-0.74
	-87.33	94.35	1						-87.53	94.54			0.90
	84.09	94.76	1					Feq=	83.77	95.63			-0.72
	-84.06	94.50	1					3.756934	-84.29	95.52			0.79
	66.54	76.61	1						66.15	75.56			-0.61
	-66.71	76.13	1						-66.86	75.23			0.69
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.08	αcr=	1.73	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.29	83.50	1						3.29	84.41			-0.10
	2.37	86.70	1					αh	3.37	87.75			-0.10
	-0.23	100.47	1					0.78903	-0.37	99.46			-0.04
	-0.25	104.89	1						-0.39	104.02			-0.05
	0.01	99.63	1					αm	0.01	99.43			-0.05
	0.00	97.67	1					0.731925	0.00	97.62			-0.05
	0.00	101.29	1						0.16	101.21			-0.07
290	0.00	95.25	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	0.16	95.32	3.76	1301.08	-0.08
	-0.01	95.32	1					0.0029	-0.01	95.38			-0.03
	0.00	94.35	1						0.00	94.54			-0.04
	0.26	94.76	1					Feq=	0.12	95.63			-0.04
	0.24	94.50	1					3.756934	0.10	95.52			-0.04
	-2.46	76.61	1						-1.46	75.56			0.04
	-2.22	76.13	1						-1.23	75.23			0.03
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.10	αcr=	18.65	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	79.94	83.50	1						79.62	84.41			-0.83
	-80.91	86.70	1					αh	-81.14	87.75			0.76
	97.36	100.47	1					0.78903	96.98	99.46			-0.92
	-97.12	104.89	1						-97.28	104.02			0.86
	93.94	99.63	1					αm	93.58	99.43			-0.71
	-93.35	97.67	1					0.731925	-93.53	97.62			1.06
291	91.17	101.29	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		90.82	101.21	-3.78	1301.08	-0.63
	-90.52	95.25	1					ø	-90.71	95.32			1.08
	86.97	95.32	1					0.0029	86.63	95.38			-0.74
	-87.33	94.35	1						-87.53	94.54			0.90
	84.09	94.76	1					Feq=	83.77	95.63			-0.72
	-84.06	94.50	1					3.756934	-84.29	95.52			0.79
	66.54	76.61	1						66.15	75.56			-0.61
	-66.71	76.13	1						-66.86	75.23			0.69
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.08	αcr=	1.73	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.29	83.50	1						3.29	84.41			-0.10
	2.37	86.70	1					αh	3.37	87.75			-0.10
	-0.23	100.47	1					0.78903	-0.37	99.46			-0.04
	-0.25	104.89	1						-0.39	104.02			-0.05
	0.01	99.63	1					αm	0.01	99.43			-0.05
	0.00	97.67	1					0.731925	0.00	97.62			-0.05
	0.00	101.29	1						0.16	101.21			-0.07
291	0.00	95.25	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø	ø	0.16	95.32	3.76	1301.08	-0.08
	-0.01	95.32	1					0.0029	-0.01	95.38			-0.03
	0.00	94.35	1						0.00	94.54			-0.04
	0.26	94.76	1					Feq=	0.12	95.63			-0.04
	0.24	94.50	1					3.756934	0.10	95.52			-0.04
	-2.46	76.61	1						-1.46	75.56			0.04
	-2.22	76.13	1						-1.23	75.23			0.03
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.10	αcr=	18.65	

Comb.	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedx/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	79.94	83.50	1						79.62	84.41			-0.83
	-80.91	86.70	1					αh	-81.14	87.75			0.76
	97.36	100.47	1					0.78903	96.98	99.46			-0.92
	-97.12	104.89	1						-97.28	104.02			0.86
	93.94	99.63	1					αm	93.58	99.43			-0.71
	-93.35	97.67	1					0.731925	-93.53	97.62			1.06
292	91.17	101.29	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		90.82	101.21	-3.78	1301.08	-0.63
	-90.52	95.25	1					ø	-90.71	95.32			1.08
	86.97	95.32	1					0.0029	86.63	95.38			-0.74
	-87.33	94.35	1						-87.53	94.54			0.90
	84.09	94.76	1					Feq=	83.77	95.63			-0.72
	-84.06	94.50	1					3.756934	-84.29	95.52			0.79
	66.54	76.61	1						66.15	75.56			-0.61
	-66.71	76.13	1						-66.86	75.23			0.69
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/pórtico=		0.54	Desl. max. (cm)=	1.08	αcr=	1.73	

Comb.	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Ned≥0.5*Ned(médio)	Hed	Ved	Hed/Ved ≥0.15	Obs.	ø0	Hedy/pilar	Vedz/pilar	Hed	Ved	Desl.
								0.005					
	2.29	83.50	1						3.29	84.41			-0.10
	2.37	86.70	1					αh	3.37	87.75			-0.10
	-0.23	100.47	1					0.78903	-0.37	99.46			-0.04
	-0.25	104.89	1						-0.39	104.02			-0.05
	0.01	99.63	1					αm	0.01	99.43			-0.05
	0.00	97.67	1					0.731925	0.00	97.62			-0.05
292	0.00	101.29	1	0.00	1301.08	0.00	Logo é necessário considerar a falta de verticalidade ø		0.16	101.21	3.76	1301.08	-0.07
	0.00	95.25	1					ø	0.16	95.32			-0.08
	-0.01	95.32	1					0.0029	-0.01	95.38			-0.03
	0.00	94.35	1						0.00	94.54			-0.04
	0.26	94.76	1					Feq=	0.12	95.63			-0.04
	0.24	94.50	1					3.756934	0.10	95.52			-0.04
	-2.46	76.61	1						-1.46	75.56			0.04
	-2.22	76.13	1						-1.23	75.23			0.03
Média Ned/coluna =		92.93	14.00			Feq/alinhamento=		1.88	Desl. max. (cm)=	0.10	αcr=	18.65	

A.3. **Análise da resposta estrutural**

177 - ELU2_SobD_N1_V90_TempUI

Comb.	Barra		Nó	
177	137	Pilar	20	Base

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
310.66	-3.38	-250.71	0.10	0.00	0.01	#DIV/0!

Propriedades da secção inferior do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 500.00	Y	571 185 898.67	-	204.82	-30 464.00	2 284 743.59
tf(mm)= 16.00	Z	41 734 058.67	-	55.36	258 424.00	333 872.47
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 13 616.00						
Área eff (mm2)= 13 616.00						

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c=	446	c=	108
tw=	12.00	tf=	16.00
c/t=	37.17	**c/t=**	6.75
ε(S275)=	0.92	**ε(S275)=**	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤33ε	30.36	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤38ε	34.96	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤42ε	38.64	classe 3 c/t≤14ε	

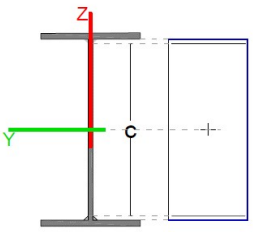
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	310.66
Classe da secção	3
A (m2)	0.0136
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	3744.40
Ned/Nc.Rd≤1	0.083

Momento Fletor Y	
Med=	0.00
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0023
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	628.30
Med/Mc.Rd≤1	0.000

Momento Fletor Z	
Med=	0.01
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	91.81
Med/Mc.Rd≤1	0.000



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-3.38
Classe da secção	3
S (m3)	0.00026
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-1308.09
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.008

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-250.71
Classe da secção	3
S (m3)	-0.00003
I(m4)	0.00057
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	1114.29
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.007

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0027
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.2812
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	22 845.76
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-3.38
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-250.71
Vpl.rd=	891.66
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

				Lcr/L=	2.71
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	17.41
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade no plano - y

A (m2)	0.01	χ=	0.61	≤1 OK
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	1.11	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	0.98	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura		
l(m)=	17.41	tf≤40mm	b	
λ=l/iy=	85.00	y-y	α= 0.34	

Ned≤Nb,Rd **Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**

Verificação da estabilidade fora do plano - Z

A (m2)	0.01	χ=	0.37	≤1 OK
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	1.67	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.34	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura		
l(m)=	6.43	tf≤40mm	c	
λ=l/iz=	116.05	z-z	α= 0.49	

Nb,z,Rd= 1399.10

Ned≤Nb,Rd **Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**

134 - ELU1_Vento90_N2_TempUV

Comb.	Barra		Nó	
134	217	Pilar	85	Base

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
121.66	121.33	-47.88	-0.17	0.00	-0.01	

Propriedades da secção inferior do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 500.00	Y	571 185 898.67	-	204.82	-30 464.00	2 284 743.59
tf(mm)= 16.00	Z	41 734 058.67	-	55.36	258 424.00	333 872.47
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 13 616.00						
Área eff (mm2)= 13 616.00						

Verificação da Alma

c=	446
tw=	12.00
c/t=	37.17
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤33ε	30.36
classe 2 c/t≤38ε	34.96
classe 3 c/t≤42ε	38.64

Verificação da Banzo

c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

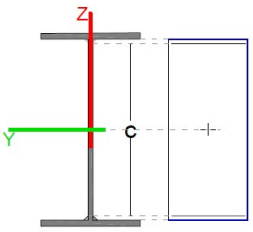
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	121.66
Classe da secção	3
A (m2)	0.0136
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	3744.40
Ned/Nc.Rd≤1	0.032

Momento Fletor Y	
Med=	0.00
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0023
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	628.30
Med/Mc.Rd≤1	0.000

Momento Fletor Z	
Med=	-0.01
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	91.81
Med/Mc.Rd≤1	0.000



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	121.33
Classe da secção	3
S (m3)	0.00026
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	46955.93
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.296

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-47.88
Classe da secção	3
S (m3)	-0.00003
I(m4)	0.00057
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	212.81
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.001

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0955
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0537
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	8 905.12
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	121.33
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-47.88
Vpl.rd=	891.66
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	21	Pilar	27	Base

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
294.54	-0.09	-292.83	0.00	0.00	0.00	

Propriedades da secção inferior do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 500.00	Y	571 185 898.67	-	204.82	-30 464.00	2 284 743.59
tf(mm)= 16.00	Z	41 734 058.67	-	55.36	258 424.00	333 872.47
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 13 616.00						
Área eff (mm2)= 13 616.00						

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c=	446	c=	108
tw=	12.00	tf=	16.00
c/t=	37.17	**c/t=**	6.75
ε(S275)=	0.92	**ε(S275)=**	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤33ε	30.36	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤38ε	34.96	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤42ε	38.64	classe 3 c/t≤14ε	

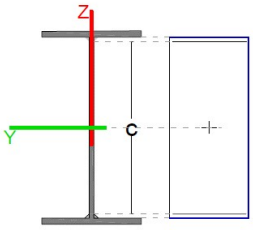
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	294.54
Classe da secção	3
A (m2)	0.0136
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	3744.40
Ned/Nc.Rd≤1	0.079

Momento Fletor Y	
Med=	0.00
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0023
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	628.30
Med/Mc.Rd≤1	0.000

Momento Fletor Z	
Med=	0.00
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	91.81
Med/Mc.Rd≤1	0.000



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-0.09
Classe da secção	3
S (m3)	0.00026
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-34.83
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.000

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-292.83
Classe da secção	3
S (m3)	-0.00003
I(m4)	0.00057
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	1301.50
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.008

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0001
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.3284
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	21 631.90
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-0.09
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-292.83
Vpl.rd=	891.66
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	150	Pilar	21	Topo

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
243.42	0.71	55.00	0.05	-206.01	3.20	-1.6

Propriedades da secção superior do pilar

			I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	Seff - mm3 (classe4)	Wel.eff - mm4
b(mm)=	250.00	Y	4 852 614 898.67	6 176 380 530.02	463.21	6 248 337.45	6 651 433.13
h(mm)=	1 250.00	Z	41 842 058.67	41 817 074.08	43.01	268 800.93	83 634.15
tf(mm)=	16.00						
tw(mm)=	12.00						
Área(mm2)=	22 616.00						
Área eff (mm2)=	20 533.95						

Eixo neutro elást. Y = 878.53

Eixo neutro efetivo elást. y = 928.58

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma

c= 1196
tw= 12.00
c/t= 99.67
ε(S275)= 0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	61.74
classe 2 c/t≤	71.09
classe 3 c/t≤	72.02

Verificação da Banzo

c= 108
tf= 16.00
c/t= 6.75
ε(S275)= 0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 4

				y(mm)plást.=	36.88	
				α=	0.531	
				y(mm)=	253.53	z(σi) - mm
				σ1 (compressão) kPa=	36 150.23	598.00
				σ2 (tração) kPa=	-14 623.69	-598.00
				ψ=σ2/σ1=	-0.40	
				Kσ=	12.21	
				λp (cálculo)=	1.09	> 0.9 ok - classe 4
				λp=	1.09	≥0.673 ok
						3+ψ ≥ 0 ok
				ρ(cálculo)=	0.796	< 1 ok
				ρ=	0.80	
		bceff (mm)=	678.03	h abertura(mm)=	173.50	
bt (mm)=	344.47	be1=	271.21	A abertura (mm2)=	2082.05	
bc (mm)=	851.53	be2=	406.82	Y abertura (mm)=	384.96	

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão

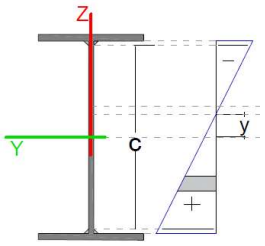
Ned=	243.42
Classe da secção	4
Aeff (m2)	0.0205
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	5646.84
Ned/Nc.Rd≤1	0.043

Momento Fletor Y

Med=	-206.01
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0067
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1829.14
Med/Mc.Rd≤1	0.113

Momento Fletor Z

Med=	3.20
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0001
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	23.00
Med/Mc.Rd≤1	0.139



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y

Ved=	0.71
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00027
Ieff(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	286.37
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.002

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z

Ved=	55.00
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00625
Ieff(m4)	0.00618
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	4636.63
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.029

Flexão composta - My e Mz (Classe4)

Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0006
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0237
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	18 038.75
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	0.71
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	55.00
Vpl.rd=	2320.60
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

				Lcr/L=	2.71
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	17.41
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade no plano - y

Aeff (m2)	0.02	χ=	0.91	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		0.63	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		0.43	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	17.41	tf≤40mm		b	
λ=l/iy=	37.59	y-y	α=	0.34	Kyy= 0.607
					Cmy= 0.6
Nb,y,Rd=	5154.34				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kzy= 0.364

Verificação da estabilidade fora do plano - Z

Aeff (m2)	0.02	χ=	0.25	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		2.35	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		1.72	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	6.43	tf≤40mm		c	
λ=l/iz=	149.37	z-z	α=	0.49	KZZ= 0.743
					Cmz= 0.6
Nb,z,Rd=	1426.86				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kyz= 0.446

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta

Aeff (m2)	0.02	χLT=	0.65	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.93	>0.4, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.69	necessário analisar a
Ieff,z (m4)	0.0000418	Mcr=		3 825.54	estabilidade
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 1.267
l(m)=	6.43	h/b>2		d	C1= 1.77
			αLT=	0.76	K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000001393				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000015862	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.19	**verifica a estabilidade**	za= 0.63
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.27	**verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.6250

124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV

Comb.	Barra		Nó	
124	214	Pilar	60	Topo

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
-151.72	0.34	163.27	0.01	1 040.46	-2.15	-0.2

Propriedades da secção superior do pilar

			I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)=	250.00	Y	4 852 614 898.67	-	463.21	5 052 964.06	7 394 032.91
h(mm)=	1 250.00	Z	41 842 058.67	-	43.01	271 924.00	334 736.47
tf(mm)=	16.00						
tw(mm)=	12.00						
Área(mm2)=	22 616.00						
Área eff (mm2)=	22 616.00						

Eixo neutro elást. Y = 656.29

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma	
c=	1196
tw=	12.00
c/t=	99.67
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão	
classe 1 c/t≤	68.89
classe 2 c/t≤	79.41
classe 3 c/t≤	103.64

Verificação da Banzo	
c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 3

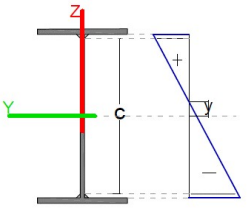
y(mm)plást.=	22.99	
α=	0.481	
y(mm)=	31.29	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	121 509.99	-598.00
σ2 (tração) kPa=	-134 927.04	598.00
ψ=σ2/σ1=	-0.90	

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	-151.72
Classe da secção	3
A (m2)	0.0226
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	6219.40
Ned/Nc.Rd≤1	0.024

Momento Fletor Y	
Med=	1040.46
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0074
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	2033.36
Med/Mc.Rd≤1	0.512

Momento Fletor Z	
Med=	-2.15
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	92.05
Med/Mc.Rd≤1	0.023



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	0.34
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	138.10
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.001

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	163.27
Classe da secção	3
S (m3)	0.00505
I(m4)	0.00485
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	14167.58
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.089

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0003
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0704
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	127 584.68
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	0.34
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	163.27
Vpl.rd=	2320.60
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

				Lcr/L=	0.92
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	5.90
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade à encurvadura lateral por flexão

A (m2)	0.02	χLT=	0.76	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.76	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.52	>0.2, logo é necessário analisar a estabilidade
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=		7 448.23	
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			
l(m)=	3.00	h/b>2	d		
		αLT=		0.76	
It(m^4)=	0.000001393				
Iw(m^6)=	0.000015862	Eq. 6.55 do EC3-1-1	0.67	**verifica a estabilidade**	
G(kN/m^2)=	81 000 000.00				

C2=	0.42
C1=	1.14
K=Kw=	1
zs=	0.00
za=	0.63
zj=	0.00
zg=	0.6250

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	22	Pilar	28	Topo

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
279.70	-0.09	-275.50	0.00	-1 821.55	0.55	0.0

Propriedades da secção superior do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 1 250.00	Y	4 852 614 898.67	-	463.21	5 072 357.93	7 375 394.28
tf(mm)= 16.00	Z	41 842 058.67	-	43.01	271 924.00	334 736.47
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 22 616.00						
Área eff (mm2)= 22 616.00		Eixo neutro elást. Y = 657.95				

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma	
c=	1196
tw=	12.00
c/t=	99.67
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão	
classe 1 c/t≤	61.12
classe 2 c/t≤	70.38
classe 3 c/t≤	103.19

Verificação da Banzo	
c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

y(mm)plást.=	42.38	
α=	0.535	
y(mm)=	32.95	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	236 841.76	598.00
σ2 (tração) kPa=	-212 107.15	-598.00
ψ=σ2/σ1=	-0.90	

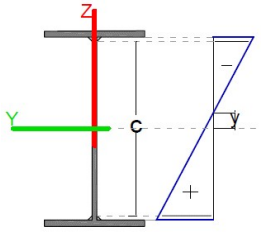
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	279.70
Classe da secção	3
A (m2)	0.0226
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	6219.40
Ned/Nc.Rd≤1	0.045

Momento Fletor Y	
Med=	-1821.55
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0074
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	2028.23
Med/Mc.Rd≤1	0.898

Momento Fletor Z	
Med=	0.55
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	92.05
Med/Mc.Rd≤1	0.006



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-0.09
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-34.81
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.000

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-275.50
Classe da secção	3
S (m3)	0.00507
I(m4)	0.00485
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-23997.55
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.151

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0001
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.1187
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	-232 968.00
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-0.09
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-275.50
Vpl.rd=	2320.60
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

				Lcr/L=	2.71
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	17.41
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade no plano - y

A (m2)	0.02	χ=	0.91	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		0.63	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		0.43	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	17.41	tf≤40mm		b	
λ=l/iy=	37.59	y-y	α=	0.34	Kyy= 0.607
					Cmy= 0.6
Nb,y,Rd=	5676.97				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kzy= 0.364

Verificação da estabilidade fora do plano - Z

A (m2)	0.02	χ=	0.25	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		2.35	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		1.72	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	6.43	tf≤40mm		c	
λ=l/iz=	149.37	z-z	α=	0.49	KZZ= 0.750
					Cmz= 0.6
Nb,z,Rd=	1571.54				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kyz= 0.450

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta

A (m2)	0.02	χLT=	0.63	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.97	>0.4, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.73	necessário analisar a
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=		3 827.36	estabilidade
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 1.267
l(m)=	6.43	h/b>2		d	C1= 1.77
			αLT=	0.76	K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000001393				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000015862	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.92	**verifica a estabilidade**	za= 0.63
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.70	**verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.6250

126 - ELU1_Vento0_N3_TempUV

Comb.	Barra		Nó	
126	218	Pilar	86	Topo

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
-45.97	5.11	54.98	-5.72	347.14	15.62	4.5

Propriedades da secção superior do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 1 250.00	Y	4 852 614 898.67	-	463.21	5 019 433.74	7 426 556.69
tf(mm)= 16.00	Z	41 842 058.67	-	43.01	271 924.00	334 736.47
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 22 616.00						
Área eff (mm2)= 22 616.00		Eixo neutro elást. Y = 653.41				

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma	
c=	1196
tw=	12.00
c/t=	99.67
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão	
classe 1 c/t≤	67.02
classe 2 c/t≤	77.26
classe 3 c/t≤	104.45

Verificação da Banzo	
c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

y(mm)plást.=	6.97	
α=	0.494	
y(mm)=	28.41	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	40 746.31	-598.00
σ2 (tração) kPa=	-44 811.57	598.00
ψ=σ2/σ1=	-0.91	

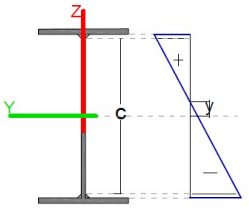
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	-45.97
Classe da secção	3
A (m2)	0.0226
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	6219.40
Ned/Nc.Rd≤1	0.007

Momento Fletor Y	
Med=	347.14
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0074
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	2042.30
Med/Mc.Rd≤1	0.170

Momento Fletor Z	
Med=	15.62
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	92.05
Med/Mc.Rd≤1	0.170



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	5.11
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	2075.56
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.013

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	54.98
Classe da secção	3
S (m3)	0.00502
I(m4)	0.00485
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	4739.17
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.030

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0040
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0237
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	91 374.00
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	5.11
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	54.98
Vpl.rd=	2320.60
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

				Lcr/L=	0.92
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	5.90
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade à encurvadura lateral por flexão

A (m2)	0.02	χLT=	0.76	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.76	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.52	>0.2, logo é necessário analisar a estabilidade
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=		7 448.23	
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d		C1= 1.14
		αLT=		0.76	K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000001393				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000015862	Eq. 6.55 do EC3-1-1	0.22	**verifica a estabilidade**	za= 0.63
G(kN/m^2)=	81 000 000.00				zj= 0.00
					zg= 0.6250

125 - ELU1_Vento0_N3_TempUI

Comb.	Barra		Nó	
125	188	Pilar	8	Topo

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
-40.16	43.15	50.74	-3.59	331.74	11.05	3.3

Propriedades da secção superior do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 1 250.00	Y	4 852 614 898.67	-	463.21	4 991 090.16	7 454 349.60
tf(mm)= 16.00	Z	41 842 058.67	-	43.01	271 924.00	334 736.47
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 22 616.00						
Área eff (mm2)= 22 616.00		Eixo neutro elást. Y = 650.98				

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.=	6.09	
α=	0.495	
y(mm)=	25.98	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	39 104.81	-598.00
σ2 (tração) kPa=	-42 656.60	598.00
ψ=σ2/σ1=	-0.92	

Verificação da Alma

c=	1196
tw=	12.00
c/t=	99.67
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	66.92
classe 2 c/t≤	77.15
classe 3 c/t≤	105.15

Verificação da Banzo

c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

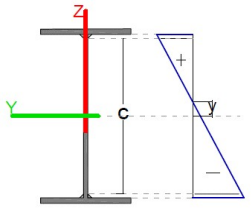
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	-40.16
Classe da secção	3
A (m2)	0.0226
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	6219.40
Ned/Nc.Rd≤1	0.006

Momento Fletor Y	
Med=	331.74
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0075
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	2049.95
Med/Mc.Rd≤1	0.162

Momento Fletor Z	
Med=	11.05
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	92.05
Med/Mc.Rd≤1	0.120



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	43.15
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	17526.67
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.110

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	50.74
Classe da secção	3
S (m3)	0.00499
I(m4)	0.00485
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	4348.75
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.027

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0340
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0219
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	75 740.82
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	43.15
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	50.74
Vpl.rd=	2320.60
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

				Lcr/L=	0.92
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	5.90
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade no plano - y

A (m2)	0.02	χ=	1.00	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		0.50	<0.2, logo não é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		0.15	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	5.90	tf≤40mm		b	
λ=l/iy=	12.75	y-y	α=	0.34	Kyy= 0.597
					Cmy= 0.6
Nb,y,Rd=	6219.40				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kzy= 0.358

Verificação da estabilidade fora do plano - Z

A (m2)	0.02	χ=	0.25	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		2.35	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		1.72	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	6.43	tf≤40mm		c	
λ=l/iz=	149.37	z-z	α=	0.49	KZZ= 0.556
					Cmz= 0.6
Nb,z,Rd=	1571.54				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kyz= 0.334

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta

A (m2)	0.02	χLT=	0.62	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.97	>0.4, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.73	necessário analisar a
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=		3 827.36	estabilidade
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 1.267
l(m)=	6.43	h/b>2		d	C1= 1.77
			αLT=	0.76	K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000001393				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000015862	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.17	**verifica a estabilidade**	za= 0.63
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.09	**verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.6250

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	137	Pilar	651	Meia altura

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
295.10	16.32	-262.50	-1.11	-835.26	7.29	-0.9

Propriedades da secção intermédia do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 875.00	Y	2 075 009 773.67	-	338.44	3 160 352.92	4 341 320.66
tf(mm)= 16.00	Z	41 788 058.67	-	48.03	265 174.00	334 304.47
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 18 116.00						
Área eff (mm2)= 18 116.00		Eixo neutro elást. Y = 477.97				

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.=	44.71	
α=	0.554	
y(mm)=	40.47	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	181 529.28	410.50
σ2 (tração) kPa=	-148 950.35	-410.50
ψ=σ2/σ1=	-0.82	

Verificação da Alma

c= 821
tw= 12.00
c/t= 68.42
ε(S275)= 0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	58.69
classe 2 c/t≤	67.58
classe 3 c/t≤	96.79

Verificação da Banzo

c= 108
tf= 16.00
c/t= 6.75
ε(S275)= 0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão

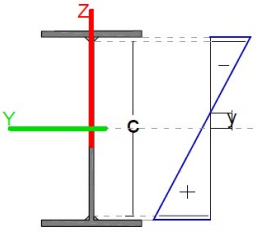
Ned=	295.10
Classe da secção	3
A (m2)	0.0181
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	4981.90
Ned/Nc.Rd≤1	0.059

Momento Fletor Y

Med=	-835.26
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0043
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1193.86
Med/Mc.Rd≤1	0.700

Momento Fletor Z

Med=	7.29
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	91.93
Med/Mc.Rd≤1	0.079



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y

Ved=	16.32
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	6472.60
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.041

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z

Ved=	-262.50
Classe da secção	3
S (m3)	0.00316
I(m4)	0.00208
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-33316.82
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.210

Flexão composta - My e Mz (Classe4)

Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0128
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.1634
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	-154 301.74
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	16.32
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-262.50
Vpl.rd=	1606.13
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

				Lcr/L=	2.71
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	17.41
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade no plano - y

A (m2)	0.02	χ=	0.84	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		0.74	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		0.59	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	17.41	tf≤40mm		b	
λ=l/iy=	51.44	y-y	α=	0.34	Kyy= 0.617
					Cmy= 0.6
Nb,y,Rd=	4188.65				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kzy= 0.370

Verificação da estabilidade fora do plano - Z

A (m2)	0.02	χ=	0.30	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		2.02	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		1.54	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	6.43	tf≤40mm		c	
λ=l/iz=	133.78	z-z	α=	0.49	KZZ= 0.765
					Cmz= 0.6
Nb,z,Rd=	1502.68				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kyz= 0.459

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta

A (m2)	0.02	χLT=	0.67	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.90	>0.4, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.66	necessário analisar a
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=		2 719.92	estabilidade
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 1.267
l(m)=	6.43	h/b>2		d	C1= 1.77
			αLT=	0.76	K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000001177				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000007686	Eq. 6.61 do EC3-1-1		0.74 **verifica a estabilidade**	za= 0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1		0.61 **verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.4375

124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV

Comb.	Barra		Nó	
124	213	Pilar	659	Meia altura

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
-145.05	0.34	162.31	0.01	518.63	-1.08	-0.2

Propriedades da secção intermédia do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe1)	Wpl - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 875.00	Y	2 075 009 773.67	-	338.44	2 985 941.64	5 573 743.01
tf(mm)= 16.00	Z	41 788 058.67	-	48.03	265 174.00	530 348.00
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 18 116.00						
Área eff (mm2)= 18 116.00						

Eixo neutro plást. Y = 459.48
Eixo neutro plást. Z = 125.00

O eixo neutro plástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.= 21.98
α= 0.473

Verificação da Alma	
c=	821
tw=	12.00
c/t=	68.42
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão	
classe 1 c/t≤	69.99
classe 2 c/t≤	
classe 3 c/t≤	

Verificação da Banzo	
c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	
classe 3 c/t≤14ε	

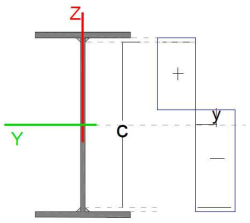
Portanto a secção é classe 1

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	-145.05
Classe da secção	1
A (m2)	0.0181
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	4981.90
Ned/Nc.Rd≤1	0.029

Momento Fletor Y	
Med=	518.63
Classe da secção	1
Wpl (m3)	0.0056
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1532.78
Med/Mc.Rd≤1	0.338

Momento Fletor Z	
Med=	-1.08
Classe da secção	1
Wpl (m3)	0.0005
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	145.85
Med/Mc.Rd≤1	0.007



Cálculo Plástico

Esforço transverso y	
Ved=	0.34
Classe da secção	1
Av (m2)	0.0080
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1270.17
Ved/Vpl.Rd≤1	0.000

Cálculo Plástico

Esforço transverso Z	
Ved=	162.31
Classe da secção	1
Av (m2)	0.0101
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1606.13
Ved/Vpl.Rd≤1	0.101

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	0.34
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	162.31
Vpl.rd=	1606.13
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão composta com esforço transverso	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0003
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.1011
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Flexão composta - Mz (Classe 1 e 2)	
a=	0.56
n=	-0.03
n≤a	VERDADEIRO
Mn,z,rd=Mpl,z,rd	145.8457
Flexão composta - My (Classe 1 e 2)	
a=	0.56
n=	-0.03
Mn,y,rd	2188.41
Mn,y,rd≤Mpl,y,rd	FALSO
Mn,y,rd=Mpl,y,rd	1532.78
Verificação de segurança	
α e β =1, para ser conservativo	
(My,ed/Mn,y,rd)^α+ (Mz,ed/Mn,z,rd)^β≤ 1	0.330954122

				Lcr/L=	0.92
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	5.90
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade à encurvadura lateral por flexão

A (m2)	0.02	χLT=	0.75	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.78	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.54	>0.2, logo é necessário analisar a estabilidade
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=		5 234.12	
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d		C1= 1.14
		αLT=		0.76	K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000001177				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000007686	Eq. 6.55 do EC3-1-1	0.45	**verifica a estabilidade**	za= 0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00				zj= 0.00
					zg= 0.4375

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	21	Pilar	655	Meia altura

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
287.97	-0.09	-284.11	0.00	-924.67	0.27	0.0

Propriedades da secção intermédia do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 875.00	Y	2 075 009 773.67	-	338.44	3 114 718.30	4 385 325.14
tf(mm)= 16.00	Z	41 788 058.67	-	48.03	265 174.00	334 304.47
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 18 116.00						
Área eff (mm2)= 18 116.00		Eixo neutro elást. Y = 473.17				

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.=	43.63	
α=	0.553	
y(mm)=	35.67	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	198 823.72	410.50
σ2 (tração) kPa=	-167 031.94	-410.50
ψ=σ2/σ1=	-0.84	

Verificação da Alma

c=	821
tw=	12.00
c/t=	68.42
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	58.85
classe 2 c/t≤	67.76
classe 3 c/t≤	98.38

Verificação da Banzo

c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão

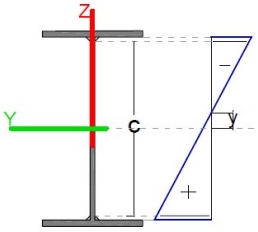
Ned=	287.97
Classe da secção	3
A (m2)	0.0181
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	4981.90
Ned/Nc.Rd≤1	0.058

Momento Fletor Y

Med=	-924.67
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0044
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1205.96
Med/Mc.Rd≤1	0.767

Momento Fletor Z

Med=	0.27
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	91.93
Med/Mc.Rd≤1	0.003



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y

Ved=	-0.09
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-35.69
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.000

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z

Ved=	-284.11
Classe da secção	3
S (m3)	0.00311
I(m4)	0.00208
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-35538.89
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.224

Flexão composta - My e Mz (Classe4)

Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0001
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.1769
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	-194 151.98
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-0.09
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-284.11
Vpl.rd=	1606.13
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

				Lcr/L=	2.71
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	17.41
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade no plano - y

A (m2)	0.02	χ=	0.84	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	0.74		>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	0.59		necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81		estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	17.41	tf≤40mm	b		
λ=l/iy=	51.44	y-y	α= 0.34		Kyy= 0.616
					Cmy= 0.6
Nb,y,Rd=	4188.65				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kzy= 0.370

Verificação da estabilidade fora do plano - Z

A (m2)	0.02	χ=	0.30	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.02		>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.54		necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81		estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	6.43	tf≤40mm	c		
λ=l/iz=	133.78	z-z	α= 0.49		KZZ= 0.761
					Cmz= 0.6
Nb,z,Rd=	1502.68				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kyz= 0.457

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta

A (m2)	0.02	χLT=	0.67	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.90		>0.4, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.67		necessário analisar a
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=	2 719.92		estabilidade
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 1.267
l(m)=	6.43	h/b>2	d		C1= 1.77
		αLT=	0.76		K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000001177				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000007686	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.78	**verifica a estabilidade**	za= 0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.62	**verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.4375

133 - ELU1_Vento90_N2_TempUI

Comb.	Barra		Nó	
133	137	Pilar	651	Meia altura

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
190.08	42.45	-145.71	-3.21	-456.37	13.27	-2.9

Propriedades da secção intermédia do pilar

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe2)	Wpl - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 875.00	Y	2 075 009 773.67	-	338.44	3 049 820.54	5 577 900.28
tf(mm)= 16.00	Z	41 788 058.67	-	48.03	265 174.00	530 348.00
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 18 116.00						
Área eff (mm2)= 18 116.00						

Eixo neutro plást. Y = 466.30
Eixo neutro plást. Z = 125.00

O eixo neutro plástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.=	28.80
α=	0.535
y(mm)=	47.71
σ1 (compressão) kPa=	100 776.24
σ2 (tração) kPa=	-79 791.47
ψ=σ2/σ1=	-0.79

z(σi) - mm
410.50
-410.50

Verificação da Alma

c=	821
tw=	12.00
c/t=	68.42
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	61.17
classe 2 c/t≤	70.44
classe 3 c/t≤	

Verificação da Banzo

c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 2

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão

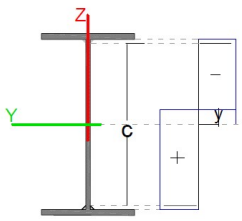
Ned=	190.08
Classe da secção	1
A (m2)	0.0181
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	4981.90
Ned/Nc.Rd≤1	0.038

Momento Fletor Y

Med=	-456.37
Classe da secção	1
Wpl (m3)	0.0056
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1533.92
Med/Mc.Rd≤1	0.298

Momento Fletor Z

Med=	13.27
Classe da secção	1
Wpl (m3)	0.0005
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	145.85
Med/Mc.Rd≤1	0.091



Cálculo Plástico

Esforço transverso y

Ved=	42.45
Classe da secção	1
Av (m2)	0.0080
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1270.17
Ved/Vpl.Rd≤1	0.033

Cálculo Plástico

Esforço transverso Z

Ved=	-145.71
Classe da secção	1
Av (m2)	0.0101
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1606.13
Ved/Vpl.Rd≤1	0.091

Flexão composta com esforço transverso

Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0334
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0907

VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)

Flexão composta - Mz (Classe 1 e 2)

a=	0.56
n=	0.04
n≤a	VERDADEIRO
Mn,z,rd=Mpl,z,rd	145.8457

Flexão composta - My (Classe 1 e 2)

a=	0.56
n=	0.04
Mn,y,rd	2046.89
Mn,y,rd≤Mpl,y,rd	FALSO
Mn,y,rd=Mpl,y,rd	1533.92

Verificação de segurança

α e β =1, para ser conservativo

(My,ed/Mn,y,rd)^α+ (Mz,ed/Mn,z,rd)^β≤1	0.388504846

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	42.45
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-145.71
Vpl.rd=	1606.13
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

				Lcr/L=	0.92
Kviga=	43478.30	η1=	0.77	**Lcr,y=**	5.90
Kpilar=	142857.00	η2=	1.00	**L=Lcr,z=**	6.43

Verificação da estabilidade no plano - y

A (m2)	0.02	χ=	1.00	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		0.52	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		0.20	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	5.90	tf≤40mm		b	
λ=l/iy=	17.45	y-y	α=	0.34	Kyy= 0.600
					Cmy= 0.6
Nb,y,Rd=	4980.20				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kzy= 0.360

Verificação da estabilidade fora do plano - Z

A (m2)	0.02	χ=	0.30	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		2.02	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		1.54	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	6.43	tf≤40mm		c	
λ=l/iz=	133.78	z-z	α=	0.49	KZZ= 0.706
					Cmz= 0.6
Nb,z,Rd=	1502.68				ψ= 0
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kyz= 0.424

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta

A (m2)	0.02	χLT=	0.61	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.99	>0.4, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.75	necessário analisar a
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=		2 719.92	estabilidade
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 1.267
l(m)=	6.43	h/b>2		d	C1= 1.77
			αLT=	0.76	K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000001177				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000007686	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.35	**verifica a estabilidade**	za= 0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.33	**verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.4375

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	29	Viga	29	Extremidade

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
320.22	-0.63	220.64	-0.43	-1 986.19	-0.54	0.0

Propriedades da secção extremidade da viga

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 1 253.00	Y	4 880 825 527.67	-	464.19	5 110 953.46	7 381 336.02
tf(mm)= 16.00	Z	41 842 490.67	-	42.98	271 978.00	334 739.93
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 22 652.00						
Área eff (mm2)= 22 652.00						

Eixo neutro elást. Y = 661.24

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.=	48.52	
α=	0.540	
y(mm)elást=	34.74	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	258 095.42	-599.50
σ2 (tração) kPa=	-229 822.42	599.50
ψ=σ2/σ1=	-0.89	

Verificação da Alma

c=	1199
tw=	12.00
c/t=	99.92
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	60.46
classe 2 c/t≤	69.62
classe 3 c/t≤	102.73

Verificação da Banzo

c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

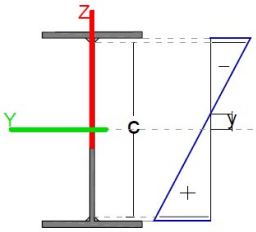
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	320.22
Classe da secção	3
A (m2)	0.0227
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	6229.30
Ned/Nc.Rd≤1	0.051

Momento Fletor Y	
Med=	-1986.19
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0074
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	2029.87
Med/Mc.Rd≤1	0.978

Momento Fletor Z	
Med=	-0.54
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	92.05
Med/Mc.Rd≤1	0.006



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-0.63
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-255.94
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.002

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	220.64
Classe da secção	3
S (m3)	0.00511
I(m4)	0.00488
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	19253.59
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.121

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0005
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0948
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	-256 559.42
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-0.63
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	220.64
Vpl.rd=	2326.32
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 1.25	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 30.67	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.02	χ= 0.75	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)= 0.89		>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr= 0.76		necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)= 86.81		estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	30.67	tf≤40mm	b	Kyy= 0.413	
λ=l/iy=	66.07	y-y	α= 0.34	Cmz= 0.400	
				ψ= 0.050	
Nb,y,Rd=	4660.3			α= 0.003	
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy= 0.330	
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.02	χ= 0.15	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)= 3.70		>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr= 2.31		necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)= 86.81		estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ= 0.481	
λ=l/iz=	200.89	z-z	α= 0.49	Cmz= 0.400	
				ψ= 0.050	
Nb,z,Rd=	947.2			α= 0.003	
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz= 0.481	
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.02	χLT= 0.79	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)= 0.73			
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)= 0.49		>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000418	Mcr= 8 578.79			
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2= 0.42	
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1= 1.31	
		αLT= 0.76		K=Kw= 1	
It(m^4)=	0.000001395			zs= 0.00	
Iw(m^6)=	0.000015939	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.58 **verifica a estabilidade**	za= 0.63	
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.75 **verifica a estabilidade**	zj= 0.00	
				zg= 0.6265	

124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV

Comb.	Barra		Nó	
124	199	Viga	61	Extremidade

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
-182.53	-0.16	-123.71	1.93	1 135.49	0.69	0.1

Propriedades da secção extremidade da viga

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 1 253.00	Y	4 880 825 527.67	-	464.19	5 109 756.06	7 382 474.52
tf(mm)= 16.00	Z	41 842 490.67	-	42.98	271 978.00	334 739.93
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 22 652.00						
Área eff (mm2)= 22 652.00						

Eixo neutro elást. Y = 661.14

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.=	27.66	
α=	0.477	
y(mm)elást=	34.64	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	131 411.48	599.50
σ2 (tração) kPa=	-147 527.50	-599.50
ψ=σ2/σ1=	-0.89	

Verificação da Alma

c= 1199
tw= 12.00
c/t= 99.92
ε(S275)= 0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	69.44
classe 2 c/t≤	80.05
classe 3 c/t≤	102.75

Verificação da Banzo

c= 108
tf= 16.00
c/t= 6.75
ε(S275)= 0.92

Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

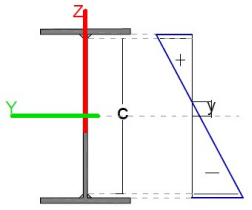
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	-182.53
Classe da secção	3
A (m2)	0.0227
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	6229.30
Ned/Nc.Rd≤1	0.029

Momento Fletor Y	
Med=	1135.49
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0074
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	2030.18
Med/Mc.Rd≤1	0.559

Momento Fletor Z	
Med=	0.69
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	92.05
Med/Mc.Rd≤1	0.007



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-0.16
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-65.00
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.000

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-123.71
Classe da secção	3
S (m3)	0.00511
I(m4)	0.00488
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-10792.71
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.068

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0001
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0532
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	147 812.15
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-0.16
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-123.71
Vpl.rd=	2326.32
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L=	24.60	Lcr/L=	0.63
Kviga=	43478.30	η1=	0.23	**Lcr,y=**	15.55
Kpilar=	142857.00	η2=	0.50	**Lcr,z=**	8.63

Verificação da estabilidade à encurvadura lateral por flexão

A (m2)	0.02	χLT=	0.76	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.76	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.52	>0.2, logo é necessário analisar a estabilidade
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=		7 466.00	
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			
l(m)=	3.00	h/b>2		d	
		αLT=		0.76	
It(m^4)=	0.000001395				
Iw(m^6)=	0.000015939	Eq. 6.55 do EC3-1-1		0.73	**verifica a estabilidade**
G(kN/m^2)=	81 000 000.00				

C2=	0.42
C1=	1.14
K=Kw=	1
zs=	0.00
za=	0.63
zj=	0.00
zg=	0.6265

137 - ELU1_Vento90_N3_TempUI

Comb.	Barra		Nó	
137	1	Viga	9	Extremidade

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
-0.31	-13.80	-0.82	0.14	-0.24	5.08	-2116.7

Propriedades da secção extremidade da viga

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	Seff - mm3 (classe4)	Wel.eff - mm4
b(mm)= 250.00	Y	4 880 825 527.67	3 768 483 118.77	464.19	-1 653 574.19	10 600 603.13
h(mm)= 1 253.00	Z	41 842 490.67	41 832 184.61	42.98	270 689.74	83 664.37
tf(mm)= 16.00						
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 22 652.00						
Área eff (mm2)= 21 793.16						

Eixo neutro elást. Y = 348.18

Eixo neutro efetivo elást. y = 355.50

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma

c= 1199
tw= 12.00
c/t= 99.92
ε(S275)= 0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	66.25
classe 2 c/t≤	76.37
classe 3 c/t≤	70.35

Verificação da Banzo

c= 108
tf= 16.00
c/t= 6.75
ε(S275)= 0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 4

		bceff (mm)= 249.61		h abertura(mm)= 71.57	
bt (mm)= 877.82		be1= 99.85		A abertura (mm2)= 858.84	
bc (mm)= 321.18		be2= 149.77		Y abertura (mm)= 162.63	

γ(mm)plást.=	-0.05	
α=	0.500	
γ(mm)elást.=	-278.32	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	15.79	599.50
σ2 (tração) kPa=	-43.16	-599.50
ψ=σ2/σ1=	-0.37	
Kσ=	11.65	
λp (cálculo)=	1.12	> 0.9 ok - classe 4
λp=	1.12	≥0.673 ok
		3+ψ ≥ 0 ok
ρ(cálculo)=	0.777	< 1 ok
ρ=	0.78	

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão

Ned=	-0.31
Classe da secção	4
Aeff (m2)	0.0218
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	5993.12
Ned/Nc.Rd≤1	0.000

Momento Fletor Y

Med=	-0.24
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0106
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	2915.17
Med/Mc.Rd≤1	0.000

Momento Fletor Z

Med=	5.08
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0001
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	23.01
Med/Mc.Rd≤1	0.221

Cálculo Elástico

Esforço transverso Y

Ved=	-13.80
Classe da secção	4
S (m3)	0.00027
Ieff(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-5581.11
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.035

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z

Ved=	-0.82
Classe da secção	4
S (m3)	-0.00165
Ieff(m4)	0.00377
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	29.98
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.000

Flexão composta - My e Mz (Classe4)

Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0109
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0004
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	60 682.47
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-13.80
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-0.82
Vpl.rd=	2326.32
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L=	24.60	Lcr/L=	0.63
Kviga=	43478.30	η1=	0.23	**Lcr,y=**	15.55
Kpilar=	142857.00	η2=	0.50	**Lcr,z=**	8.63

Verificação da estabilidade à encurvadura lateral por flexão

Aeff (m2)	0.02	χLT=	0.69	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.86	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.62	>0.2, logo é necessário analisar a estabilidade
Ieff,z (m4)	0.0000418	Mcr=		7 464.95	
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d		C1= 1.14
		αLT=		0.76	K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000001395				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000015939	Eq. 6.55 do EC3-1-1	0.00	**verifica a estabilidade**	za= 0.63
G(kN/m^2)=	81 000 000.00				zj= 0.00
					zg= 0.6265

125 - ELU1_Vento0_N3_V90_TempUI

Comb.	Barra		Nó	
125	3	Viga	9	Extremidade

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
-53.42	46.65	-32.68	11.03	361.07	-1.10	-0.3

Propriedades da secção extremidade da viga

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00	Y	4 880 825 527.67	-	464.19	5 077 415.97	7 413 402.48
h(mm)= 1 253.00	Z	41 842 490.67	-	42.98	271 978.00	334 739.93
tf(mm)= 16.00						
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 22 652.00						
Área eff (mm2)= 22 652.00		Eixo neutro elást. Y = 658.38				

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c=	1199	c=	108
tw=	12.00	tf=	16.00
c/t=	99.92	**c/t=**	6.75
ε(S275)=	0.92	**ε(S275)=**	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤	67.15	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤	77.41	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤	103.50	classe 3 c/t≤14ε	

y(mm)plást.=	8.09	
α=	0.493	
y(mm)elást=	31.88	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	41 991.06	599.50
σ2 (tração) kPa=	-46 707.65	-599.50
ψ=σ2/σ1=	-0.90	

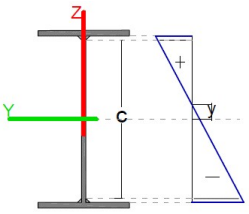
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	-53.42
Classe da secção	3
A (m2)	0.0227
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	6229.30
Ned/Nc.Rd≤1	0.009

Momento Fletor Y	
Med=	361.07
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0074
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	2038.69
Med/Mc.Rd≤1	0.177

Momento Fletor Z	
Med=	-1.10
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	92.05
Med/Mc.Rd≤1	0.012



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	46.65
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	18951.69
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.119

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-32.68
Classe da secção	3
S (m3)	0.00508
I(m4)	0.00488
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-2833.02
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.018

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0367
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0140
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	43 060.61
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	46.65
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-32.68
Vpl.rd=	2326.32
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 0.63	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 15.55	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.02	χ= 0.93	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	0.61	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	0.39	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	15.55	tf≤40mm	b	Kyy=	0.398
λ=l/iy=	33.51	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	5803.3			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.318
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.02	χ= 0.15	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	3.70	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	2.31	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.369
λ=l/iz=	200.89	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	947.2			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.369
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.02	χLT= 0.79	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.73		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.49	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=	8 578.79		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
			αLT= 0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000001395			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000015939	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.08 **verifica a estabilidade**	za=	0.63
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.02 **verifica a estabilidade**	zj=	0.00
				zg=	0.6265

180 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDV

Comb.	Barra		Nó	
180	204	Viga	42	Extremidade

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
306.15	-0.58	223.13	-0.57	-1 887.11	-0.27	0.0

Propriedades da secção extremidade da viga

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 1 253.00	Y	4 880 825 527.67	-	464.19	5 113 506.62	7 378 910.03
tf(mm)= 16.00	Z	41 842 490.67	-	42.98	271 978.00	334 739.93
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 22 652.00						
Área eff (mm2)= 22 652.00		Eixo neutro elást. Y = 661.46				

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c= 1199		c= 108	
tw= 12.00		tf= 16.00	
c/t= 99.92		**c/t=** 6.75	
ε(S275)= 0.92		**ε(S275)=** 0.92	
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤	60.69	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤	69.89	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤	102.67	classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 3

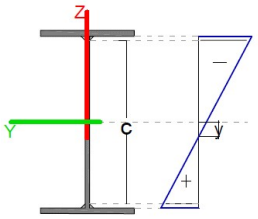
y(mm)plást.=	46.39	
α=	0.539	
y(mm)elást=	34.96	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	245 304.52	-599.50
σ2 (tração) kPa=	-218 273.80	599.50
ψ=σ2/σ1=	-0.89	

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	306.15
Classe da secção	3
A (m2)	0.0227
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	6229.30
Ned/Nc.Rd≤1	0.049

Momento Fletor Y	
Med=	-1887.11
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0074
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	2029.20
Med/Mc.Rd≤1	0.930

Momento Fletor Z	
Med=	-0.27
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	92.05
Med/Mc.Rd≤1	0.003



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-0.58
Classe da secção	3
S (m3)	0.00027
I(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-235.63
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.001

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	223.13
Classe da secção	3
S (m3)	0.00511
I(m4)	0.00488
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	19480.60
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.123

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0005
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0959
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	-243 034.97
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-0.58
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	223.13
Vpl.rd=	2326.32
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 1.25	
Kviga= 43478.30		η1= 0.23		**Lcr,y=** 30.67	
Kpilar= 142857.00		η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.02	χ= 0.75	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	0.89	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	0.76	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)= 30.67		tf≤40mm	b	Kyy= 0.412	
λ=l/iy= 66.07		y-y	α= 0.34	Cmz= 0.400	
				ψ= 0.050	
Nb,y,Rd=	4660.3			α= 0.003	
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy= 0.330	
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.02	χ= 0.15	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	3.70	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	2.31	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)= 8.63		tf≤40mm	c	KZZ= 0.478	
λ=l/iz= 200.89		z-z	α= 0.49	Cmz= 0.400	
				ψ= 0.050	
Nb,z,Rd=	947.2			α= 0.003	
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz= 0.478	
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.02	χLT= 0.79	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.73		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.49	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=	8 578.79		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2= 0.42	
l(m)= 3.00		h/b>2	d	C1= 1.31	
			αLT= 0.76	K=Kw= 1	
It(m^4)=	0.000001395			zs= 0.00	
Iw(m^6)=	0.000015939	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.55 **verifica a estabilidade**	za= 0.63	
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.71 **verifica a estabilidade**	zj= 0.00	
				zg= 0.6265	

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	37	Viga	19	Cumeeira

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
373.18	10.95	-44.74	-0.10	98.81	-5.42	-5.5

Propriedades da secção cumeeira da viga

b(mm)= 250.00
h(mm)= 519.00
tf(mm)= 12.00
tw(mm)= 8.00
Área(mm2)= 9 960.00
Área eff (mm2)= 9 960.00

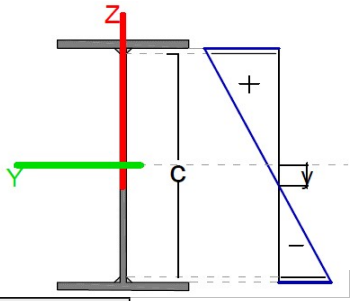
	I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
Y	466 503 750.00	-	216.42	249 758.60	5 647 339.38
Z	31 271 120.00	-	56.03	191 460.00	250 168.96

Eixo neutro elást. Y = 82.61

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.= -84.81
α= 0.679
y(mm)elást= -176.89
σ1 (compressão) kPa= 87 560.86
σ2 (tração) kPa= -12 625.11
ψ=σ2/σ1= -0.14

z(σi) - mm
236.50
-236.50



Verificação da Alma

c= 473
tw= 8.00
c/t= 59.13
ε(S275)= 0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	46.52
classe 2 c/t≤	53.57
classe 3 c/t≤	62.08

Verificação da Banzo

c= 110
tf= 12.00
c/t= 9.17
ε(S275)= 0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	373.18
Classe da secção	3
A (m2)	0.0100
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	2739.00
Ned/Nc.Rd≤1	0.136

Momento Fletor Y	
Med=	98.81
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0056
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1553.02
Med/Mc.Rd≤1	0.064

Momento Fletor Z	
Med=	-5.42
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	68.80
Med/Mc.Rd≤1	0.079

Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	10.95
Classe da secção	3
S (m3)	0.00019
I(m4)	0.00003
tf(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	5586.86
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.035

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-44.74
Classe da secção	3
S (m3)	0.00025
I(m4)	0.00047
tw(m)	0.0080
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-2994.13
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.019

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0115
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0712
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	33 299.25
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	10.95
Vpl.rd=	952.63
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-44.74
Vpl.rd=	628.73
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 1.25	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 30.67	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.01	χ= 0.30	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.08	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.63	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	30.67	tf≤40mm	b	Kyy=	0.510
λ=l/iy=	141.72	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	815.6			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.408
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.01	χ= 0.24	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.46	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.77	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.536
λ=l/iz=	154.09	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	657.5			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.536
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.01	χLT= 0.60	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	1.00		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.76	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000313	Mcr=	2 673.37		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
		αLT=	0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000000375			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000002008	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.53 **verifica a estabilidade**	za=	0.26
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.63 **verifica a estabilidade**	zj=	0.00
				zg=	0.2595

180 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDV

Comb.	Barra		Nó	
180	34	Viga	45	Cumeeira

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
271.66	0.45	-28.85	-0.02	263.19	0.70	0.3

Propriedades da secção cumeeira da viga

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
b(mm)= 250.00	Y	466 503 750.00	-	216.42	774 115.58	2 209 295.94
h(mm)= 519.00	Z	31 271 120.00	-	56.03	191 460.00	250 168.96
tf(mm)= 12.00						
tw(mm)= 8.00						
Área(mm2)= 9 960.00						
Área eff (mm2)= 9 960.00		Eixo neutro elást. Y = 211.15				

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c=	473	c=	110
tw=	8.00	tf=	12.00
c/t=	59.13	**c/t=**	9.17
ε(S275)=	0.92	**ε(S275)=**	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤	50.62	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤	58.29	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤	85.48	classe 3 c/t≤14ε	

y(mm)plást.=	-61.74	
α=	0.631	
y(mm)elást=	-48.35	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	160 702.61	236.50
σ2 (tração) kPa=	-106 152.41	-236.50
ψ=σ2/σ1=	-0.66	

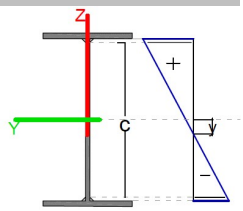
Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	271.66
Classe da secção	3
A (m2)	0.0100
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	2739.00
Ned/Nc.Rd≤1	0.099

Momento Fletor Y	
Med=	263.19
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0022
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	607.56
Med/Mc.Rd≤1	0.433

Momento Fletor Z	
Med=	0.70
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	68.80
Med/Mc.Rd≤1	0.010



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	0.45
Classe da secção	3
S (m3)	0.00019
I(m4)	0.00003
tf(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	229.60
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.001

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-28.85
Classe da secção	3
S (m3)	0.00077
I(m4)	0.00047
tw(m)	0.0080
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-5984.21
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.038

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0005
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0459
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	149 201.66
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	0.45
Vpl.rd=	952.63
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-28.85
Vpl.rd=	628.73
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 1.25	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 30.67	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.01	χ= 0.30	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.08	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.63	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	30.67	tf≤40mm	b	Kyy=	0.480
λ=l/iy=	141.72	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	815.6			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.384
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.01	χ= 0.24	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.46	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.77	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.499
λ=l/iz=	154.09	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	657.5			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.499
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.01	χLT= 0.80	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.72		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.48	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000313	Mcr=	2 673.37		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
			αLT= 0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000000375			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000002008	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.60	**verifica a estabilidade**	za= 0.26
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.62	**verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.2595

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	36	Viga	19	Cumeeira

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
372.68	-13.06	-47.41	0.10	98.62	6.60	6.7

Propriedades da secção cumeeira da viga

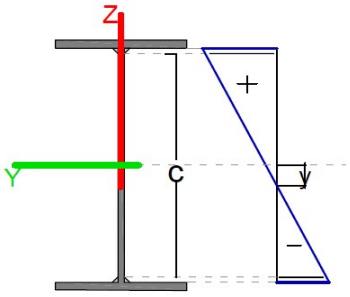
b(mm)= 250.00
h(mm)= 519.00
tf(mm)= 12.00
tw(mm)= 8.00
Área(mm2)= 9 960.00
Área eff (mm2)= 9 960.00

	I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe3)	Wel - mm3
Y	466 503 750.00	-	216.42	249 390.26	5 654 412.78
Z	31 271 120.00	-	56.03	191 460.00	250 168.96

Eixo neutro elást. Y = 82.50

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.=	-84.70	
α=	0.679	
y(mm)elást=	-177.00	z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa=	87 414.33	236.50
σ2 (tração) kPa=	-12 578.99	-236.50
ψ=σ2/σ1=	-0.14	



Verificação da Alma

c= 473
tw= 8.00
c/t= 59.13
ε(S275)= 0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	46.54
classe 2 c/t≤	53.59
classe 3 c/t≤	62.07

Verificação da Banzo

c= 110
tf= 12.00
c/t= 9.17
ε(S275)= 0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 3

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	372.68
Classe da secção	3
A (m2)	0.0100
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	2739.00
Ned/Nc.Rd≤1	0.136

Momento Fletor Y	
Med=	98.62
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0057
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1554.96
Med/Mc.Rd≤1	0.063

Momento Fletor Z	
Med=	6.60
Classe da secção	3
Wel.min (m3)	0.0003
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	68.80
Med/Mc.Rd≤1	0.096

Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-13.06
Classe da secção	3
S (m3)	0.00019
I(m4)	0.00003
tf(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-6663.41
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.042

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-47.41
Classe da secção	3
S (m3)	0.00025
I(m4)	0.00047
tw(m)	0.0080
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-3168.14
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.020

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0137
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0754
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	81 241.09
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-13.06
Vpl.rd=	952.63
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-47.41
Vpl.rd=	628.73
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 1.25	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 30.67	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.01	χ= 0.30	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.08	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.63	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	30.67	tf≤40mm	b	Kyy=	0.510
λ=l/iy=	141.72	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	815.6			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.408
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.01	χ= 0.24	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.46	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.77	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.536
λ=l/iz=	154.09	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	657.5			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.536
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.01	χLT= 0.60	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	1.00		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.76	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000313	Mcr=	2 673.37		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
		αLT=	0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000000375			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000002008	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.54 **verifica a estabilidade**	za=	0.26
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.63 **verifica a estabilidade**	zj=	0.00
				zg=	0.2595

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	6	Viga	19	Cumeeira

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
87.86	17.03	-15.37	-0.40	133.01	-4.67	-3.5

Propriedades da secção cumeeira da viga

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe2)	Wpl - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 519.00	Y	466 503 750.00	-	216.42	907 678.37	2 014 239.83
tf(mm)= 12.00	Z	31 271 120.00	-	56.03	191 460.00	382 920.00
tw(mm)= 8.00						
Área(mm2)= 9 960.00						
Área eff (mm2)= 9 960.00						

Eixo neutro plást. Y = 239.53

Eixo neutro plást. Z = 125.00

O eixo neutro plástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.= -19.97

α= 0.542

Verificação da Alma	
c=	473
tw=	8.00
c/t=	59.13
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão	
classe 1 c/t≤	60.23
classe 2 c/t≤	69.36
classe 3 c/t≤	

Verificação da Banzo	
c=	110
tf=	12.00
c/t=	9.17
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

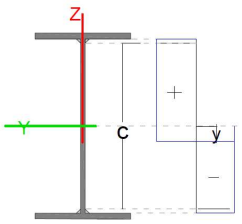
Portanto a secção é classe 2

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	87.86
Classe da secção	2
A (m2)	0.0100
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	2739.00
Ned/Nc.Rd≤1	0.032

Momento Fletor Y	
Med=	133.01
Classe da secção	2
Wpl (m3)	0.0020
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	553.92
Med/Mc.Rd≤1	0.240

Momento Fletor Z	
Med=	-4.67
Classe da secção	2
Wpl (m3)	0.0004
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	105.30
Med/Mc.Rd≤1	0.044



Cálculo Plástico

Esforço transverso y	
Ved=	17.03
Classe da secção	2
Av (m2)	0.0060
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	952.63
Ved/Vpl.Rd≤1	0.018

Cálculo Plástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-15.37
Classe da secção	2
Av (m2)	0.0040
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	628.73
Ved/Vpl.Rd≤1	0.024

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	17.03
Vpl.rd=	952.63
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-15.37
Vpl.rd=	628.73
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão composta com esforço transverso	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0000
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0000
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Flexão composta - Mz (Classe 1 e 2)	
a=	0.40
n=	0.03
n≤a	VERDADEIRO
Mn,z,rd=Mpl,z,rd	105.303
Flexão composta - My (Classe 1 e 2)	
a=	0.40
n=	0.03
Mn,y,rd	669.18
Mn,y,rd≤Mpl,y,rd	FALSO
Mn,y,rd=Mpl,y,rd	553.92
Verificação de segurança	
α e β =1, para ser conservativo	
(My,ed/Mn,y,rd)^α+ (Mz,ed/Mn,z,rd)^β≤ 1	0.195778468

		L= 24.60		Lcr/L= 1.25	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 30.67	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.01	χ= 0.30	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.08	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.63	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	30.67	tf≤40mm	b	Kyy=	0.426
λ=l/iy=	141.72	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	815.6			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.341
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.01	χ= 0.24	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.46	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.77	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.432
λ=l/iz=	154.09	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	657.5			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.432
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.01	χLT= 0.81	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.70		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.46	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000313	Mcr=	2 673.37		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
		αLT=	0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000000375			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000002008	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.24 **verifica a estabilidade**	za=	0.26
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.24 **verifica a estabilidade**	zj=	0.00
				zg=	0.2595

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	27	Viga	18	Média tf=8mm

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
330.50	-1.06	77.34	0.05	-90.09	3.98	-4.4

Propriedades da secção intermédia da viga tw=8mm

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	Seff - mm3 (classe4)	Wel.eff - mm4
b(mm)= 250.00	Y	1 572 888 618.67	4 746 228 750.83	349.24	5 713 736.47	4 658 407.93
h(mm)= 886.00	Z	31 286 778.67	31 272 689.03	49.26	191 754.19	62 545.38
tf(mm)= 12.00						
tw(mm)= 8.00						
Área(mm2)= 12 896.00						
Área eff (mm2)= 10 254.19						

Eixo neutro elást. Y = 890.44

Eixo neutro efetivo elást. y = 1 018.85

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c=	840	c=	110
tw=	8.00	tf=	12.00
c/t=	105.00	**c/t=**	9.17
ε(S275)=	0.92	**ε(S275)=**	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤	54.68	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤	62.97	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤	56.79	classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 4

				y(mm)plást.=	75.11
				α=	0.589
				y(mm)elást.=	447.44
				σ1 (compressão) kPa=	49 684.35
				σ2 (tração) kPa=	1 571.85
				ψ=σ2/σ1=	0.03
				Kσ=	7.58
				λp (cálculo)=	1.46
				λp=	1.46
				ρ(cálculo)=	0.607
				ρ=	0.61
		bceff (mm)=	509.77	h abertura(mm)=	330.23
bt (mm)=	0.00	be1=	203.91	A abertura (mm2)=	2641.81
bc (mm)=	840.00	be2=	305.86	Y abertura (mm)=	392.02

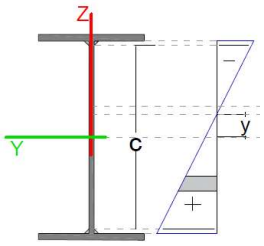
z(σi) - mm
420.00
-420.00
> 0.9 ok - classe 4
≥0.673 ok
3+ψ ≥ 0 ok
< 1 ok

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	330.50
Classe da secção	4
Aeff (m2)	0.0103
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	2819.90
Ned/Nc.Rd≤1	0.117

Momento Fletor Y	
Med=	-90.09
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0047
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1281.06
Med/Mc.Rd≤1	0.070

Momento Fletor Z	
Med=	3.98
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0001
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	17.20
Med/Mc.Rd≤1	0.231



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-1.06
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00019
Ieff(m4)	0.00003
tf(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-541.63
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.003

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	77.34
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00571
Ieff(m4)	0.00475
tw(m)	0.0080
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	11638.20
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.073

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0011
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0706
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	69 922.68
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-1.06
Vpl.rd=	952.63
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	77.34
Vpl.rd=	1094.89
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L=	24.60	Lcr/L=	1.25
Kviga=	43478.30	η1=	0.23	**Lcr,y=**	30.67
Kpilar=	142857.00	η2=	0.50	**Lcr,z=**	8.63

Verificação da estabilidade no plano - y

Aeff (m2)	0.01	χ=	0.59	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		1.15	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		1.01	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	30.67	tf≤40mm	b		Kyy= 0.448
λ=l/iy=	87.82	y-y	α=	0.34	Cmz= 0.400
					ψ= 0.050
Nb,y,Rd=	1662.8				α= 0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kzy= 0.358

Verificação da estabilidade fora do plano - Z

Aeff (m2)	0.01	χ=	0.19	≤1 OK	
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=		2.98	>0.2, logo é
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=		2.02	necessário analisar a
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=		86.81	estabilidade
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c		KZZ= 0.546
λ=l/iz=	175.29	z-z	α=	0.49	Cmz= 0.400
					ψ= 0.050
Nb,z,Rd=	544.2				α= 0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**				Kyz= 0.546

Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta

Aeff (m2)	0.01	χLT=	0.76	≤1 OK	
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=		0.77	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=		0.53	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade
Ieff,z (m4)	0.0000313	Mcr=		4 527.98	
γM1=	1.00	Curva de encurvadura			C2= 0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d		C1= 1.31
			αLT=	0.76	K=Kw= 1
It(m^4)=	0.000000437				zs= 0.00
Iw(m^6)=	0.000005968	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.30	**verifica a estabilidade**	za= 0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.69	**verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.4430

179 - ELU2_SobD_N1_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
179	27	Viga	18	Média tf=12mm

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
330.50	-1.06	77.34	0.05	-90.09	3.98	-4.4

Propriedades da secção intermédia da viga tw=12mm

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	Seff - mm3 (classe4)	Wel.eff - mm4
b(mm)= 250.00	Y	2 136 806 530.67	5 755 122 520.21	342.20	7 819 018.15	6 302 411.88
h(mm)= 886.00	Z	41 789 642.67	41 773 076.90	47.85	263 301.28	83 546.15
tf(mm)= 16.00						
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 18 248.00						
Área eff (mm2)= 16 867.52						

Eixo neutro elást. Y = 872.58

Eixo neutro efetivo elást. y = 913.16

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma	
c=	832
tw=	12.00
c/t=	69.33
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão	
classe 1 c/t≤	57.99
classe 2 c/t≤	66.78
classe 3 c/t≤	57.22

Verificação da Banzo	
c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 4

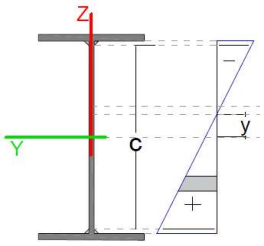
			y(mm)plást.=	50.08	
			α=	0.560	
			y(mm)elást.=	429.58	z(σi) - mm
			σ1 (compressão) kPa=	35 650.57	416.00
			σ2 (tração) kPa=	572.58	-416.00
			ψ=σ2/σ1=	0.02	
			Kσ=	7.69	
			λp (cálculo)=	0.96	> 0.9 ok - classe 4
			λp=	0.96	≥0.673 ok
					3+ψ ≥ 0 ok
			ρ(cálculo)=	0.864	< 1 ok
			ρ=	0.86	
	bceff (mm)=	730.54	h abertura(mm)=	115.04	
bt (mm)= -13.58	be1=	292.22	A abertura (mm2)=	1380.48	
bc (mm)= 845.58	be2=	438.32	Y abertura (mm)=	376.74	

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	330.50
Classe da secção	4
Aeff (m2)	0.0169
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	4638.57
Ned/Nc.Rd≤1	0.071

Momento Fletor Y	
Med=	-90.09
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0063
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1733.16
Med/Mc.Rd≤1	0.052

Momento Fletor Z	
Med=	3.98
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0001
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	22.98
Med/Mc.Rd≤1	0.173



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-1.06
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00026
Ieff(m4)	0.00004
tf(m)	0.0160
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-417.58
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.003

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	77.34
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00782
Ieff(m4)	0.00576
tw(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	8756.30
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.055

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0008
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0475
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	51 455.39
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-1.06
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	77.34
Vpl.rd=	1627.09
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 1.25	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 30.67	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
Aeff (m2)	0.02	χ= 0.58	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	1.17	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.03	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	30.67	tf≤40mm	b	Kyy=	0.430
λ=l/iy=	89.63	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	2674.5			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.344
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
Aeff (m2)	0.02	χ= 0.18	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	3.12	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	2.08	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.493
λ=l/iz=	180.42	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	851.7			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.493
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
Aeff (m2)	0.02	χLT= 0.76	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.77		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.53	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Ieff,z (m4)	0.0000418	Mcr=	6 087.17		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
			αLT= 0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000001184			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000007884	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.19 **verifica a estabilidade**	za=	0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.44 **verifica a estabilidade**	zj=	0.00
				zg=	0.4430

244 - ELU2_Vento0_N2_TempDV

Comb.	Barra		Nó	
244	6	Viga	11	Média tf=8mm

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
46.37	-1.54	-13.00	0.03	138.60	-5.62	-4.1

Propriedades da secção intermédia da viga tw=8mm

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	Seff - mm3 (classe4)	Wel.eff - mm4
b(mm)= 250.00	Y	1 572 888 618.67	1 308 573 392.65	349.24	294 531.61	3 274 814.38
h(mm)= 886.00	Z	31 286 778.67	31 286 132.54	49.26	194 274.85	62 572.27
tf(mm)= 12.00						
tw(mm)= 8.00						
Área(mm2)= 12 896.00						
Área eff (mm2)= 12 774.85						

Eixo neutro elást. Y = 402.19

Eixo neutro efetivo elást. y = 399.59

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c=	840	c=	110
tw=	8.00	tf=	12.00
c/t=	105.00	**c/t=**	9.17
ε(S275)=	0.92	**ε(S275)=**	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤	64.33	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤	74.08	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤	96.98	classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 4

		bceff (mm)=	445.66	h abertura(mm)=	15.14
bt (mm)=	379.19	be1=	178.26	A abertura (mm2)=	121.15
bc (mm)=	460.81	be2=	267.40	Y abertura (mm)=	677.16

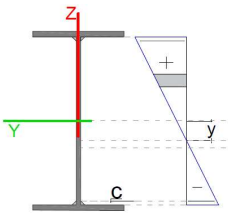
y(mm)plást.=	-10.54		
α=	0.513		
y(mm)elást.=	-40.81	z(σi) - mm	
σ1 (compressão) kPa=	40 605.30	-420.00	
σ2 (tração) kPa=	-33 413.93	420.00	
ψ=σ2/σ1=	-0.82		
Kσ=	20.13		
λp (cálculo)=	0.90	< 0.9 - classe 3	
λp=	0.90	≥0.673 ok	
		3+ψ ≥ 0 ok	
ρ(cálculo)=	0.967	< 1 ok	
ρ=	0.97		

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	46.37
Classe da secção	4
Aeff (m2)	0.0128
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	3513.08
Ned/Nc.Rd≤1	0.013

Momento Fletor Y	
Med=	138.60
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0033
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	900.57
Med/Mc.Rd≤1	0.154

Momento Fletor Z	
Med=	-5.62
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0001
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	17.21
Med/Mc.Rd≤1	0.327



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	-1.54
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00019
Ieff(m4)	0.00003
tf(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-796.90
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.005

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-13.00
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00029
Ieff(m4)	0.00131
tw(m)	0.0080
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-365.75
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.002

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0016
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0119
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	-43 897.45
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-1.54
Vpl.rd=	952.63
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-13.00
Vpl.rd=	1094.89
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 0.63	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 15.55	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
Aeff (m2)	0.01	χ= 0.88	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	0.68	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	0.51	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	15.55	tf≤40mm	b	Kyy=	0.402
λ=l/iy=	44.53	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	3086.0			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.321
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
Aeff (m2)	0.01	χ= 0.19	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.98	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	2.02	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.416
λ=l/iz=	175.29	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	678.0			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.416
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
Aeff (m2)	0.01	χLT= 0.82	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.69		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.45	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Ieff,z (m4)	0.0000313	Mcr=	4 529.09		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
			αLT= 0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000000437			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000005968	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.15	**verifica a estabilidade**	za= 0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.17	**verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.4430

244 - ELU2_Vento0_N2_TempDV

Comb.	Barra		Nó	
244	6	Viga	11	Média tf=12mm

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
46.37	-1.54	-13.00	0.03	138.60	-5.62	-4.1

Propriedades da secção intermédia da viga tw=12mm

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe2)	Wpl - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 886.00	Y	2 136 806 530.67	-	342.20	2 770 167.16	5 668 540.34
tf(mm)= 16.00	Z	41 789 642.67	-	47.85	265 372.00	530 744.00
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 18 248.00						
Área eff (mm2)= 18 248.00						

Eixo neutro plást. Y = 435.97
Eixo neutro plást. Z = 125.00

O eixo neutro plástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.= -7.03
α= 0.508

Verificação da Alma	
c=	832
tw=	12.00
c/t=	69.33
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão	
classe 1 c/t≤	64.94
classe 2 c/t≤	74.78
classe 3 c/t≤	

Verificação da Banzo	
c=	108
tf=	16.00
c/t=	6.75
ε(S275)=	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

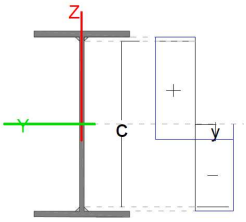
Portanto a secção é classe 2

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	46.37
Classe da secção	2
A (m2)	0.0182
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	5018.20
Ned/Nc.Rd≤1	0.009

Momento Fletor Y	
Med=	138.60
Classe da secção	2
Wpl (m3)	0.0057
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1558.85
Med/Mc.Rd≤1	0.089

Momento Fletor Z	
Med=	-5.62
Classe da secção	2
Wpl (m3)	0.0005
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	145.95
Med/Mc.Rd≤1	0.039



Cálculo Plástico

Esforço transverso y	
Ved=	-1.54
Classe da secção	2
Av (m2)	0.0080
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1270.17
Ved/Vpl.Rd≤1	0.001

Cálculo Plástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-13.00
Classe da secção	2
Av (m2)	0.0102
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1627.09
Ved/Vpl.Rd≤1	0.008

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-1.54
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-13.00
Vpl.rd=	1627.09
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão composta com esforço transverso	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0012
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0080
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Flexão composta - Mz (Classe 1 e 2)	
a=	0.56
n=	0.01
n≤a	VERDADEIRO
Mn,z,rd=Mpl,z,rd	145.9546
Flexão composta - My (Classe 1 e 2)	
a=	0.56
n=	0.01
Mn,y,rd	2147.44
Mn,y,rd≤Mpl,y,rd	FALSO
Mn,y,rd=Mpl,y,rd	1558.85
Verificação de segurança	
α e β =1, para ser conservativo	
(My,ed/Mn,y,rd)^α+ (Mz,ed/Mn,z,rd)^β≤ 1	0.050406654

		L= 24.60		Lcr/L= 0.63	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 15.55	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.02	χ= 0.87	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	0.69	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	0.52	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	15.55	tf≤40mm	b	Kyy=	0.401
λ=l/iy=	45.45	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	4384.1			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.321
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.02	χ= 0.18	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	3.12	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	2.08	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.412
λ=l/iz=	180.42	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	921.4			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.412
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.02	χLT= 0.78	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.74		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.51	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=	6 088.55		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
		αLT=	0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000001184			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000007884	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.06 **verifica a estabilidade**	za=	0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.09 **verifica a estabilidade**	zj=	0.00
				zg=	0.4430

195 - ELU2_SobD_N2_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
195	5	Viga	5	Média tf=8mm

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
140.61	-0.12	55.25	0.03	-155.30	-4.60	3.0

Propriedades da secção intermédia da viga tw=8mm

b(mm)= 250.00
h(mm)= 886.00
tf(mm)= 12.00
tw(mm)= 8.00
Área(mm2)= 12 896.00
Área eff (mm2)= 12 236.51

	I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	Seff - mm3 (classe4)	Wel.eff - mm4
Y	1 572 888 618.67	1 630 876 411.39	349.24	1 783 109.56	2 860 492.29
Z	31 286 778.67	31 283 261.41	49.26	193 736.51	62 566.52

Eixo neutro elást. Y = 553.43
Eixo neutro efetivo elást. y = 570.14

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma

c= 840
tw= 8.00
c/t= 105.00
ε(S275)= 0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão

classe 1 c/t≤	60.78
classe 2 c/t≤	69.98
classe 3 c/t≤	80.94

Verificação da Banzo

c= 110
tf= 12.00
c/t= 9.17
ε(S275)= 0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão

classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 4

bt (mm)= 309.57
bc (mm)= 530.43
bceff (mm)= 447.99
be1= 179.20
be2= 268.80

y(mm)plást.= 31.96
α= 0.538
y(mm)elást.= 110.43 — z(σi) - mm
σ1 (compressão) kPa= 52 372.31 — 420.00
σ2 (tração) kPa= -30 565.54 — -420.00
ψ=σ2/σ1= -0.58
Kσ= 15.18
λp (cálculo)= 1.03 — > 0.9 ok - classe 4
λp= 1.03 — ≥0.673 ok
3+ψ ≥ 0 ok
ρ(cálculo)= 0.845 — < 1 ok
ρ= 0.84
h abertura(mm)= 82.44
A abertura (mm2)= 659.49
Y abertura (mm)= 243.42

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão

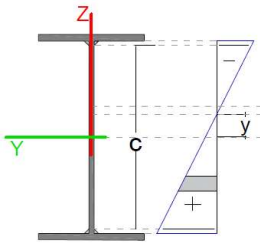
Ned=	140.61
Classe da secção	4
Aeff (m2)	0.0122
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	3365.04
Ned/Nc.Rd≤1	0.042

Momento Fletor Y

Med=	-155.30
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0029
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	786.64
Med/Mc.Rd≤1	0.197

Momento Fletor Z

Med=	-4.60
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0001
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	17.21
Med/Mc.Rd≤1	0.267



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y

Ved=	-0.12
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00019
Ieff(m4)	0.00003
tf(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-61.93
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.000

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z

Ved=	55.25
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00178
Ieff(m4)	0.00163
tw(m)	0.0080
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	7550.91
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.048

Flexão composta - My e Mz (Classe4)

Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0001
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0505
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	-116 909.72
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	-0.12
Vpl.rd=	952.63
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso

Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.

Ved=	55.25
Vpl.rd=	1094.89
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 1.25	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 30.67	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
Aeff (m2)	0.01	χ= 0.59	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	1.15	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	1.01	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	30.67	tf≤40mm	b	Kyy=	0.417
λ=l/iy=	87.82	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	1984.3			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.334
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
Aeff (m2)	0.01	χ= 0.19	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.98	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	2.02	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.452
λ=l/iz=	175.29	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	649.4			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.452
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
Aeff (m2)	0.01	χLT= 0.84	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.67		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.42	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Ieff,z (m4)	0.0000313	Mcr=	4 528.86		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
			αLT= 0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000000437			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000005968	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.22 **verifica a estabilidade**	za=	0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.34 **verifica a estabilidade**	zj=	0.00
				zg=	0.4430

195 - ELU2_SobD_N2_V90_TempDI

Comb.	Barra		Nó	
195	5	Viga	5	Média tf=12mm

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
140.61	-0.12	55.25	0.03	-155.30	-4.60	3.0

Propriedades da secção intermédia da viga tw=12mm

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe2)	Wpl - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 886.00	Y	2 136 806 530.67	-	342.20	3 031 079.97	5 673 394.60
tf(mm)= 16.00	Z	41 789 642.67	-	47.85	265 372.00	530 744.00
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 18 248.00						
Área eff (mm2)= 18 248.00						

Eixo neutro plást. Y = 464.30
Eixo neutro plást. Z = 125.00

O eixo neutro plástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.= 21.30
α= 0.526

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c=	832	c=	108
tw=	12.00	tf=	16.00
c/t=	69.33	**c/t=**	6.75
ε(S275)=	0.92	**ε(S275)=**	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤	62.46	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤	71.92	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤		classe 3 c/t≤14ε	

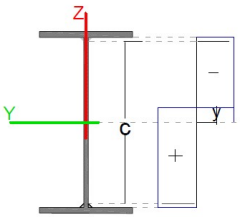
Portanto a secção é classe 2

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	140.61
Classe da secção	2
A (m2)	0.0182
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	5018.20
Ned/Nc.Rd≤1	0.028

Momento Fletor Y	
Med=	-155.30
Classe da secção	2
Wpl (m3)	0.0057
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1560.18
Med/Mc.Rd≤1	0.100

Momento Fletor Z	
Med=	-4.60
Classe da secção	2
Wpl (m3)	0.0005
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	145.95
Med/Mc.Rd≤1	0.032



Cálculo Plástico

Esforço transverso y	
Ved=	-0.12
Classe da secção	2
Av (m2)	0.0080
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1270.17
Ved/Vpl.Rd≤1	0.000

Cálculo Plástico

Esforço transverso Z	
Ved=	55.25
Classe da secção	2
Av (m2)	0.0102
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1627.09
Ved/Vpl.Rd≤1	0.034

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-0.12
Vpl.rd=	1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	55.25
Vpl.rd=	1627.09
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão composta com esforço transverso	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0001
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0340
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Flexão composta - Mz (Classe 1 e 2)	
a=	0.56
n=	0.03
n≤a	VERDADEIRO
Mn,z,rd=Mpl,z,rd	145.9546
Flexão composta - My (Classe 1 e 2)	
a=	0.56
n=	0.03
Mn,y,rd	2108.54
Mn,y,rd≤Mpl,y,rd	FALSO
Mn,y,rd=Mpl,y,rd	1560.18
Verificação de segurança	
α e β =1, para ser conservativo	
(My,ed/Mn,y,rd)^α+ (Mz,ed/Mn,z,rd)^β≤ 1	0.068022923

		L= 24.60		Lcr/L= 1.25	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 30.67	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.02	χ= 0.58	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)= 1.17		>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr= 1.03		necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)= 86.81		estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	30.67	tf≤40mm	b	Kyy= 0.412	
λ=l/iy=	89.63	y-y	α= 0.34	Cmz= 0.400	
				ψ= 0.050	
Nb,y,Rd=	2893.4			α= 0.003	
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy= 0.329	
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.02	χ= 0.18	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)= 3.12		>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr= 2.08		necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)= 86.81		estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ= 0.437	
λ=l/iz=	180.42	z-z	α= 0.49	Cmz= 0.400	
				ψ= 0.050	
Nb,z,Rd=	921.4			α= 0.003	
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz= 0.437	
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.02	χLT= 0.77	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)= 0.74			
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)= 0.51		>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000418	Mcr= 6 088.55			
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2= 0.42	
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1= 1.31	
		αLT= 0.76		K=Kw= 1	
It(m^4)=	0.000001184			zs= 0.00	
Iw(m^6)=	0.000007884	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.11 **verifica a estabilidade**	za= 0.44	
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.20 **verifica a estabilidade**	zj= 0.00	
				zg= 0.4430	

124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV

Comb.	Barra		Nó	
124	25	Viga	5	Média tf=8mm

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
31.74	1.37	-13.46	-0.03	81.64	5.88	7.2

Propriedades da secção intermédia da viga tw=8mm

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	Seff - mm3 (classe4)	Wel.eff - mm4
b(mm)= 250.00	Y	1 572 888 618.67	1 303 144 768.81	349.24	205 532.21	3 326 320.56
h(mm)= 886.00	Z	31 286 778.67	31 285 848.74	49.26	194 221.64	62 571.70
tf(mm)= 12.00						
tw(mm)= 8.00						
Área(mm2)= 12 896.00						
Área eff (mm2)= 12 721.64						

Eixo neutro elást. Y = 395.58

Eixo neutro efetivo elást. y = 391.77

O eixo neutro elástico desloca-se y(mm)

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c=	840	c=	110
tw=	8.00	tf=	12.00
c/t=	105.00	**c/t=**	9.17
ε(S275)=	0.92	**ε(S275)=**	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤	64.92	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤	74.76	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤	94.95	classe 3 c/t≤14ε	

Portanto a secção é classe 4

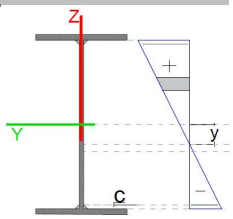
			y(mm)plást.=	-7.21	
			α=	0.509	
			y(mm)elást.=	-47.42	z(σi) - mm
			σ1 (compressão) kPa=	24 261.12	-420.00
			σ2 (tração) kPa=	-19 338.66	420.00
			ψ=σ2/σ1=	-0.80	
			Kσ=	19.54	
			λp (cálculo)=	0.91	> 0.9 ok - classe 4
			λp=	0.91	≥0.673 ok
					3+ψ ≥ 0 ok
			ρ(cálculo)=	0.953	< 1 ok
			ρ=	0.95	
		bceff (mm)=	445.62	h abertura(mm)=	21.80
bt (mm)=	372.58	be1=	178.25	A abertura (mm2)=	174.36
bc (mm)=	467.42	be2=	267.37	Y abertura (mm)=	673.85

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	31.74
Classe da secção	4
Aeff (m2)	0.0127
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	3498.45
Ned/Nc.Rd≤1	0.009

Momento Fletor Y	
Med=	81.64
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0033
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	914.74
Med/Mc.Rd≤1	0.089

Momento Fletor Z	
Med=	5.88
Classe da secção	4
Weff.min (m3)	0.0001
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	17.21
Med/Mc.Rd≤1	0.342



Cálculo Elástico

Esforço transverso Y	
Ved=	1.37
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00019
Ieff(m4)	0.00003
tf(m)	0.0120
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	708.74
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.004

Cálculo Elástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-13.46
Classe da secção	4
Seff (m3)	0.00021
Ieff(m4)	0.00130
tw(m)	0.0080
fy	275 000
γM0=	1.00
τed	-265.36
τed/(fy/1.73205*γm0)≤1	0.002

Flexão composta - My e Mz (Classe4)	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0014
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0123
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
σ=	120 977.06
σ≤fy/γm0	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	1.37
Vpl.rd=	952.63
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso	
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.	
Ved=	-13.46
Vpl.rd=	1094.89
Ved≤1/2*Vpl.rd	VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 0.63	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 15.55	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
Aeff (m2)	0.01	χ= 0.88	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	0.68	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	0.51	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	15.55	tf≤40mm	b	Kyy=	0.401
λ=l/iy=	44.53	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	3073.1			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.321
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
Aeff (m2)	0.01	χ= 0.19	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	2.98	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	2.02	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.411
λ=l/iz=	175.29	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	675.2			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.411
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
Aeff (m2)	0.01	χLT= 0.82	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.70		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.45	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Ieff,z (m4)	0.0000313	Mcr=	4 529.07		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
			αLT= 0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000000437			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000005968	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.11	**verifica a estabilidade**	za= 0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.13	**verifica a estabilidade**	zj= 0.00
					zg= 0.4430

124 - ELU1_Vento0_N2_TempDV

Comb.	Barra		Nó	
124	25	Viga	5	Média tf=12mm

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Mz/My (%)
31.74	1.37	-13.46	-0.03	81.64	5.88	7.2

Propriedades da secção intermédia da viga tw=12mm

		I - mm4	Ieff - mm5	i - mm	S - mm3 (classe2)	Wpl - mm3
b(mm)= 250.00						
h(mm)= 886.00	Y	2 136 806 530.67	-	342.20	2 790 234.62	5 668 225.53
tf(mm)= 16.00	Z	41 789 642.67	-	47.85	265 372.00	530 744.00
tw(mm)= 12.00						
Área(mm2)= 18 248.00						
Área eff (mm2)= 18 248.00						

Eixo neutro plást. Y = 438.19
Eixo neutro plást. Z = 125.00

O eixo neutro plástico desloca-se y(mm)

y(mm)plást.= -4.81
α= 0.506

Verificação da Alma		Verificação da Banzo	
c=	832	c=	108
tw=	12.00	tf=	16.00
c/t=	69.33	**c/t=**	6.75
ε(S275)=	0.92	**ε(S275)=**	0.92
Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Componentes internos comprimidos - Comp. solicitado à flexão e à compressão		Quadro 5.2 (NP EN 1993-1-1,2010) - Banzos em consola - Componente solicitado à compressão	
classe 1 c/t≤	65.35	classe 1 c/t≤9ε	8.28
classe 2 c/t≤	75.25	classe 2 c/t≤10ε	9.2
classe 3 c/t≤		classe 3 c/t≤14ε	

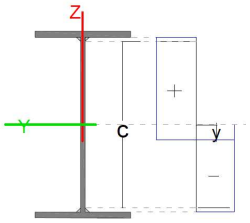
Portanto a secção é classe 2

Verificação da resistência

Esforço axial X - Compressão	
Ned=	31.74
Classe da secção	2
A (m2)	0.0182
fy	275 000
γM0=	1.00
Nc.Rd=	5018.20
Ned/Nc.Rd≤1	0.006

Momento Fletor Y	
Med=	81.64
Classe da secção	2
Wpl (m3)	0.0057
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	1558.76
Med/Mc.Rd≤1	0.052

Momento Fletor Z	
Med=	5.88
Classe da secção	2
Wpl (m3)	0.0005
fy	275 000
γM0=	1.00
Mc.Rd=	145.95
Med/Mc.Rd≤1	0.040



Cálculo Plástico

Esforço transverso y	
Ved=	1.37
Classe da secção	2
Av (m2)	0.0080
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1270.17
Ved/Vpl.Rd≤1	0.001

Cálculo Plástico

Esforço transverso Z	
Ved=	-13.46
Classe da secção	2
Av (m2)	0.0102
fy (kPa)	275 000
γM0=	1.00
Vpl.Rd=	1627.09
Ved/Vpl.Rd≤1	0.008

Flexão composta com esforço transverso	
Vedy≤0.5Vpl,rd	0.0011
Vedz≤0.5Vpl,rd	0.0083
VERDADEIRO - não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes da flexão composta (6.2.9 do NP EN1993-1-1,2010)	
Flexão composta - Mz (Classe 1 e 2)	
a=	0.56
n=	0.01
n≤a	VERDADEIRO
Mn,z,rd=Mpl,z,rd	145.9546
Flexão composta - My (Classe 1 e 2)	
a=	0.56
n=	0.01
Mn,y,rd	2153.64
Mn,y,rd≤Mpl,y,rd	FALSO
Mn,y,rd=Mpl,y,rd	1558.76
Verificação de segurança	
α e β =1, para ser conservativo	
(My,ed/Mn,y,rd)^α+ (Mz,ed/Mn,z,rd)^β≤ 1	0.092661397

Flexão com esforço transverso
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.
Ved= 1.37
Vpl.rd= 1270.17
Ved≤1/2*Vpl.rd VERDADEIRO

Flexão com esforço transverso
Despreza-se o efeito do esforço transverso sobre o momento fletor resistente. quando o esforço transverso é inferior a metade do esforço transverso resistente plástico.
Ved= -13.46
Vpl.rd= 1627.09
Ved≤1/2*Vpl.rd VERDADEIRO

		L= 24.60		Lcr/L= 0.63	
Kviga=	43478.30	η1= 0.23		**Lcr,y=** 15.55	
Kpilar=	142857.00	η2= 0.50		**Lcr,z=** 8.63	
Verificação da estabilidade no plano - y					
A (m2)	0.02	χ= 0.87	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	0.69	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	0.52	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	15.55	tf≤40mm	b	Kyy=	0.401
λ=l/iy=	45.45	y-y	α= 0.34	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,y,Rd=	4384.1			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kzy=	0.321
Verificação da estabilidade fora do plano - Z					
A (m2)	0.02	χ= 0.18	≤1 OK		
fy=	275 000.00	ø=0.5*(1+α*(λb-0.2)+λb^2)=	3.12	>0.2, logo é	
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λb=λ/λcr=	2.08	necessário analisar a	
γM1=	1.00	λcr=raizq(pi^2*E/fy)=	86.81	estabilidade	
		Curva de encurvadura			
l(m)=	8.63	tf≤40mm	c	KZZ=	0.408
λ=l/iz=	180.42	z-z	α= 0.49	Cmz=	0.400
				ψ=	0.050
Nb,z,Rd=	921.4			α=	0.003
Ned≤Nb,Rd	**Verdadeiro - verifica a estabilidade à encurvadura**			Kyz=	0.408
Verificação da estabilidade à encurvadura para elementos em flexão composta					
A (m2)	0.02	χLT= 0.78	≤1 OK		
fy=	275 000.00	øLT=0.5*(1+αLT*(λbLT-0.2)+λbLT^2)=	0.74		
E(kN/m^2)=	210 000 000.00	λbLT=raizq(Wy*fy/Mcr)=	0.51	>0.4, logo é necessário analisar a estabilidade	
Iz (m4)	0.0000418	Mcr=	6 088.55		
γM1=	1.00	Curva de encurvadura		C2=	0.42
l(m)=	3.00	h/b>2	d	C1=	1.31
		αLT=	0.76	K=Kw=	1
It(m^4)=	0.000001184			zs=	0.00
Iw(m^6)=	0.000007884	Eq. 6.61 do EC3-1-1	0.04 **verifica a estabilidade**	za=	0.44
G(kN/m^2)=	81 000 000.00	Eq. 6.62 do EC3-1-1	0.06 **verifica a estabilidade**	zj=	0.00
				zg=	0.4430