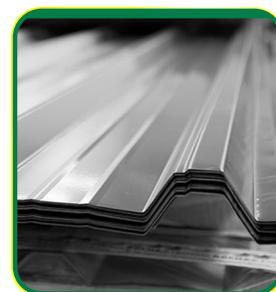




# UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA

Curso de licenciatura em engenharia civil

Trabalho de Licenciatura



## **Estudo comparativo de asnas metálicas para coberturas de duas vertentes face às mudanças climáticas**

Neldo Martins Watch Macita

Supervisor  
Eng. Francisco Ricardo

Maputo, Maio de 2024

Neldo Martins Watch Macita

**Estudo comparativo de asnas metálicas  
para coberturas de duas vertentes  
face às mudanças climáticas**

Trabalho de Licenciatura submetido  
ao Departamento de Engenharia  
Civil para obtenção do Grau de  
Licenciado em Engenharia Civil.

Supervisor  
Eng. Francisco Ricardo

Maputo, Maio de 2024

## DEDICATÓRIA

Especialmente a Deus:

This most beautiful system of sun, planets and comets could only proceed from the counsel and dominion of an intelligent and powerful being... And it follows that the true God is living and supremely perfect. He endures from eternity to eternity and He rules all things.

*Isaac Newton*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a “Deus” por me ter dado uma família, que me ajudou em todas as fases da minha vida. Adicionalmente, dou graças a “Ele” por me ter dado força, saúde, e conhecimento para realizar este projecto.

Agradeço a minha família, por ter contribuído, directamente, de modo a tornar a minha formação nesse sonho real.

Agradeço a Faculdade de Engenharia UEM pela oportunidade de estudar e me formar, em especial, ao meu supervisor Prof. Eng<sup>o</sup>. Francisco Ricardo, pela atenção dedicada, provendo-me de conhecimento e orientações para a elaboração deste projecto.

## ÍNDICE GERAL

<b>DEDICATÓRIA</b>	<b>A</b>
<b>AGRADECIMENTOS</b>	<b>B</b>
<b>RESUMO</b>	<b>G</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>I</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
<b>1.1 JUSTIFICATIVA</b>	<b>1</b>
<b>1.2 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA</b>	<b>2</b>
1.2.1 Necessidade	2
1.2.2 Problema	2
1.2.3 Soluções alternativas	2
<b>1.3 OBJECTIVOS</b>	<b>2</b>
1.3.1 Geral	2
1.3.2 Específicos	2
1.3.3 Metodologia	3
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>4</b>
<b>2.1 PROJECTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS</b>	<b>4</b>
<b>2.2 TIPOS DE ASNAS ESTUDADAS</b>	<b>6</b>
<b>2.3 REGULAMENTAÇÃO UTILIZADA</b>	<b>7</b>
2.3.1 NP EN 1990 (Eurocódigo)	8
2.3.2 NP EN 1991-1-1 (Eurocódigo 1) e NP EN 1991-1-4 (Eurocódigo 1)	8
2.3.3 NP EN 1993-1-1 – Eurocódigo 3	20
<b>3 MEMORIA DESCRITIVA E DE CÁLCULO.</b>	<b>36</b>
3.1.1 MEMÓRIA DESCRITIVA	36
3.1.2 ETAPAS DO PROJECTO ESTRUTURAL	36

3.1.3	ANALISE DO LOCAL DA OBRA	36
3.1.4	AMEAÇAS NATURAIS	37
<b>3.2</b>	<b>MEMORIA DE CÁLCULO</b>	<b>38</b>
3.2.1	DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO DINÂMICA	38
3.2.2	DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA	39
3.2.3	CÁLCULO DOS ESFORÇOS ACTUANTES NOS ELEMENTOS	40
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS</b>	<b>41</b>
4.1	DESCRIÇÃO DOS PÓRTICOS	41
4.2	PERFIS UTILIZADOS	41
4.3	TIPOS DE PÓRTICOS ESTUDADOS	45
4.4	RESULTADOS DO ESTUDO	46
4.4.1	Perfis resultantes do dimensionamento	46
4.4.2	Peso total para cada geometria	47
4.5	COMPORTAMENTO DAS ASNAS	49
4.5.1	Para asna de geometria triangular	49
4.5.2	Para asnas trapezoidais	50
4.5.3	Para asnas rectangulares com banzos paralelos	52
4.6	CUSTO E PESO	53
4.6.1	AVALIAÇÃO DOS CUSTOS	56
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>59</b>
5.1	Propostas para desenvolvimentos futuros:	60
<b>6</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>61</b>
6.1	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61
6.2	OUTRAS BIBLIOGRAFIAS	61
<b>7</b>	<b>Anexos</b>	<b>62</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ilustração do sistema estático do pórtico com vigas em asnas. ....	4
Figura 2. Exemplo de ligação viga-pilar, diferença entre pórtico de ligação rígida (número 1) e articulada (número 2).....	5
Figura 3 Asna de cobertura werren. ....	6
Figura 4. Asna de cobertura Pratt.....	7
Figura 5. Asna de cobertura Howe. ....	7
Figura 6. Distribuição das zonas de pressão para o vento actuando a 90 graus com relação $h(\text{altura})/d(\text{comprimento})$ próximo a 1.....	10
Figura 7. Distribuição das zonas de pressão para o vento actuando a 90 graus com relação $h(\text{altura})/d(\text{comprimento})$ próximo a 0,25.....	11
Figura 8. Deslocamentos verticais.....	19
Figura 9. Deslocamentos horizontais de estruturas com um piso. ....	20
Figura 10. Comportamento à Flexão para as diversas classes de secções. ....	22
Figura 11. Mapa do distrito da cidade da Matola (INE, 2013).....	37
Figura 12. Modelo do programa utilizado na simulação. ....	40
Figura 13. Mapa mental do estudo. ....	44
Figura 14. Representação do sistema estático da geometria de asna triangular. ....	45
Figura 15. Representação do sistema estático da geometria de asna trapezoidal.....	45
Figura 16. Representação do sistema estático da geometria de asna rectangular. ....	46
Figura 17. Ilustração do comportamento dos esforços internos (esforços axiais) das barras em asnas de geometria triangular. ....	49
Figura 18. Ilustração do comportamento dos esforços internos (momento flector) das barras em asnas de geometria triangular. ....	50
Figura 19. Ilustração do comportamento dos esforços internos (esforços axiais) das barras em asnas de geometria trapezoidal.....	51
Figura 20. Ilustração do comportamento dos esforços internos (momento flector) das barras em asnas de geometria trapezoidal.....	51
Figura 21. Ilustração do comportamento dos esforços internos das barras em asnas de geometria rectangulares. ....	52

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Pesos volumétricos para os materiais utilizados. ....	8
Tabela 2. Coeficientes de combinação Adaptado do EC0.....	17
Tabela 3. Valores limites para os deslocamentos verticais. ....	20
Tabela 4. Valores limites para os deslocamentos horizontais para um só piso.....	20
Tabela 5 Exemplos ilustrativos dos tipos de secções dos perfis utilizados .....	41
Tabela 6. Quadro resumo do estudo. ....	48
Tabela 7. Quadro resumo dos custos das asnas. ....	55

## LISTA DE GRÁFICO

Gráfico 1 para pré-dimensionamento de asna metálica (Rebello, Yopanan, 2000, p. 107).6	
Gráfico 2. Peso em função da solução escolhida para anas de geometria triangular. ....	50
Gráfico 3. Peso em função da solução escolhida, para asnas de geometria trapezoidal. ...	52
Gráfico 4. Peso em função da solução escolhida, para asnas de geometria rectangular com banzos paralelos.....	53
Gráfico 5. Preço em função da solução geométrica e o tipo de perfil para asnas triangulares. ....	56
Gráfico 6. Preço em função da solução geométrica e o tipo de perfil para asnas trapezoidais. ....	57
Gráfico 7. Preço em função da solução geométrica e o tipo de perfil para asnas rectangulares com banzos paralelos. ....	58

## RESUMO

Moçambique, devido à sua localização geográfica, é um país vulnerável a ocorrência de ciclones, que afectam os diversos sectores de actividade, provocando grandes danos, como destruição de infra-estruturas sociais de entre elas: saúde (hospitais), educação (escolas e universidades), instalações públicas (moradias comunitárias e prisões) e transporte (ferrovias e estradas). Nos últimos anos, esse evento tem se repetido, com maior frequência e com elevada magnitude, daí a necessidade de se fazerem estudos de modo a verificar a integridade das infra-estruturas existentes e tomar atenção especial nas infra-estruturas vindouras.

O presente projecto é referente à culminação do curso de Licenciatura em Engenharia Civil, onde foi realizado uma dissertação sobre: “***Estudo comparativo de asnas metálicas para coberturas de duas vertentes face às mudanças climáticas***”.

O edifício estudado apresenta uma geometria rectangular com dimensões em planta de 40 metros de vão e 64 metros de comprimento, altura dos pilares de 10 metros e com cobertura de duas vertentes de inclinação igual a 10 graus.

O estudo foi realizado a nível do distrito da cidade da Matola e, a nível do distrito, foi possível fazer um levantamento das cargas do projecto. De seguida, com recurso ao Eurocódigo (EC1) foi possível fazer a avaliação das situações de cargas provocadas pelas acções naturais (o vento). A partir das acções provenientes do vento, realizou-se a avaliação do comportamento da estrutura, utilizando-se o **software** de cálculo estrutural **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024 (student version)**.

A seguir, em função dos esforços resultantes foi realizada com ajuda dos catálogos da empresa “**O Feliz**”, a definição (escolha) do perfil da chapa metálica. Usando as tabelas técnicas, também foi possível definir as madres e os elementos do pórtico principal: asna (banzo inferior, superior, diagonais e montantes) e pilares.

Tendo como base o Eurocódigo 3 (EC3) efectuou-se a verificação dos perfis seleccionados. O estudo foi apresentado de forma faseada, por causa da quantificação do peso próprio,

sendo que o dimensionamento realizado em primeiro lugar foi: das chapas e, de seguida, madres, asnas e pilar.

Concluiu-se que, na execução de edifícios com asnas metálicas, a utilização de soluções de asnas do tipo Warren, com geometria trapezoidal, e perfis de secção quadrada é mais vantajosa, pois permite uma redução significativa do peso/custo.

E, no final, foi feita uma análise superficial aos elementos de ligação da estrutura, chapa – madre, madre – asna, asna – pilar e pilar – chumbador. Nesse sentido, de forma geral, a estrutura e as ligações foram determinadas com a combinação mais gravosa: peso próprio e o vento causando sucção. Os desenhos resultantes do dimensionamento são apresentados em forma de anexo e foram elaborados com recurso ao software “**Advance Steel 2024 – English student version**”.

Palavras – chaves: Asnas metálicas, Eurocódigo, coberturas, ciclone, Estrutura Metálica

## ABSTRACT

Mozambique, due to its geographical location, is a country vulnerable to cyclones, which affect the various sectors of activity, causing major damage, such as the destruction of social infrastructures including: health (hospitals), education (schools and universities), public facilities (community housing and prisons) and transportation (railroads and roads). In recent years, this event has been repeated with greater frequency and magnitude, hence the need for studies to verify the integrity of existing infrastructures and to pay special attention to future infrastructures.

This project is the culmination of a degree in Civil Engineering, in which a dissertation was written on: "**Comparative study of metal trusses for two-slope roofs in the face of climate change**".

The building studied has a rectangular geometry with plan dimensions of 40 meters in span and 64 meters in length, pillar height of 10 meters and a two-slope roof with an inclination of 10 degrees.

The study was carried out at the level of Cidade da Matola district, at district level, it was possible to carry out a survey of the project loads. Then, using the Eurocode (EC1), it was possible to assess the load situations caused by natural actions (the wind). Based on the actions caused by the wind, the behavior of the structure was evaluated using the structural calculation **software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024 (student version)**.

Then, depending on the resulting efforts, the profile of the metal slab was defined (chosen) using the catalogs of the company "**O Feliz**". Using the technical tables, it was also possible to define the purlins and the elements of the main frame: trusses (lower and upper flange, diagonals and uprights) and column.

Based on Eurocode 3 (EC3), the selected profiles were checked. The study was presented in stages, due to the quantification of the self-weight, and the first design was for the plates, followed by the purlins, trusses and column.

It was concluded that, when constructing buildings with metal trusses, the use of Warren-type truss solutions with square-section profiles is more advantageous, as it allows for a significant reduction in weight/cost.

Finally, a superficial analysis was made of the structure's connection elements, plate - purlin, purlin - truss, truss – column and column - anchor bolt. In general, the structure and the connections were determined with the most severe combination: self-weight and wind causing suction. The drawings resulting from the design are presented as an appendix and were drawn up using the **"Advance Steel 2024 - English student version" software**.

Keywords: Metal trusses, Eurocode, roofs, cyclone, Steel Structure

## SUMÁRIO

A presente dissertação é constituída por sete (7) capítulos.

No **capítulo 1**, justifica-se a necessidade e a relevância do estudo, coloca-se o problema de pesquisa, os seus objectivos e, ainda, a metodologia adoptada para os alcançar.

No **capítulo 2**, faz-se a revisão da literatura pertinente, apresentando-se, de forma geral, a descrição do tipo de edificações com asnas de cobertura metálica, tipos de asnas de coberturas mais usadas e apresentação do Eurocódigo por forma a quantificar as acções e o devido dimensionamento.

No **capítulo 3**, apresentam-se as etapas principais para elaboração do projecto e a descrição do local aonde a obra será alocada. Ainda no **capítulo 3**, apresenta-se a memória de cálculo onde são determinadas as cargas dinâmicas resultantes do ciclone. De seguida no mesmo capítulo apresentam-se as situações de carga de vento introduzidas no software de cálculo ***Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024 (student version)***.

No **capítulo 4**, estão apresentados os resultados do estudo.

No **capítulo 5**, apresenta-se as conclusões do estudo e no **capítulo 6 e 7** a bibliografia e os anexos respectivamente.

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 JUSTIFICATIVA

As asnas metálicas têm ganho uma forte expressão em Moçambique e no mundo. Para vencer vãos em edifícios, a solução utilizada para a cobertura é, geralmente, a solução em asnas metálicas, por ser a solução mais económica, devido à sua elevada capacidade de carga, baixo peso próprio e baixo custo de produção e instalação em relação aos outros materiais usados na construção civil.

Actualmente, existem inúmeras geometrias de asnas metálicas e a escolha do modelo que vai desempenhar, correctamente, a sua função vai depender da finalidade para que foi projectada a estrutura e, inclusivamente, das solicitações do projecto. Contudo, o exercício de escolha da geometria certa é uma tarefa que depende muito da experiência do projectista, porque as solicitações variam de acordo com o projecto.

A evolução dos *softwares* de cálculos tem sido um grande ganho na construção civil, para além de reduzir os custos no tempo, tem trazido de forma visível uma nova variável para o mercado, que é a economia dos materiais utilizados no projecto.

Teixeira (2017), desenvolveu um estudo sobre asnas metálicas para uma zona em Portugal, (Concelho de Amarante, Distrito do Porto), segundo o zoneamento dos ventos esta zona apresenta uma velocidade média máxima dos ventos de 27m/s. O estudo foi realizado para pórticos com cobertura de duas vertentes, com inclinação igual a cinco graus, vão de 40m e altura dos pilares igual a 10m. Porém o estudo foi realizado para um tipo de geometria de asna, nomeadamente, asnas de geometria trapezoidal.

Partindo deste pressuposto, surge o interesse de desenvolver um estudo comparativo de geometrias de asnas metálicas de duas vertentes face as mudanças climáticas em Moçambique, de modo a proporcionar estruturas de coberturas seguras (face as acções impostas pelo ambiente onde se encontra a construção) e com melhor relação custo-benefício.

Para a presente dissertação será analisada uma construção de vão igual a 40m, inclinação da cobertura de dez graus e localizado no posto administrativo da Matola-sede, bairro da Matola A.

## 1.2 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

### 1.2.1 Necessidade

- a. Reduzir o tempo para escolha da geometria certa, bem como os custos impostos pelo tempo racionalizado, cabendo ao projectista o trabalho de avaliar as diversas situações de carregamento da estrutura escolhida e fazer a devida análise dos resultados das diversas situações;
- b. Economizar os materiais (perfis metálicos) a utilizar no projecto.

### 1.2.2 Problema

Qual a geometria da asna metálica que garante a segurança face as mudanças climáticas, com menores esforços axiais, e proporciona menor gasto de materiais (menor secção do perfil metálico da diagonal, montante, banzo inferior e superior)?

### 1.2.3 Soluções alternativas

- a. Ensaios de cargas em laboratórios para avaliar a capacidade resistente das asnas e as respectivas deformações.
- b. Utilização dos elementos finitos de modo a simular o edifício face às diversas situações de carga com a finalidade de ter a capacidade de carga e deformações resultantes das acções.

## 1.3 OBJECTIVOS

### 1.3.1 Geral

O principal objectivo desta dissertação é estudar a aplicação de geometria da asna metálica que garante a segurança face as mudanças climáticas, com menores esforços axiais, e proporciona menor gasto de materiais (menor secção do perfil metálico diagonal, montante, banzo inferior e superior).

### 1.3.2 Específicos

Para alcançar este objectivo foram identificados os seguintes objectivos específicos:

- i. Identificar os dados necessários para determinação da pressão dinâmica do vento máxima, com finalidade de usar as fórmulas Eurocódigo 1;
- ii. Selecionar, a respectiva geometria e modelar de forma interactiva as diversas situações de actuação do vento (vento transversal e longitudinal), usando o software *Robot Structural Analysis* e determinar os esforços máximos nas asnas;
- iii. Descrever o perfil ideal que verifica todas as condições de dimensionamento impostas pelo Eurocódigo 3 com recurso ao software *Robot Structural Analysis*.
- iv. Apresentar a economia resultante da geometria e dos perfis seleccionado.

### 1.3.3 Metodologia

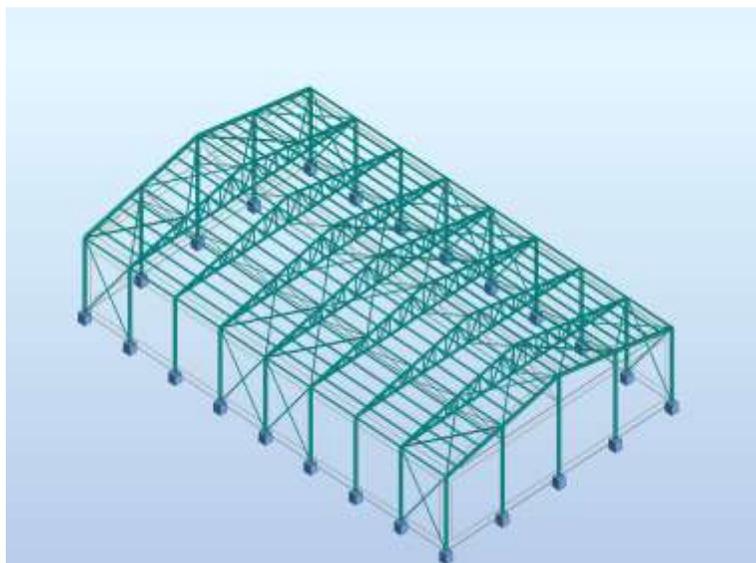
Para proceder-se ao estudo em análise, e de forma coerente, adoptou-se a seguinte metodologia:

- a. Análise da bibliografia sobre ameaças naturais e zoneamento do ciclone em Moçambique;
- b. Análise e definição das acções de cálculo a considerar no processo de dimensionamento estrutural, nomeadamente, as sobrecargas regulamentares, cargas impostas pelo peso próprio e cargas impostas pela acção do vento, informação retirada do EC1 (Parte 1-1, 1-3 e 1-4);
- c. Lançamento das cargas definidas (sobrecargas, peso próprio, acção do vento) no software de cálculo *Robot Structural Analysis*;
- d. Definição de todos os critérios de dimensionamento necessários ao projecto de estruturas metálicas, especialmente os critérios de verificação do estado limite último e em estado limite de utilização tendo como base o EC3 (Parte 1-1);
- e. Definição do material e da secção ideal usando as tabelas técnicas e verificação.
- f. Análise crítica dos resultados obtidos dos diversos tipos de asnas metálicas e sua comparação com projectos feitos em outros países.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 PROJECTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Segundo **Teixeira (2017)**, o sistema estático nos projectos de cobertura, onde são usadas asnas metálicas, podemos encontrar dispostos de forma geral: o revestimento apoiado nas vigas longitudinais metálicas (madres); as madres que se encontram apoiadas em asnas; as asnas que estão, por sua vez, apoiadas em pilares e, caso sejam pilares metálicos, estes são ligados a chumbadores que transmitem os esforços a fundação.



*Figura 1. Ilustração de sistemas de pórticos com vigas em asnas.*

Segundo **Teixeira (2017)**, quanto ao tipo de ligação viga-pilar, podemos ter dois tipos de ligação nos pórticos nomeadamente: pórticos de ligação articulada e pórticos de ligação rígida.

Na visão de **Teixeira (2017)**, os pórticos de ligação viga-pilar rígida, permitem uma maior eficiência da estrutura relativamente a pórticos de ligação viga-pilar rotulada, devido ao facto de as ligações rígidas reduzirem o momento flector positivo e introduzirem o momento negativo no apoio. Têm, ainda, a vantagem importante, em relação a estes, de possuir resistência contra a acção do vento nas fachadas laterais do edifício não sendo necessário um sistema de contraventamento tão complexo, quando comparado com vigas

simplesmente apoiadas. Os apoios nas bases das colunas são considerados encastrados para todos os casos.

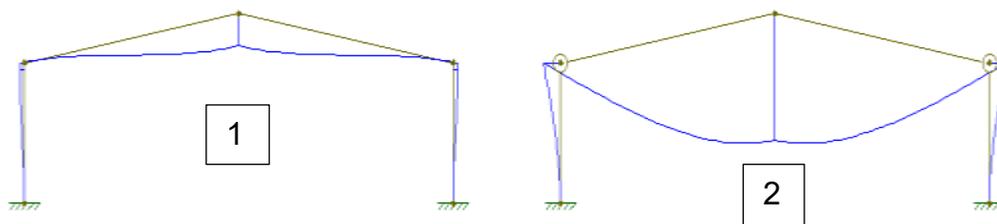


Figura 2. Exemplo de ligação viga-pilar, diferença entre pórtico de ligação rígida (número 1) e articulada (número 2).

Segundo **Teixeira (2017)**, estas estruturas geralmente são de um só nível, a altura mínima livre (pé-direito) é, normalmente, condicionada pela necessidade de movimentação de cargas, entrada de veículos de transporte, máquinas e, adicionalmente, a prática de certa actividade desportiva. Adopta-se uma altura funcional de 10 metros, para a presente dissertação. Contudo, normalmente, as alturas (pé-direito) podem variar significativamente, geralmente, entre os 5 m e 10 m.

Para definição das dimensões dos modelos que compõem o estudo paramétrico, toma-se como referência uma inclinação de  $10^\circ$ , para as vigas de cobertura (banzo superior) e a relação altura/vão entre 1/15-1/5, de acordo com o *gráfico 1* (**Rebello, Yopanan, 2000, p. 107**).

O *gráfico 1* apresenta o pré-dimensionamento, num gráfico representado na forma de superfície contida entre duas linhas; a linha superior representa os valores máximos do pré-dimensionamento; e a inferior os valores mínimos. A utilização de valores fora da região conduz-nos a asnas não económicas (**Rebello, Yopanan, 2000, p. 107**).

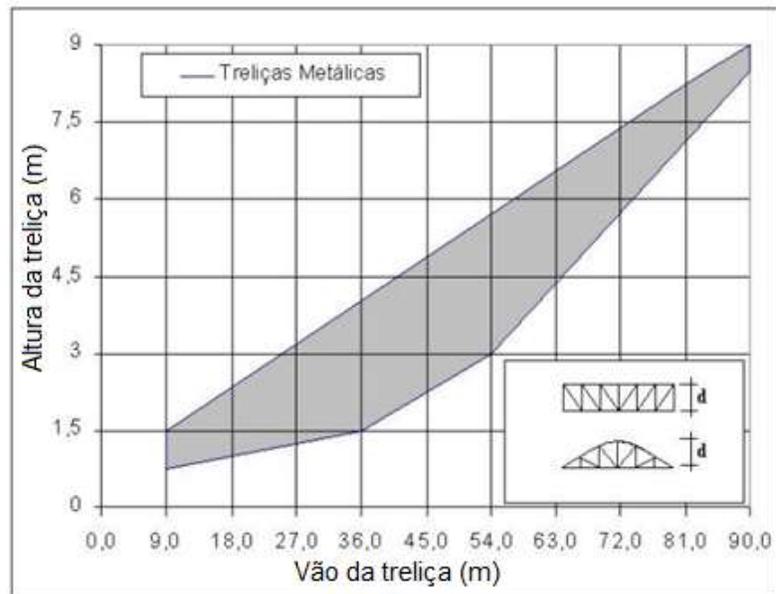


Gráfico 1 para pré-dimensionamento de asna metálica (**Rebello, Yopanan, 2000, p. 107**).

No entanto, para o presente estudo foi adoptado um ângulo da cobertura de 10 graus para um pórtico de vão de 40m. Deste modo, proporcionando uma altura aproximada de 3,6 metros correspondente a uma inclinação do banzo superior de 10 graus. O valor resultante da altura total da asna (diferença entre a cota do banzo superior e a cota do banzo inferior) deve corresponder a um valor que esteja dentro da área económica do gráfico 1 apresentado (pintada a cinza), para um vão de 40m.

## 2.2 TIPOS DE ASNAS ESTUDADAS

2.2.1. **Warren** – segundo **Teixeira (2017)**, a mais comum quando a necessidade é uma estrutura simples e contínua, sendo usadas para vencer vãos entre 40 e 100 metros. Este tipo de geometria pode ter duas vertentes, com ou sem montantes, caso se queiram vencer grandes ou pequenos vãos respectivamente;

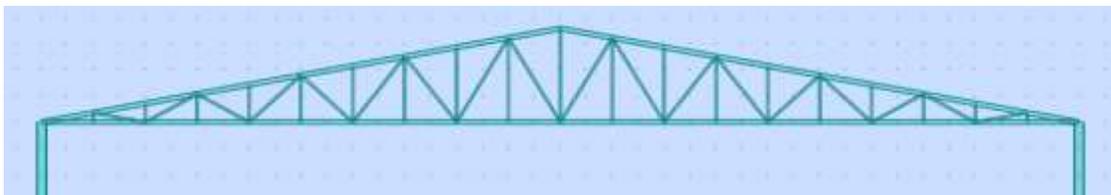
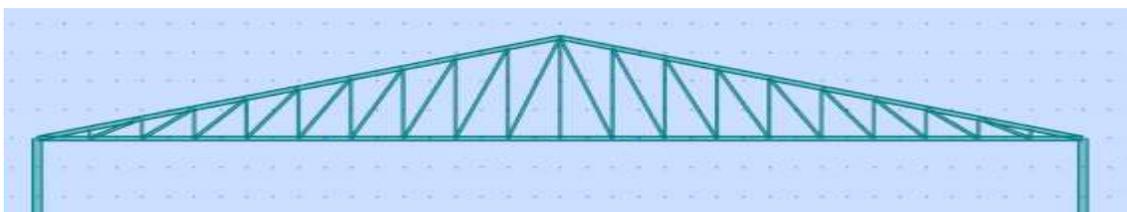


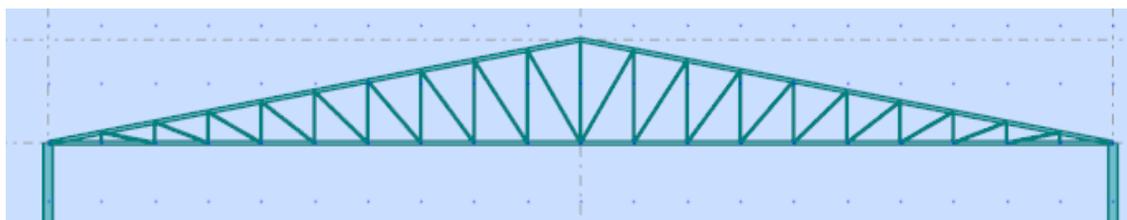
Figura 3 Asna de cobertura warren.

2.2.2. **Pratt** – na visão de **Teixeira (2017)**, a estrutura é facilmente identificada pelos seus elementos diagonais (geralmente solicitados à tracção) que se apresentam todos inclinados e na direcção do centro do vão;



*Figura 4. Asna de cobertura Pratt.*

2.2.3. **Howe** – de acordo com **Teixeira (2017)**, é o oposto da asna Pratt, pois geralmente as barras diagonais estão solicitadas à compressão.



*Figura 5. Asna de cobertura Howe.*

### 2.3 REGULAMENTAÇÃO UTILIZADA

A utilização dos **Eurocódigos (EC)** no projecto de estruturas permite uniformizar os princípios de dimensionamento e cálculo na Comunidade Europeia. Com base na informação disponibilizada nos **Eurocódigos** foi possível fazer uma equivalência às diversas situações de dimensionamento, de modo a serem usados, de forma certa, em Moçambique, com a finalidade de obter valores próximos a realidade. Deste modo, a elaboração do projecto de estruturas metálicas terá de seguir e cumprir os requisitos impostos pela seguinte regulamentação:

### 2.3.1 NP EN 1990 (Eurocódigo)

Apresenta as bases para o projecto de estruturas; linhas de orientação para o projecto estrutural de edifícios e para outros projectos de engenharia civil.

### 2.3.2 NP EN 1991-1-1 (Eurocódigo 1) e NP EN 1991-1-4 (Eurocódigo 1)

Acções em estruturas, Parte 1-1: acções gerais: pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Parte 1-4: acções gerais: acções do vento;

#### 2.3.2.1 Acções e influências ambientais definidas para o estudo

São apresentadas na sequência as acções solicitantes das estruturas em estudo, agrupadas de acordo com sua variabilidade no tempo.

##### 2.3.2.1.1 Acções permanentes (G)

São acções em que a sua intensidade se mantém constante ao longo da vida da estrutura, ou com poucas variações. De entre as acções permanentes, podemos enumerar entre outras, o peso próprio da mesma, o equipamento fixo de qualquer natureza, revestimentos ou mesmo o assentamento diferencial dos apoios.

Na presente dissertação, os seguintes pesos foram considerados: o peso do revestimento e peso próprio da estrutura principal (peso das madres e dos elementos que constituem o pórtico). O **NP EN 1991-1-1** define pesos volumétricos para os materiais utilizados no projecto:

*Tabela 1. Pesos volumétricos para os materiais utilizados.*

Materiais	Pesos volumétricos $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Tensão de cedência (Mpa)
Aço (Perfis s275)	77	275
Varões A500NR)		500
Zinco	71	70
Betão Armado (C35/40)	25	35

### 2.3.2.1.2 Acções variáveis (Q)

Segundo o **NP EN 1991**, são acções em que a sua intensidade varia frequentemente, e de forma importante, no tempo e espaço. De entre as acções variáveis que se poderão assinalar, é de referir as forças de travagem, força centrífuga e os efeitos naturais, como sejam: neve, vento, variações de temperatura, etc.

#### 2.3.2.1.2.1 Acção do vento

##### 2.3.2.1.2.1.1 Parâmetros do vento

**João 2008**, afirma que o parâmetro mais importante para a quantificação das acções do vento é a sua velocidade. Assim sendo a base para o projecto é a velocidade máxima do vento prevista para a vida útil da estrutura. Desta forma os factores considerados que influenciam na sua importância são:

a) Localização geográfica (Eurocódigo 1-4)

Segundo **João 2008**, as velocidades do vento são, estatisticamente, maiores numas regiões do que noutras. Para muitas regiões, dispõe-se de dados estatísticos consideráveis e as velocidades básicas do vento expressam-se nos mapas em forma de linhas formadas pela união de pontos com velocidades básicas do vento iguais. Segundo o Eurocódigo 1-4, a velocidade básica do vento denomina-se velocidade de referência do vento e corresponde à velocidade média, a uma altitude de 10 m acima de um terreno plano (com vegetação rasteira), mantida constante por um período de 10 minutos (independentemente da direcção do vento e da época do ano) com um período de retorno de 50 anos.

b) Localização física

Segundo **João 2008**, em lugares expostos como a orla costeira, o vento alcança maiores velocidades do que em lugares mais abrigados, como as cidades, devido ao facto de as irregularidades da superfície reduzirem a velocidade do vento ao nível do solo.

c) Topografia

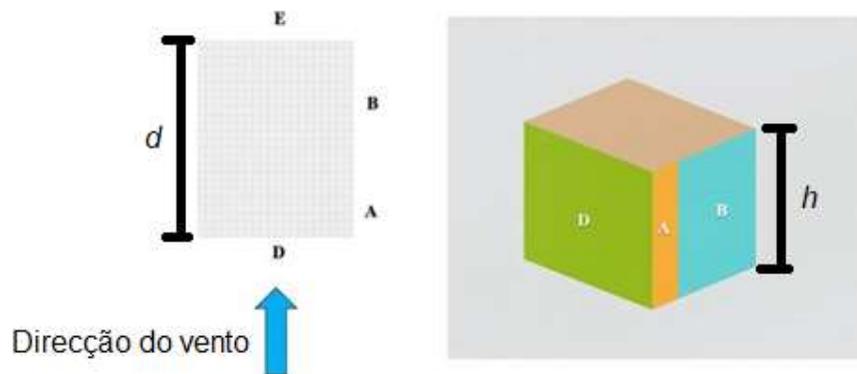
As características de um lugar em relação a colinas ou taludes existentes, devem ser tomadas em conta mediante a utilização de um coeficiente topográfico.

d) Dimensões do edifício

Segundo **João 2008**, a altura tem uma particular importância devido ao facto de a velocidade do vento aumentar com a altura acima do nível do solo. A velocidade média do vento determina-se com a velocidade do vento de referência ponderada para ter em conta a altura do edifício, a irregularidade do terreno e a topografia. A pressão do vento é proporcional ao quadrado da velocidade média do vento.

e) Forma da estrutura

Segundo **João 2008**, é importante reconhecer que as acções do vento não são simplesmente uma pressão frontal aplicada a uma estrutura, mas são o resultado de uma distribuição complexa da pressão em todas as frentes, devido ao movimento do ar por toda a estrutura. A distribuição complica-se mais, no entanto devido às estruturas adjacentes e às obstruções ou variações naturais como as colinas, vales e bosques que podem influenciar nos “modelos” do movimento do ar e a distribuição da pressão associada.



*Figura 6. Distribuição das zonas de pressão para o vento actuando a 90 graus com relação  $h(\text{altura})/d(\text{comprimento})$  próximo a 1.*

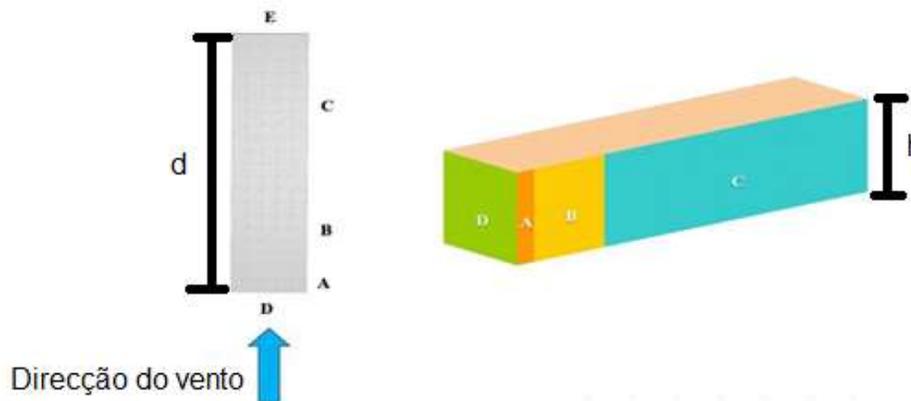


Figura 7. Distribuição das zonas de pressão para o vento actuando a 90 graus com relação  $h(\text{altura})/d(\text{comprimento})$  próximo a 0,25.

f) Altura do telhado

Segundo **João 2008**, este parâmetro é realmente um aspecto especial da forma estrutural. Importa assinalar que as coberturas com altura muito pequena podem estar sujeitas a elevação ou sucção, enquanto as coberturas de maior inclinação, digamos aproximadamente superior a  $20^\circ$ , é provável que estejam sujeitas a uma sucção ou pressão descendente. Contudo, só tabelas de coeficiente de pressão podem dar resposta rigorosa a cada caso.

g) Direcção do vento

Segundo **João 2008**, as distribuições da pressão mudarão segundo as diferentes direcções do vento.

h) Coeficiente de resposta de rajadas

Segundo **João 2008**, este coeficiente utiliza-se para ter em conta a redução da média espacial da pressão do vento com uma área crescente, devido à não coincidência das pressões locais máximas que actuam sobre a superfície externa da estrutura. Assim, partes pequenas do edifício, como unidades de revestimento e as suas fixações, podem projectar-

se para pressões de vento mais altas do que a estrutura no seu conjunto. O coeficiente de resposta de rajadas relaciona-se com uma altura equivalente, o que corresponde, aproximadamente, ao centro de gravidade da força pura do vento sobre a estrutura.

Segundo **João 2008**, os procedimentos tabelados no Eurocódigo permitem ter em conta os citados parâmetros, em primeiro lugar, no cálculo da velocidade hipotética do vento e, em segundo lugar, na conversão desta velocidade do vento num sistema de forças sobre a estrutura. Estas forças estáticas equivalentes podem, então, utilizar-se no cálculo e na hipótese de resistência da estrutura num conjunto.

#### 2.3.2.1.2.1.1.1 Determinação da velocidade do vento e pressão dinâmica segundo o NP EN 1991-1-4

a) A velocidade média ( $v_m$ )

Segundo **Eurocódigo1-4**, deverá ser determinada a partir do valor de referência da velocidade do vento  $v_b$ , o qual depende do regime local de ventos e da variação do vento em função da altura, determinada a partir da rugosidade do terreno e da orografia conforme é descrito em **4.3. do Eurocódigo**. A pressão dinâmica de pico é determinada em **4.5 do Eurocódigo1-4**.

➤ Valores de referência do vento

Será determinado a partir da seguinte fórmula:

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} \quad \text{Eq. ( 1)}$$

Sendo:

$v_b$  – Referência da velocidade do vento;

$v_{b,0}$  – Valor básico da velocidade de referência do vento;

$C_{dir}$  – Coeficiente de direcção;

$C_{season}$  – Coeficiente de sazão;

$C_{season} = 1$ (recomendado)

➤ Velocidade média do vento

Segundo **Eurocódigo1-4**, a velocidade média do vento a uma altura  $Z$  acima do solo,  $v_m(z)$ , depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento  $v_b$ , e é determinada através da expressão a seguir.

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot v_b \quad \text{Eq. ( 2)}$$

Sendo:

$v_m(z)$  – Velocidade média em função da altura  $z$ ;

$C_r(z)$  - Rugosidade do terreno em função da altura  $z$ ;

$I_v(z)$  - Intensidade de turbulência em função altura  $z$ .

$v_b$ - Valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direcção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno da categoria II;

$$C_0(z) = 1$$

O procedimento de cálculo para o  $C_r(z)$  é fornecido pelo Anexo Nacional do **Eurocódigo 1, Parte 1-4**.

$$C_r(z) = K_r \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \quad \text{Eq. ( 3)}$$

Sendo:

$z_0$  – Comprimento da rugosidade;

$k_r$  – Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade  $z_0$ , calculado através de:

$$k_r = 0.19 \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right) \quad \text{Eq. ( 4)}$$

$z_{0,II} = 0.05$  m (categoria de terreno II, ver o Quadro 4.1).

➤ Turbulência do vento

Segundo **Eurocódigo1-4**, a intensidade de turbulência à altura  $z$ ,  $I_v(z)$ , é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento.

$$I_v(z) = \frac{K_I}{C_0 \ln \left( \frac{z}{z_0} \right)} \quad \text{Eq. ( 5)}$$

Sendo:

$k_I$  – Coeficiente de turbulência. O valor de  $k_I$  (valor recomendado) é 1.

$C_0$  – Coeficiente de orografia, igual a 1 para terrenos planos;

$z_0$  – Comprimento da rugosidade.

➤ Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico  $q_p(z)$  é dado pela seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot v_m^2(z) \quad \text{Eq. ( 6)}$$

$I_v(z)$  – Intensidade de turbulência em função altura  $z$ ;

$v_m(z)$  – Velocidade média em função da altura  $z$ .

Em que,  $\rho$  é a massa específica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso, tendo o valor recomendado pelo Anexo Nacional de  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

### 2.3.2.1.2.2 A sobrecarga

A sobrecarga é determinada a partir do **Eurocódigo1**. Analisando a cobertura do projecto: enquadra-se na categoria H por se tratar de uma cobertura não acessível, excepto para operações de instalação, manutenção e reparação correntes e as sobrecargas para esta categoria são de  $q_k = 0.4 \text{ kN/m}^2$  ( $Q_k = 1 \text{ kN}$ ).

### 2.3.2.1.2.3 Acções sísmicas (E), acidentais (A) e Variação de temperatura (T)

#### a) A acção sísmica

Segundo **Eurocódigo8**, esta acção resulta de um conjunto de vibrações do solo que, por sua vez, são transmitidas à estrutura durante a ocorrência de um sismo. Com isto, contrariamente ao que se verifica no caso da acção do vento, a estrutura não responde a forças aplicadas directamente sobre si, mas sim aos movimentos impostos na sua base. A zona estudada não possui sismicidade muito baixa (zona iii, e a aceleração à superfície do terreno do tipo A, ag, não é superior a 0,04 g), o **Eurocódigo** dispensa a consideração dessa acção. Segundo o mapa de zoneamento de sismos de Moçambique o posto administrativo da cidade da Matola localiza-se na zona com sismicidade muito baixa com valores inferiores a 0,04g, partindo desse pressuposto esta acção não foi considerada no dimensionamento da estrutura.

#### b) Acções acidentais

São provenientes de fenómenos que se produzem muito raramente e só com muita fraca probabilidade assumem valores significativos, durante a vida da estrutura. A quantificação só é possível estabelecer por valores fixos, criteriosamente atribuídos. “Neste projecto este tipo de acção não foi considerado”.

#### c) Acções térmicas

Segundo o **Eurocódigo1-5** as acções térmicas em edifícios, devidas a variações de temperatura climáticas e operacionais, devem ser consideradas no seu cálculo quando os estados limites últimos ou de utilização possam ser excedidos em consequência de movimentos e/ou de tensões de origem térmica. A presente dissertação apresenta uma

pressão dinâmica do vento de  $2,06 \text{ kn}/\text{m}^2$ , apresentando tensões e deformações superiores que a sobrecarga gerada pelo vento. Devido a magnitude do estudo este efeito não foi considerado para o cálculo.

### 2.3.2.2 Combinação de acções

#### 2.3.2.2.1 Estados limites últimos

Estados limites últimos, em que os efeitos das acções de cálculo não devem exceder as resistências de cálculo da estrutura, dado que se tal suceder poderá ocasionar o colapso ou outras formas de rotura estrutural, pondo em perigo a sua estabilidade e a segurança das pessoas.

Como exemplos de estados limites últimos poderemos referir: a rotura ou deformação excessiva, a instabilidade de elementos isolados ou da estrutura na sua globalidade e a possível transformação da estrutura em mecanismo. Em geral, consideram-se estados limites de resistência, de estabilidade e de perda de equilíbrio.

Para que o cumprimento dos estados limites últimos sejam verificados deve ser respeitada a condição expressa:

- Secção 6.4 do **Eurocodico 1-1**

$$E_d \leq R_d \quad \text{Eq. ( 7)}$$

$E_d$  – Valor de cálculo do efeito das acções;

$R_d$  – Valor de cálculo da resistência correspondente.

Combinações de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. ( 8)}$$

$\gamma_{G,j}$  - Coeficiente parcial relativo à acção permanente j;

$G_{k,j}$  - Valor característico da acção permanente j;

$\gamma_P$  - Coeficiente parcial relativo a acções de pré-esforço

$P$  - Valor representativo de uma acção de pré-esforço

$\gamma_{Q,1}$  - Coeficiente parcial relativo a acções variáveis da combinação 1;

$Q_{k,1}$  - Valor característico da acção variável de base da combinação 1;

$\gamma_{Q,i}$  - Coeficiente parcial relativo a acções variáveis de uma acção variável  $i$ ;

$\psi_{0,i}$  - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável  $i$ ;

$Q_{k,i}$  - Valor característico da acção variável acompanhante  $i$ .

No quadro A.1.1 do **Eurocódigo 1990** constam os valores recomendados para os coeficientes  $\psi$ .

*Tabela 2. Coeficientes de combinação Adaptado do EC0.*

Acções	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga	0	0	0
Vento	0,6	0,2	0

#### 2.3.2.2.2 Estados Limites de Utilização

Segundo **Eurocódigo1-1**, nos estados limites de utilização, em que os efeitos das acções de cálculo não devem exceder critérios de bom desempenho, e sua ocorrência resulta em prejuízos pouco severos. Duma forma simplificada, são exemplos de estados limites de utilização as deformações, deslocamentos estruturais e situações de fadiga do próprio material, causando danos em revestimentos ou em elementos não estruturais. Em estruturas metálicas, consideram-se geralmente estados limites de deformação e de vibração.

Para que o cumprimento dos estados limites de utilização sejam verificados deve ser respeitada a condição expressa na equação:

- Secção 6.5 do **Eurocodico 1-1**

$$E_d \leq C_d \quad \text{Eq. ( 9)}$$

$E_d$  – Valor de cálculo do efeito das acções;

$C_d$  – Valor limite definido regulamentarmente para o efeito.

As combinações de acções a ter em conta nas situações de projecto consideradas deverão ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar. As expressões seguintes definem, simbolicamente, as combinações de acções para os estados limites de utilização:

a) Combinação característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. ( 10)}$$

Sendo:

$G_{k,j}$  - Valor característico da acção permanente j;

$P$  - Valor representativo de uma acção de pré-esforço

$Q_{k,1}$  - Valor característico da acção variável de base da combinação 1;

$\psi_{0,i}$  - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável i;

$Q_{k,i}$  - Valor característico da acção variável acompanhante i.

b) Combinação frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1} Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. ( 11)}$$

c) Combinação quase-permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. ( 12)}$$

### 2.3.2.2.3 A flecha

Resultante do deslocamento vertical das vigas metálicas é calculada com recurso à equação apresentada a seguir, que se baseia na Figura 8 (**Eurocódigo1-1, 1991. A1.4.3**):

$$w_{tot} = w_1 + w_2 + w_3 \quad \text{Eq. ( 13)}$$

$$w_{m\acute{a}x} = w_1 + w_2 + w_3 - w_c \quad \text{Eq. ( 14)}$$

Sendo:

$w_c$  – Contra flecha no elemento estrutural não carregado;

$w_1$  – Parcela inicial do deslocamento devida às cargas permanentes da combinação de acções relevante;

$w_2$  – Parcela de longo prazo do deslocamento devida às cargas permanentes;

$w_3$  – Parcela adicional do deslocamento devida às acções variáveis da combinação de acções relevante;

$w_{total}$  - Deslocamento total (soma de  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$ );

$w_{m\acute{a}x}$  – Deslocamento total deduzido da contra flecha.

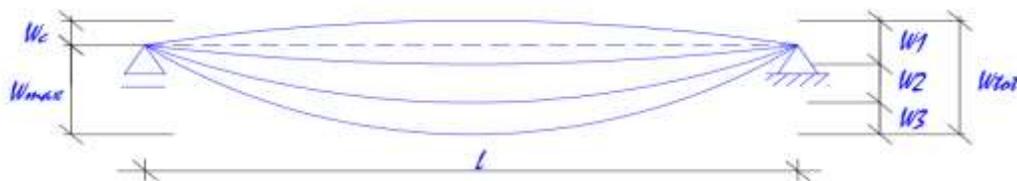


Figura 8. Deslocamentos verticais.

Os valores limites para os deslocamentos verticais a seguir indicados na tabela 3 são ilustrados tomando como referência a viga simplesmente apoiada da Fig.8.

Tabela 3. Valores limites para os deslocamentos verticais.

Condições	Limites	
	$w_{máx}$	$w_2$
1. Coberturas em geral	$\frac{L}{200}$	$\frac{L}{250}$

#### 2.3.2.2.4 Deslocamentos Horizontais

Segundo **Eurocódigo1-1**, os deslocamentos devem ser calculados tendo em conta os efeitos de segunda ordem e a rigidez rotacional de qualquer deformação plástica no estado limite de utilização. Nos edifícios, os limites recomendados para os deslocamentos horizontais nos topos dos pilares são os seguintes:

- a) Para um só piso

Tabela 4. Valores limites para os deslocamentos horizontais para um só piso.

Condições	Limites
Pórticos sem aparelhos de elevação	$\frac{H_i}{150}$
Outros edifícios de um só piso	$\frac{H_i}{300}$

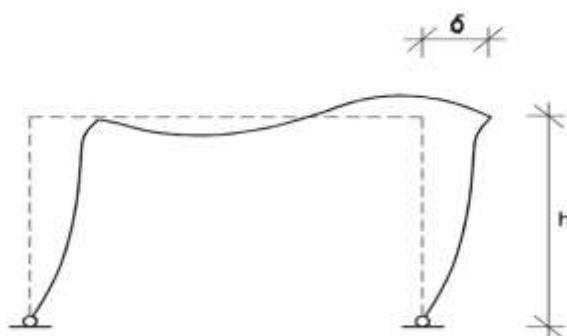


Figura 9. Deslocamentos horizontais de estruturas com um piso.

### 2.3.3 NP EN 1993-1-1 – Eurocódigo 3

Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais para edifícios;

I. Propriedades dos materiais utilizados

**Segundo o EC3**, para o cálculo das propriedades dos materiais, os seus valores característicos devem ser divididos pelos correspondentes coeficientes de segurança  $\gamma_{Mi}$ .

**Segundo o EC3**, os valores de coeficientes parciais de segurança a utilizar são os seguintes:

$\gamma_{M0} = 1$  – Usado na verificação da resistência das secções;

$\gamma_{M1} = 1$  – Usado nas verificações de estabilidade;

$\gamma_{M2} = 1.25$  – Usado nas ligações ou na verificação da resistência de secções traccionadas em zonas com furos).

Em projecto devem ser utilizadas propriedades baseadas em normas de produto ou normas de ensaio.

II. Classificação de secções

Com base nisto, desta forma, importante destaque a classificação das secções transversais dos elementos estruturais metálicos a utilizar no processo de cálculo e dimensionamento.

Tendo em conta as suas capacidades de rotação e de formação de rótulas plásticas, as secções transversais podem classificar em:

 Classe 1

**Segundo o EC3**, são aquelas secções em que se pode formar uma rótula plástica com a capacidade de rotação requerida por uma análise plástica;

 Classe 2

**Segundo o EC3**, são aquelas secções em que é possível atingir o momento plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada;

 Classe 3

**Segundo o EC3**, são aquelas secções em que a tensão da fibra externa mais comprimida do elemento de aço pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que o momento plástico poderá não ser atingido, devido à encurvadura local;

#### ✚ Classe 4

**Segundo o EC3**, são aquelas secções em que é necessário ter em conta, explicitamente, os efeitos da encurvadura local na determinação da sua resistência à flexão ou compressão. A redução da resistência é efectuada através do cálculo de uma secção efectiva reduzida. Podemos resumir, graficamente (fig.10), a classificação atrás apresentada, relativa ao comportamento à flexão de secções da seguinte forma:

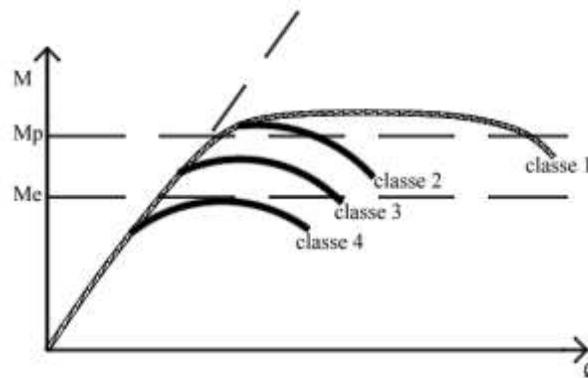


Figura 10. Comportamento à Flexão para as diversas classes de secções.

#### 2.3.3.1 Resistência de secções transversais

**Segundo Eurocódigo 3-1**, o critério de cedência seguinte poderá ser utilizado para a verificação elástica, de um ponto crítico da secção transversal, a não ser que sejam aplicáveis outras expressões de interacção.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{Eq. (15)}$$

$\sigma_{x,Ed}$  - Valor de cálculo da tensão longitudinal;

$\sigma_{z,Ed}$  - Valor de cálculo da tensão transversal;

$\tau_{Ed}$  - Valor de cálculo da tensão tangencial;

### 2.3.3.2 Tracção

Segundo a **cláusula 6.2.3 do EC3-1-1**:

Para elementos à tracção deve ser satisfeita a condição da equação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. ( 16)}$$

Sendo:

$N_{Ed}$  – Valor de cálculo do esforço axial de tracção actuante;

$N_{t,Rd}$  – Valor de cálculo do esforço axial resistente de tracção.

No caso de secções com furos, o valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção,  $N_{t,Rd}$ , deverá ser considerado o menor valor entre  $N_{pl,Rd}$  e  $N_{u,Rd}$ ;

$$\text{Menor entre} = \begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}} \end{cases} \quad \text{Eq. ( 17)}$$

Sendo:

$N_{pl,Rd}$  – Resistência plástica da secção bruta;

$N_{u,Rd}$  – Resistência última da secção útil na zona de ligação;

$A$  – Área total da secção transversal;

$A_{net}$  – Área útil da secção transversal na zona dos furos;

$f_u$  – Tensão última do aço.

$\gamma_{M0} = 1$  – Usado na verificação da resistência das secções;

$\gamma_{M2} = 1.25$  – Usado nas ligações ou na verificação da resistência de secções.

Para barras com ligações aparafusadas pré-esforçadas, o valor de cálculo do esforço axial de tração resistente da secção útil deve cumprir a condição da equação:

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = \frac{A_{net} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 18)}$$

Sendo:

$N_{pl,Rd}$  – Resistência plástica da secção bruta;

$A_{net}$  – Área útil da secção transversal na zona dos furos;

$f_y$  – Tensão de cedência;

$\gamma_{M0} = 1$  – Usado na verificação da resistência das secções.

### 2.3.3.3 Compressão

Segundo a **cláusula 6.2.4 do EC3-1-1**:

Para elementos à compressão deve ser satisfeita a condição da equação

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. ( 19)}$$

Sendo:

$N_{c,Rd}$  – Valor de cálculo do esforço axial resistente de compressão;

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

O valor de  $N_{c,Rd}$  é determinado com recurso à equação a seguir (para secções da classe 1, 2 ou 3):

$$N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 20)}$$

$A$  – Área total da secção transversal;

$f_y$  – Tensão de cedência;

$\gamma_{M0} = 1$  – Usado na verificação da resistência das secções.

E com recurso à equação a seguir (para secções de classe 4):

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 21)}$$

Sendo:

$A_{eff}$  – Área efectiva de uma secção transversal de classe 4.

**Nota:** em elementos comprimidos deve verificar-se a condição da equação:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad \text{Eq. ( 22)}$$

Sendo:

$N_{b,Rd}$  – Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento.

A resistência à encurvadura em elementos de secção e esforço axial constante é determinada com recurso à equação seguinte (para secções da classe 1, 2 ou 3):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Eq. ( 23)}$$

Sendo:

$N_{b,Rd}$  – Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento.

$\chi$  – Factor de redução para o modo de encurvadura relevante;

$\gamma_{M1} = 1$  – Usado nas verificações de estabilidade;

E com recurso à equação (para secções de classe 4):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A_{eff} * f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Eq. ( 24)}$$

$\chi$  – Factor de redução para o modo de encurvadura relevante;

$A_{eff}$  – Área efectiva de uma secção transversal de classe 4;

$\gamma_{M1} = 1$  – Usado nas verificações de estabilidade.

O coeficiente  $\chi$  pode ser determinado com recurso à equação:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{Eq. ( 25)}$$

Com:  $\chi \leq 1$

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

Sendo:

$\bar{\lambda}$  – É o coeficiente de esbelteza normalizada, dada pela equação (para secções da classe 1, 2 e 3):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A * f_y / N_{cr}} = \frac{L_{cr}}{i} * \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{Eq. ( 26)}$$

E pela equação (para secções da classe 4).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A_{eff} * f_y / N_{cr}} = \frac{L_{cr}}{i} * \frac{\sqrt{A_{eff} / A}}{\lambda_1} \quad \text{Eq. ( 27)}$$

Sendo:

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Eq. ( 28)}$$

$N_{cr}$  – Carga crítica de Euler no plano mais condicionante à encurvadura;

$L_{cr}$  – Comprimento de encurvadura correspondente;

$f_y$  – Tensão de cedência;

$i$  – Raio de giração.

#### 2.3.3.4 Momento flector

Segundo a **cláusula 6.2.5 do EC3-1-1**:

O valor de cálculo do momento flector actuante  $M_{Ed}$  em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$M_{Ed}$  – Valor de cálculo do momento flector actuante;

$M_{c,Rd}$  – Valor de cálculo do momento flector resistente em relação a um eixo principal.

Os furos das ligações no banzo traccionado poderão ser ignorados desde que nesse banzo:

$$\frac{A_{f,net} * 0,9f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 29)}$$

$A_{f,net}$  – Área útil de banzo traccionado;

$A_f$  – Área de banzo traccionado;

$f_u$  – Tensão última;

$f_y$  – Tensão de cedência.

Os furos das ligações na zona comprimida da secção transversal não necessitam de ser considerados desde que se encontrem preenchidos com elementos de ligação, excepto nos casos de furos sobredimensionados ou ovalizados.

a) Para as secções transversais da Classe 1 ou 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 30)}$$

$W_{pl}$  – Modulo de flexão plástico de uma secção transversal

b) Para as secções transversais da Classe 3:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 31)}$$

$W_{el,min}$  – Módulo elástico de flexão mínimo.

c) Para as secções transversais da Classe 4:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad Eq. ( 32)$$

$W_{eff,min}$  – Módulo elástico de flexão mínimo da secção efectiva reduzida.

### 2.3.3.5 Esforço transverso

Segundo a **cláusula 6.2.6 do EC3-1-1**:

O valor de cálculo do esforço transverso actuante  $V_{Ed}$  em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad Eq. ( 33)$$

$V_{c,Rd}$  – Valor de cálculo do esforço transverso resistente.

a) No caso de um cálculo plástico

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad Eq. ( 34)$$

$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd}$  – Representa o valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico.

$A_V$  – Área resistente ao esforço transverso.

- Para secções laminadas em I e H, carga paralela à alma:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w \quad Eq. ( 35)$$

- Para secções laminadas rectangulares tubulares de espessura uniforme: carga paralela à altura  $Ah/(b + h)$  e carga paralela à largura  $Ab/(b + h)$
- Secções circulares tubulares e tubos de espessura uniforme:  $2A/\pi$

$A$  – Área da secção transversal;

$b$  – Largura total;

$h$  - Altura total;

$h_w$  – Altura da alma

$t_f$  – Espessura dos banzos;

$t_w$  – Espessura da alma (se a espessura da alma não for constante,  $t_w$  deverá ser considerado igual à espessura mínima);

$\eta$  – Factor de conversão, valor de  $\eta$  poderá ser considerado igual a 1,0, de forma conservativa.

b) Esforço transversal resistente elástico

Poderá utilizar-se o seguinte critério relativo a um ponto crítico da secção transversal:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad \text{Eq. ( 36)}$$

Em que  $\tau_{Ed}$ :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t} \quad \text{Eq. ( 37)}$$

$V_{Ed}$  – Valor de cálculo do esforço transversal actuante;

$S$  – Momento estático, relativamente ao eixo principal da secção, da parte da secção transversal situada entre o ponto considerado e a fronteira da secção;

$I$  – Momento de inércia da totalidade da secção transversal;

$t$  – Espessura da secção no ponto considerado.

### 2.3.3.6 Flexão com esforço transversal

Segundo a **cláusula 6.2.8 do EC3-1-1**:

Nos casos em que o esforço transversal seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, o seu efeito sobre o momento flector resistente poderá ser desprezado. No caso contrário, o momento flector resistente reduzido deverá ser considerado igual ao valor de cálculo da resistência da secção transversal, adoptando-se, na área resistente ao esforço transversal, uma tensão de cedência reduzida:

$$(1 - \rho) f_y \quad \text{Eq. ( 38)}$$

Sendo:

$$\rho = \left( \frac{2 * V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad \text{Eq. ( 39)}$$

E,  $V_{pl,Rd}$  é calculado de acordo com:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 40)}$$

### 2.3.3.7 Flexão composta

Segundo a **cláusula 6.2.9 do EC3-1-1**:

a) Secções transversais das Classes 1 e 2

Na presença de um esforço normal, o seu efeito no cálculo do momento flector resistente plástico deverá ser tomado em consideração.

Para secções de classe 1 ou 2 deve ser cumprida a condição da equação:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad \text{Eq. ( 41)}$$

$M_{N,Rd}$  – Valor de cálculo do momento flector resistente plástico reduzido pelo esforço normal  $N_{Ed}$ .

- No caso de uma secção rectangular cheia sem furos para ligações,  $M_{N,Rd}$  deverá ser determinado de acordo com:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad \text{Eq. ( 42)}$$

$N_{pl,Rd}$  – Valor de calculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta transversal útil.

- No caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I, H ou outras, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento flector resistente plástico, em relação ao eixo y-y, quando os dois critérios seguintes são satisfeitos:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad \text{Eq. ( 43)}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 44)}$$

- No caso de secções duplamente simétricas, em I ou H, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento flector plástico resistente, em relação ao eixo z-z, quando:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 45)}$$

- No caso de secções laminadas correntes em I ou H, e de secções soldadas em I ou H com banzos iguais, poderão utilizar-se as seguintes expressões aproximadas, quando não for necessário tomar em consideração os furos das ligações:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0,5a} \right) \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad \text{Eq. ( 46)}$$

Quando  $n \leq a$ :  $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$

Quando  $n > a$ :  $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$

Em que:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{Eq. ( 47)}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{Eq. ( 48)}$$

$$a = (A - 2bt_f)/A \text{ mas } a \leq 0,5 \quad \text{Eq. ( 49)}$$

- No caso de secções rectangulares tubulares de espessura uniforme, e de secções soldadas em caixão com banzos e almas iguais, poderão utilizar-se as seguintes expressões aproximadas, quando não for necessário tomar em consideração os furos das ligações:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0,5a_w} \right) \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad \text{Eq. ( 50)}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0,5a_f} \right) \text{ mas } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad \text{Eq. ( 51)}$$

$a = (A - 2bt)/A$  mas  $a_w \leq 0,5$  para secções tubulares

$a = (A - 2bt_f)/A$  mas  $a_w \leq 0,5$  para secções em caixão soldadas

$a = (A - 2bt)/A$  mas  $a_w \leq 0,5$  para secções tubulares

$a = (A - 2bt_w)/A$  mas  $a_w \leq 0,5$  para secções em caixão soldadas

Sendo:

$a$  – Relacao entre a área da alma e a área bruta de uma secção transversal;

$t_f$  – Espessura do banzo;

$b$  – Largura da secção transversal;

$t_w$  – Espessura da alma.

No caso de flexão desviada, poderá adoptar-se o seguinte critério:

$$\left[ \frac{N_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{Eq. ( 52)}$$

Sendo:

$M_{N,Rd}$  – Valor de cálculo do momento flector resistente, reduzido devido ao esforço axial.

$\alpha$  e  $\beta$  – Constantes que poderão, de forma conservativa, ser consideradas iguais à unidade, ou então ser calculadas do seguinte modo:

– Secções em I e H:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n ; \text{ mas } \beta \geq 1 \quad \text{Eq. ( 53)}$$

– Secções circulares tubulares:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \text{ e } M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - n^{1,7}) \quad \text{Eq. ( 54)}$$

– Secções rectangulares tubulares:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{Eq. ( 55)}$$

$$\alpha = \beta \leq 6$$

Em que:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} \quad \text{Eq. ( 56)}$$

b) Para secções de classe 3 ou 4 deve ser cumprida a condição da equação:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 57)}$$

$\sigma_{x,Ed}$  – Valor de cálculo da tensão longitudinal local actuante devida ao momento flector e ao esforço normal, tendo em conta, quando necessário, os furos das ligações.

c) Secções transversais da Classe 4

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Eq. ( 58)}$$

$\sigma_{x,Ed}$  – Valor de cálculo da tensão longitudinal actuante devida ao momento flector e ao esforço normal, tendo em conta, quando necessário, os furos das ligações.

### 2.3.3.8 Estabilidade de elementos submetidos a flexão composta desviada com compressão.

Segundo a **cláusula 6.3.3 do EC3-1-1**:

Para a correcta verificação da segurança em relação à encurvadura por flexão e à encurvadura lateral, numa secção duplamente simétrica, submetida a flexão composta com compressão, devem ser cumpridas as condições expressas na equação:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{N_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{N_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{Eq. ( 59)}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{N_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{N_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{Eq. ( 60)}$$

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$   $M_{z,Ed}$ - valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento, respectivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;

$\Delta M_{y,Ed}$  e  $\Delta M_{z,Ed}$  - acréscimos de momentos flectores devido a excentricidades em secções de classe 4

$\chi_y$  e  $\chi_z$  - coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão, conforme a **cláusula 6.3.1 do EC3-1-1**;

$\chi_{LT}$  – Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral, conforme a **cláusula 6.3.2 do EC3-1-1**;

$k_{yy}$   $k_{yz}$   $k_{zy}$   $k_{zz}$  – Factores de interacção.

Os factores de interacção podem ser calculados com recurso ao Método 1 e Método 2. Para o cálculo dos factores de interacção segundo o Método 1 e Método 2, devem ser consultados o Anexo A e Anexo B do **EC3-1-1**, respectivamente.

#### 2.3.3.9 Flexão em elementos não restringidos lateralmente.

Segundo o **EC3-1-1**, a verificação de um elemento à encurvadura lateral deve respeitar a condição expressa na equação;

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. ( 61)}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_y * f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Eq. ( 62)}$$

$W_y = W_{pl,y}$  – Em secções de classes 1 e 2;

$W_y = W_{el,y}$  – Em secções de classe 3;

$W_y = W_{eff,y}$  – Em secções de classe 4;

O EC3-1-1 apresenta dois métodos para o cálculo de  $\chi_{LT}$ :

Método geral – mais conservativo e aplicável a qualquer tipo de secção;

De acordo com a **cláusula 6.3.2.2 do EC3-1-1**, o coeficiente  $\chi_{LT}$  é determinado pela equação:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{Eq. ( 63)}$$

Com:

$$\chi_{LT} \leq 1,0$$

$\Phi = 0,5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$  e  $\bar{\lambda}_{LT}$  é o coeficiente de esbelteza normalizada, dada pela equação.

$$\bar{\lambda}_{LT} = [W_y * f_y / M_{cr}]^{1/2} \quad \text{Eq. ( 64)}$$

- Curvas de encurvadura lateral para secções laminadas ou para secções soldadas equivalentes

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{Eq. ( 65)}$$

Mas:

$$\chi_{LT} \leq 1,0 \quad \text{Eq. ( 66)}$$

$$\chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \quad \text{Eq. ( 67)}$$

$$\Phi = 0,5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2) \quad \text{Eq. ( 68)}$$

Para ter em conta a distribuição de momentos flectores entre os travamentos laterais dos elementos, o coeficiente de redução  $\chi_{LT}$  poderá ser modificado da seguinte forma:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \text{ mas } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad \text{Eq. ( 69)}$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{Eq. ( 70)}$$

Mas:  $f \leq 1$

$k_c$  – Factor de correção de acordo, segundo quadro 6.6 do EC3.

### 3 MEMORIA DESCRITIVA E DE CÁLCULO.

#### 3.1.1 MEMÓRIA DESCRITIVA

#### 3.1.2 ETAPAS DO PROJECTO ESTRUTURAL

Para elaboração da presente dissertação foi necessário seguir as seguintes etapas:

- I. Análise do provável local da obra, estudo das características do terreno e do tipo de edifícios existentes;
- II. Escolha do sistema estrutural;
- III. Definição das posições e dimensionamento dos elementos estruturais;
- IV. Cálculo da estrutura;
- V. Elaboração do projecto com o detalhamento dos elementos estruturais.

#### 3.1.3 ANALISE DO LOCAL DA OBRA

Para realização do dimensionamento da estrutura deve-se fazer um levantamento das condições da área em que será feita a obra, como o tipo de solo, a situação climática, acessibilidade do material, a facilidade para dispor o acesso de maquinário, de entre outros dados relevantes para a construção. Para o presente estudo, foi seleccionado o distrito da cidade da matola.

De acordo com Instituto Nacional de Estatística (INE), (2013), Matola é uma cidade e município moçambicano, capital da província de Maputo; e é também um distrito, uma unidade administrativa local do Estado central moçambicano, criada em 2013 e que coincide geograficamente, com o município. Matola tem limite a noroeste e a Norte com o distrito de

Moamba, a oeste e sudoeste com o distrito de Boane, a sul e a Leste com a cidade de Maputo e a Noroeste com o distrito de Marracuene. O município tem uma área de 373 km<sup>2</sup>. No mapa apresentado na figura 11 é possível ver como esta organizado o distrito: seu posto administrativo, aldeias povoadas, estradas principais e pontos de água.



Figura 11. Mapa do distrito da cidade da Matola (INE, 2013).

### 3.1.4 AMEAÇAS NATURAIS

Moçambique, devido à sua localização geográfica, é um país em geral vulnerável a desastres naturais, que afectam os diversos sectores de actividade, provocando grandes danos, como destruição de infraestruturas sociais, de entre elas as infraestruturas comerciais. No anexo 1, é possível ver o zoneamento de ciclone em Moçambique. Matola “A” localiza-se na zona II, predominando ventos fortes, de grande importância com valor médio de até 36m/s segundo o anexo nacional produzido pelo Ministério da Educação e Desenvolvimento Humano e das Obras Públicas, Habitação e Recursos Hídricos. Esse zoneamento está apresentado em forma de anexo na presente dissertação.

## 3.2 MEMORIA DE CÁLCULO

### 3.2.1 DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO DINÂMICA

➤ Valores de referência do vento

$$v_{b,0} = 36 \text{ m/s}$$

$$v_b = 1 * 1 * 36 = 36 \text{ m/s}$$

➤ Vento médio

*Assim:*

*Para vento na direção de 0 graus:*

$$z = 10\text{m}$$

$$C_r(z) = 0,19 * \ln\left(\frac{10}{0,05}\right) = \mathbf{1,01}$$

*Para vento na direção de 90 graus:*

$$z = 15,53\text{m}$$

$$C_r(z) = 0,19 * \ln\left(\frac{15,6}{0,05}\right) = \mathbf{1,09}$$

*Resultando o vento medio num valor em m/s de:*

*Para vento na direção de 0 graus:*

$$z = 10\text{m}$$

$$v_m(z) = 1 * 1,01 * 36 = \mathbf{36,36\text{m/s}}$$

*Para vento na direção de 90 graus:*

$$z = 15,6\text{m}$$

$$v_m(z) = 1 * 1,09 * 36 = \mathbf{39,24\text{m/s}}$$

➤ Turbulência do vento

*Para vento na direção de 0 graus:*

$$z = 10m$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{10}{0,05}\right)} = 0,189$$

*Para vento na direção de 90 graus:*

$$z = 15,6m$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{15,6}{0,05}\right)} = 0,174$$

➤ Pressão dinâmica de pico

*Para vento na direção de 0 graus:*

$$z = 10m$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * 0,189] * \frac{1}{2} * 1,25 * 36,36^2 = 1.91kN/m^2$$

*Para vento na direção de 90 graus:*

$$z = 15.53m$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * 0,174] * \frac{1}{2} * 1.25 * 38.3^2 = 2.06kN/m^2$$

### 3.2.2 DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA

Para o dimensionamento da cobertura, verificou-se que quando o vento está **em sucção** temos o **esforço máximo na cobertura**, na situação da tabela disponibilizada em anexo 1, na região F temos pressão exercida pelo vento na superfície

$$q_v = q_p(z) \cdot c_p \cdot \gamma_{Q,1}$$

$$q_p(z) * c_p = (-1.45 - 0.2) * 2.06 = -3.4kN/m^2$$

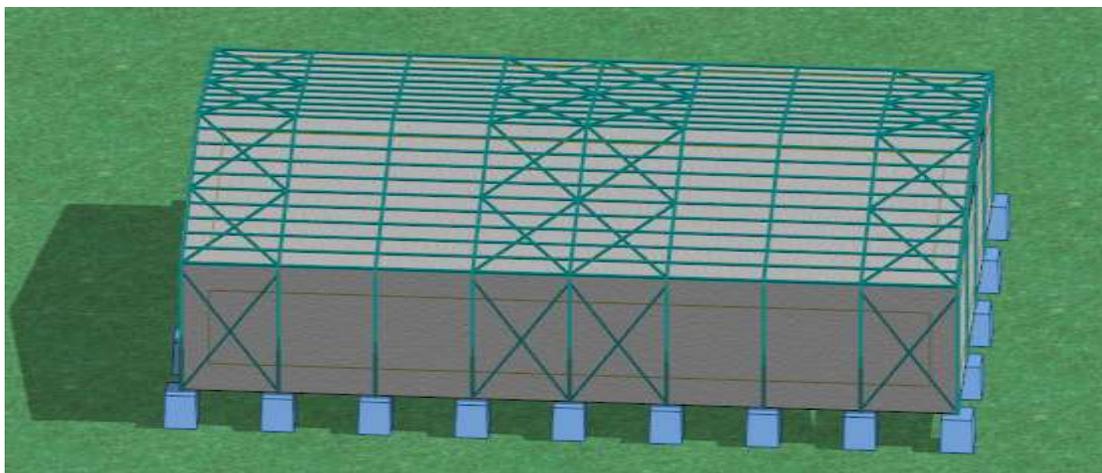
Através da consulta nos catálogos “**o Feliz**” (chapas perfiladas enformadas a frio), das tabelas obtêm-se para a chapa perfilada de revestimento P3-205-60 da classe S320GD com 0,70mm de espessura.

### 3.2.3 CÁLCULO DOS ESFORÇOS ACTUANTES NOS ELEMENTOS

Para determinação dos esforços actuantes de dimensionamento da estrutura será utilizado como referido *software* de cálculo estrutural *Autodesk Robot Structural Analysis*.

Com as acções previamente definidas, foi possível gerar as combinações no programa, tendo em conta a acção de base o vento longitudinal e o vento transversal (direção x, y, x- e y-. Os esforços resultantes da pressão dinâmica do vento encontram se no anexo A-1-2 da presente dissertação.

Posteriormente, ao modelo da figura a seguir procedeu-se à aplicação das cargas resultantes das combinações das acções.



*Figura 12. Modelo do programa utilizado na simulação.*

## 4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

### 4.1 DESCRIÇÃO DOS PÓRTICOS

Para a elaboração da presente dissertação foram simulados 9 casos das 3 geometrias escolhidas para o estudo, que geralmente são as mais usadas e, para cada simulação, foram analisadas 4 situações diferentes (variando apenas as secções dos perfis nomeadamente: perfil HEA, IPE, CHS e SHS). Como está ilustrado no mapa mental na figura 13.

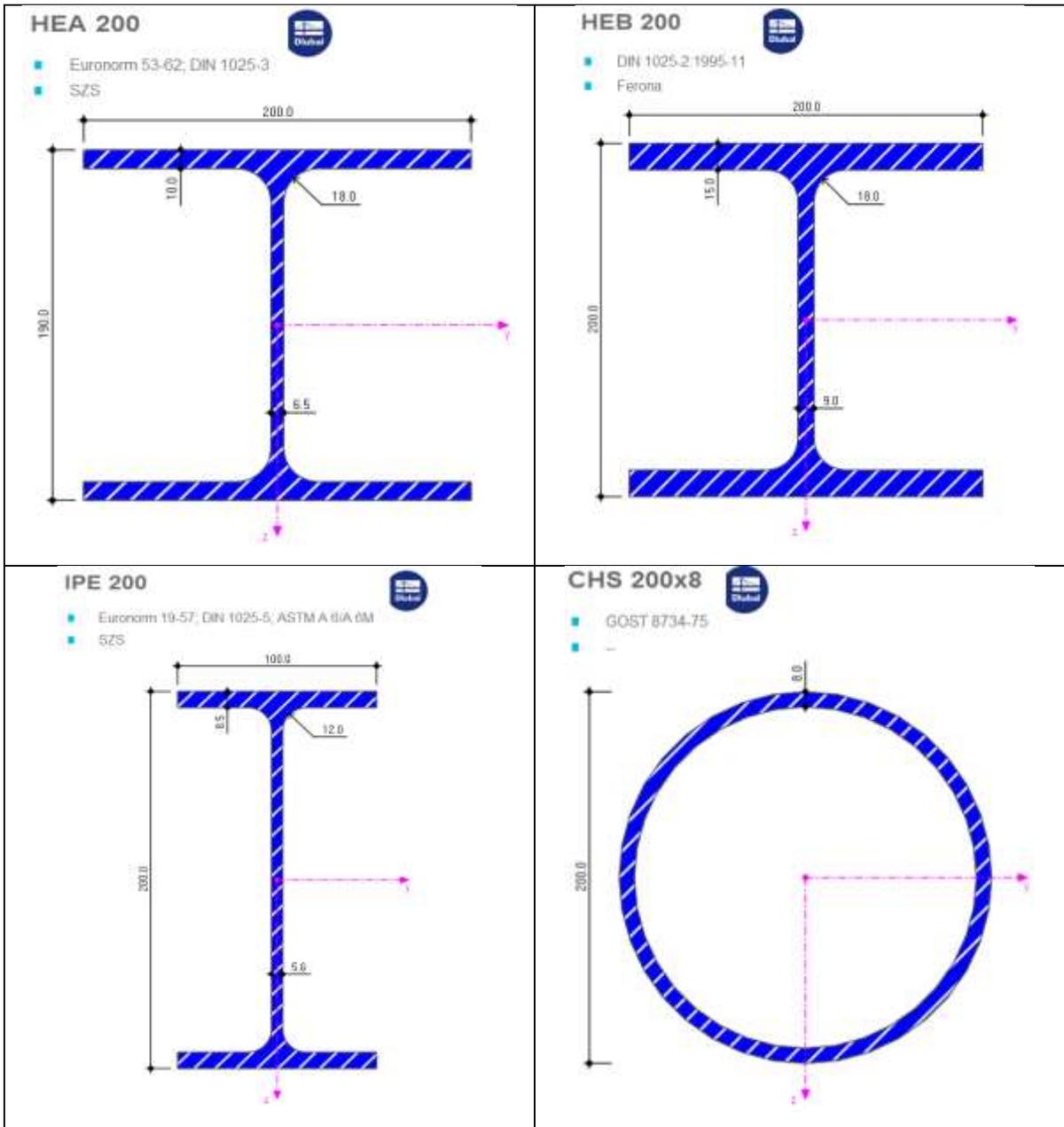
### 4.2 PERFIS UTILIZADOS

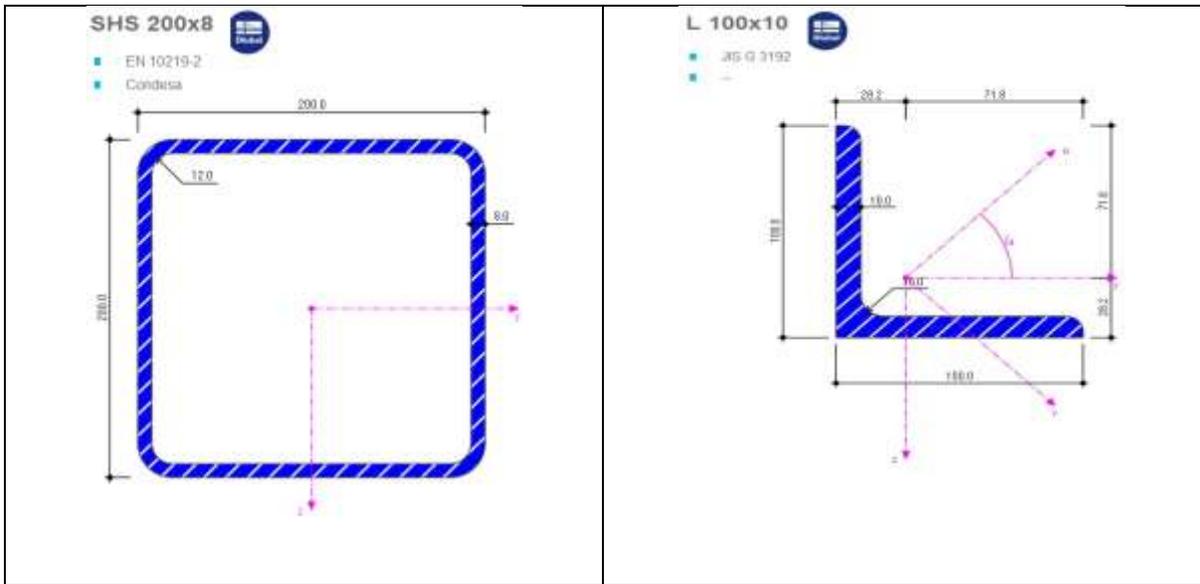
- a) Elementos da asna: (banzos inferior e superior, diagonais e montantes), com nós espaçados de 2m na direcção horizontal: HEA, IPE, CHS e SHS, em aço S275;
- b) Madres: foram usadas vigas IPE aço S275, espaçadas de 2m;
- c) Para contraventamento: cantoneiras de abas iguais (LNP), aço S275;
- d) E para os pilares dos pórticos responsáveis por suportar a cobertura de 40m de vão, foram usados perfis HEB, aço S275.

Na figura apresentada a seguir, é possível observar, de forma mais clara, como foi realizado o estudo, foram no total 36 casos diferentes avaliados.

*Tabela 5 Exemplos ilustrativos dos tipos de secções dos perfis utilizados*

ESTUDO COMPARATIVO DE ASNAS METÁLICAS PARA COBERTURAS DE DUAS VERTENTES FACE AS MUDANÇAS CLIMÁTICAS.





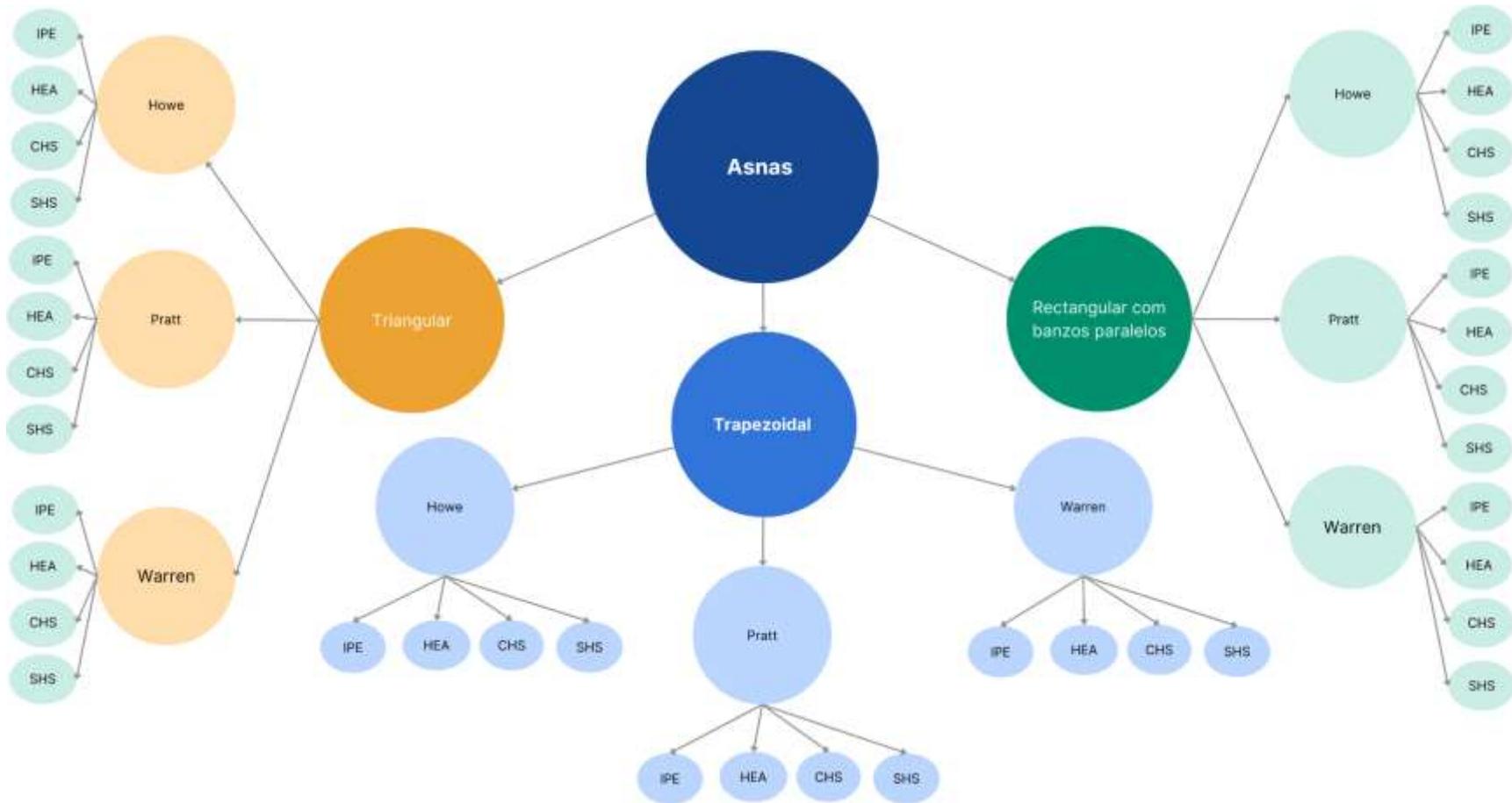


Figura 13. Mapa mental do estudo.

#### 4.3 TIPOS DE PÓRTICOS ESTUDADOS

##### a) Pórticos estudados com asnas de geometria triangular

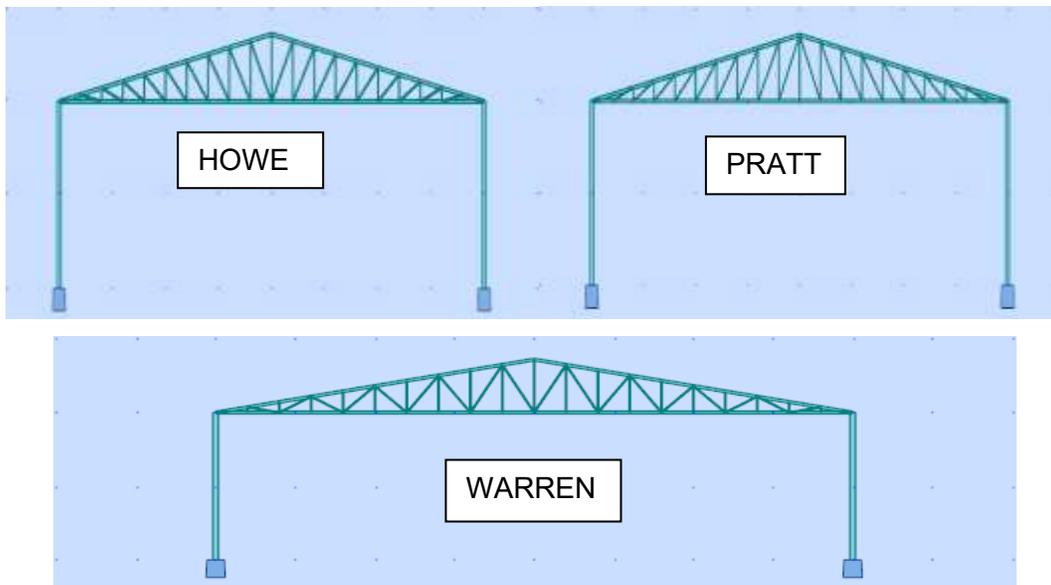


Figura 14. Representação do sistema estático da geometria de asna triangular.

##### a) Pórticos estudados com asnas de geometria trapezoidal.

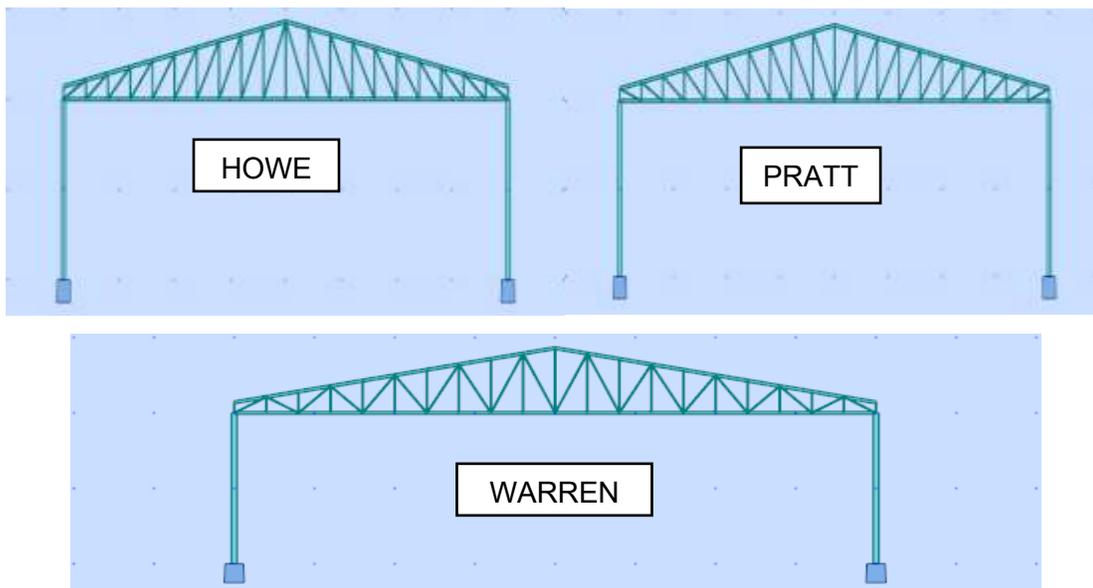


Figura 15. Representação do sistema estático da geometria de asna trapezoidal.

b) Pórticos estudados com asnas de geometria rectangular de banzos paralelos

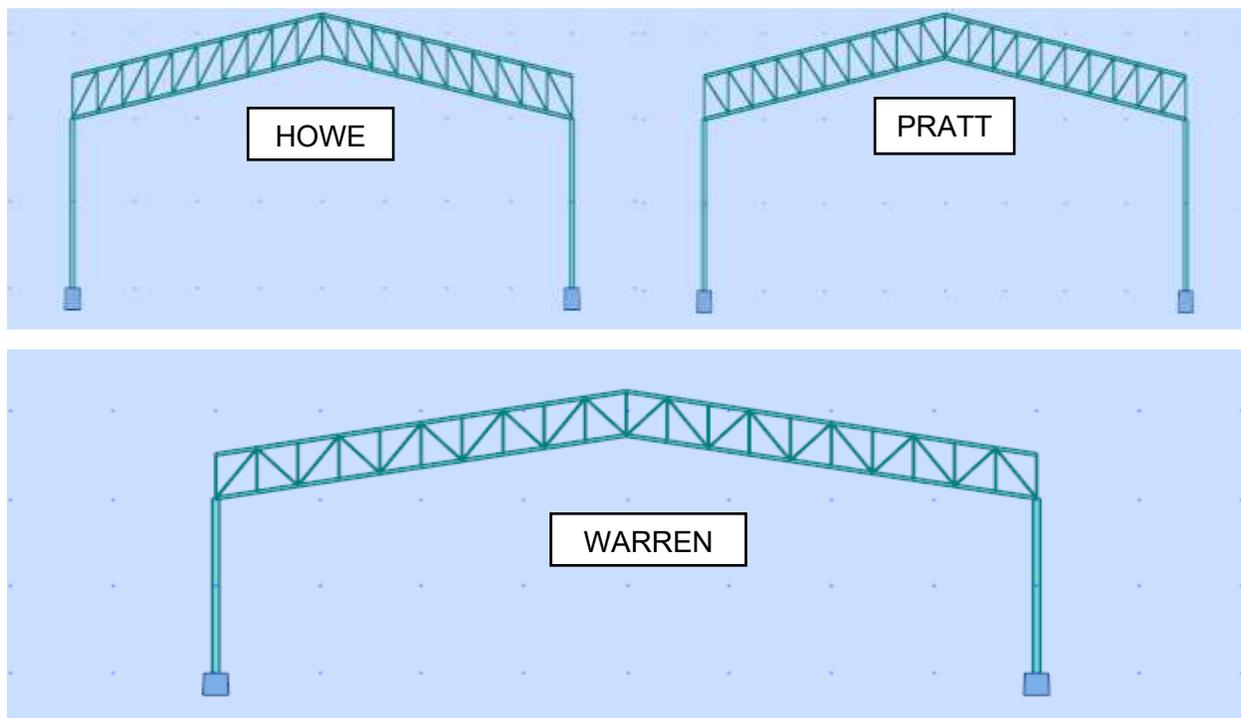


Figura 16. Representação do sistema estático da geometria de asna rectangular.

#### 4.4 RESULTADOS DO ESTUDO

##### 4.4.1 Perfis resultantes do dimensionamento

No estudo foi possível observar que os perfis IPE e HEA, resultantes do dimensionamento, apresentam secções maiores em relação aos perfis CHS e SHS (como consta na tabela resumo, tabela 5), por serem perfis mais susceptíveis a deformações laterais ou torção. Por isso, geralmente, antes de atingir a roptura por compressão, flexão ou encurvadura o perfil já apresenta deformações laterais excessivas, dessa forma, o perfil acaba atingindo o estado limite último de serviço e rompe-se, por deformações laterais excessivas.

Na tabela 5, pode ser observada, também, uma relação entre o peso das diferentes soluções construtivas e o tipo de perfil seleccionado.

Pode se observar que existe uma diminuição do peso, quando se opta por soluções em perfis de secção oca, como: perfis circulares e quadrados. De um modo geral, a solução de asna mais pesada é a solução em perfis IPE, pelas razões já mencionadas acima.

#### 4.4.2 Peso total para cada geometria

No entanto, foi possível notar que, segundo as geometrias e os tipos de asnas estudados, a geometria trapezoidal, em relação as outras geometrias e tipos de asnas estudados apresentou menos peso, por razões que serão apresentadas a seguir na secção 5.5.

A tabela 5 apresentada a seguir ilustra, de forma resumida, os resultados do dimensionamento dos perfis face à acção do vento, para as diversas geometrias de asnas de cobertura.

Tabela 6. Quadro resumo do estudo.

Triangular															
Perfis	Howe				Peso (kg)	Pratt				Peso (kg)	Warren				Peso (kg)
	Banzo inferior (mm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Montante (mm)		Banzo inferior (mm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Montante (mm)		Banzo inferior (mm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Montante (mm)	
IPE	600	550	160	100	10269.11	600	450	180	100	14097.86	600	360	200	200	9186.54
HEA	300	280	100	100	6572.88	300	240	100	100	7490.32	300	220	100	100	6299.69
CHS	273x5	273x6.3	88x3.2	88.4	3588.18	168x12.5	273x6.3	88x4	88X4	4360.86	273x6.3	273x6.3	101x3.6	101x3.6	4108.05
SHS	200x6	180x8	80x3.2	80x3.2	3777.78	150x12	180x10	70x5	70x5	4927.62	180x8	250x6	90x3.2	90x3.2	4263.00
Trapezoidal															
	Howe				Peso (kg)	Pratt				Peso (Kg)	Warren				Peso (kg)
	Banzo inferior (mm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Montante (mm)		Banzo inferior (mm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Montante		Banzo inferior (mm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Montante (mm)	
IPE	220	360	220	180	5949.03	400	360	200	180	7331.29	400	360	220	180	7639.14
HEA	260	200	120	100	6540.27	220	200	100	100	5630.99	220	220	120	100	6220.18
CHS	273X5	219x4.5	139x4	101X3.6	3571.87	219x4.5	219x4.5	101x5	88x4	3111.11	219x4.5	219x4.5	139x4	57x2.5	2966.36
SHS	200X6	150x5	135X3.2	90X3.2	3610.60	150x6	150x5	80x5	55x5	3074.41	150x6	150x5	135x3.2	50x2.5	2373.09
	Howe				Peso (kg)	Pratt				Peso (kg)	Warren				Peso (kg)
	Banzo inferior (mm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Montante		Banzo inferior (mm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Montante		Banzo inferior (mm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Montante (mm)	
IPE	450	450	220	100	8560.65	450	750	200	180	12917.43	450	450	220	120	8532.1
HEA	240	220	120	100	6768.60	240	220	120	100	6542.30	240	220	120	100	5667.7
CHS	219x5.6	219x5.6	139x4	88x4	3771.66	273x5	323x5.6	114X3.6	88X4	4134.56	168x12.5	168x12.5	101X8	60X4	5380.2
SHS	200x5	200x5	120x3.2	80x3.2	3657.49	200x5	250X6	100X3.2	80X3.2	4020.39	150x10	150x10	90X5	50X4	4526.0

## 4.5 COMPORTAMENTO DAS ASNAS

### 4.5.1 Para asna de geometria triangular

As asnas triangulares, como o braço na zona do apoio é zero, originam esforços máximos no banzo inferior e superior no intervalo do primeiro quarto de vão ( $0.25L$ , em que  $L$ , é contando do apoio até a meio vão ou centro da asna) e vai reduzindo até ao centro da asna o que origina perfis de secções maiores nos banzos. Em contrapartida os elementos verticais (montantes) apresentam esforços mínimos no início e nos elementos próximos ao meio da asna, mas as barras que se localizam entre o início e meio da asna, os seus esforços são quase constantes, porém são relativamente muito pequenos em relação aos esforços gerados nos banzos inferior e superior. Para diagonais, os esforços variam de forma crescente do apoio até ao centro da asna, contudo também apresentando valores baixos. O que resulta como solução para montantes e diagonais perfis de secção reduzidas em relação aos perfis dos banzos.

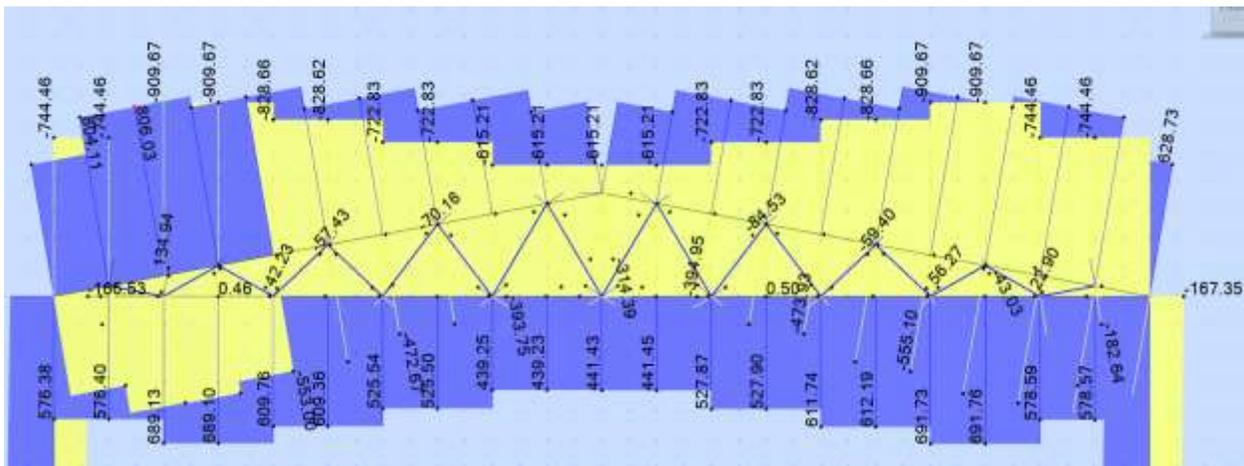


Figura 17. Ilustração do comportamento dos esforços internos (esforços axiais) das barras em asnas de geometria triangular.

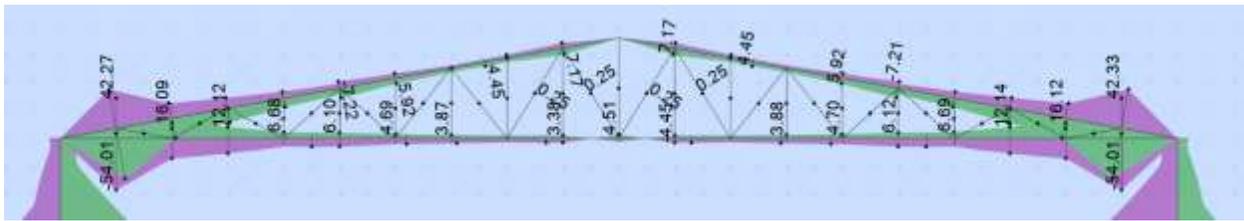


Figura 18. Ilustração do comportamento dos esforços internos (momento flector) das barras em asnas de geometria triangular.

A solução segundo o estudo não é linear, porque o vento é uma pressão não estática, em que predomina o esforço de levantamento da cobertura, variando ao longo da estrutura. Dependendo do peso do perfil podemos ter uma variação na solução não linear.

A partir do gráfico 2, pode se observar que esta solução é a mais pesada, comparando com geometria trapezoidal e rectangular.

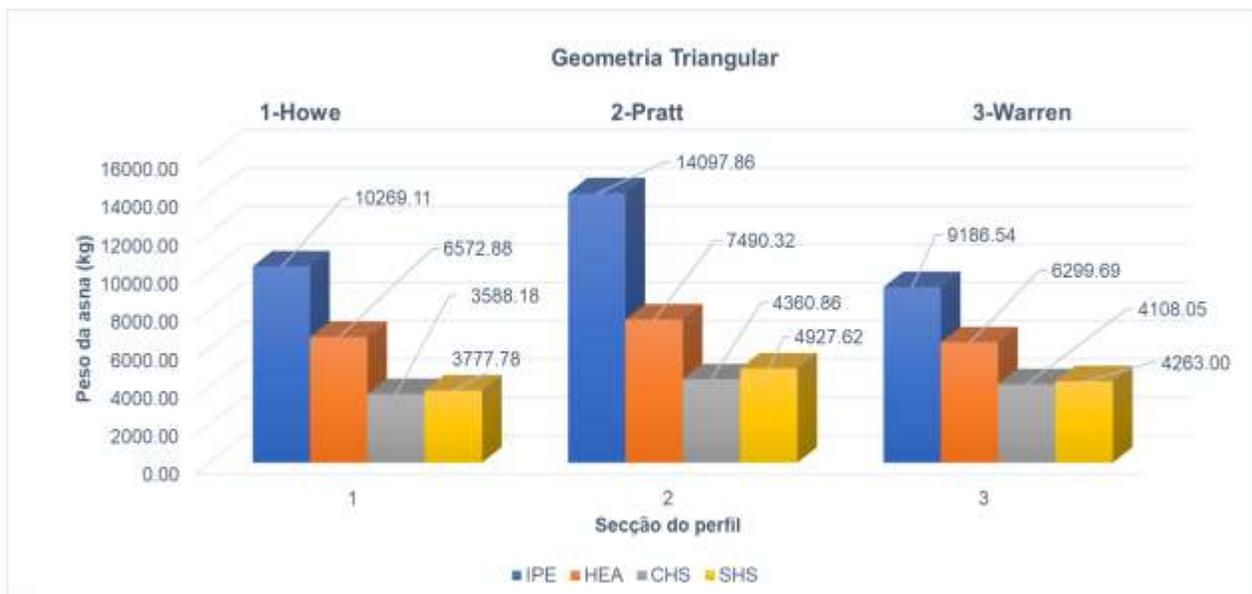


Gráfico 2. Peso em função da solução escolhida para asnas de geometria triangular.

#### 4.5.2 Para asnas trapezoidais

À medida que se colocam elementos verticais na zona dos apoios, eliminando o braço de alavanca zero entre o banço superior e inferior e, dessa forma, criando um braço de alavanca igual à altura do membro vertical colocado junto ao apoio, sucede que a mudança

de geometria ajuda a reduzir as forças dos membros dos banzos, fazendo com que as forças se aproximem das forças na parte restante do banzo. Esta solução, diferente da solução de geometria triangular, resulta na redução significativa dos esforços junto ao apoio, proporcionando asnas mais leves do que as outras soluções. A diferença entre as secções dos banzos, diagonais e montantes não é grande como acontece noutras geometrias.

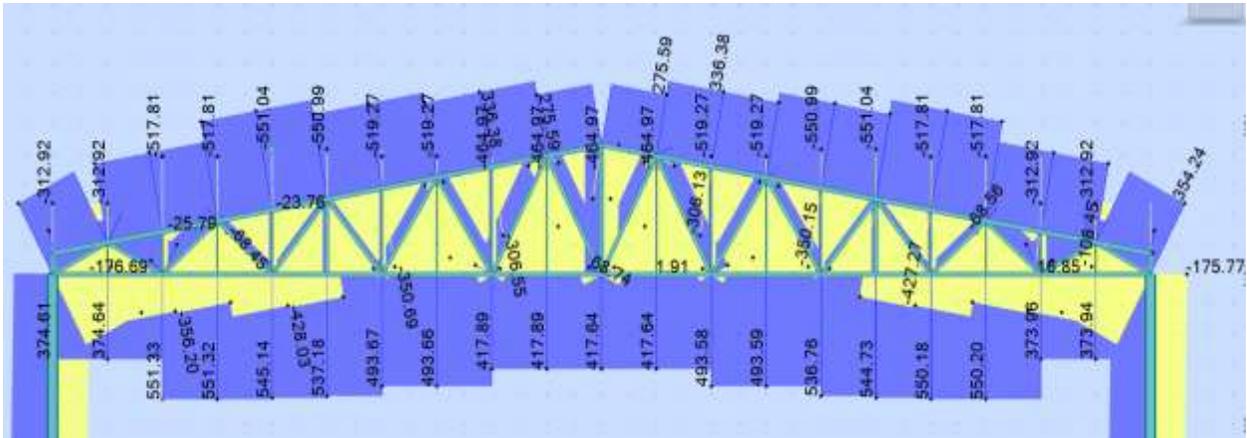


Figura 19. Ilustração do comportamento dos esforços internos (esforços axiais) das barras em asnas de geometria trapezoidal.

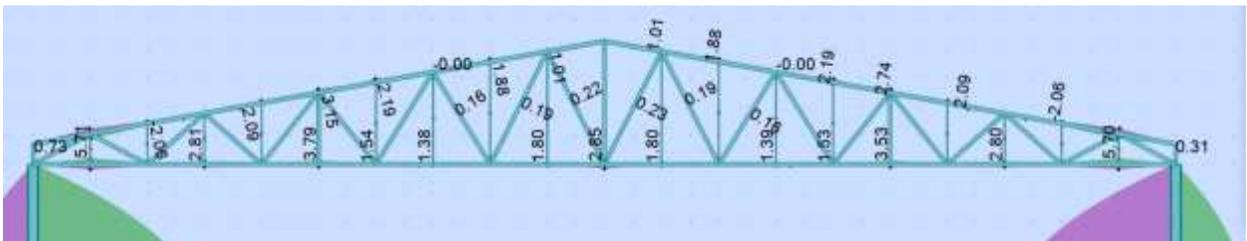


Figura 20. Ilustração do comportamento dos esforços internos (momento fletor) das barras em asnas de geometria trapezoidal.

A partir da *gráfico 3*, pode se observar que esta solução é a mais leve, comparando com geometria triangular e rectangular.

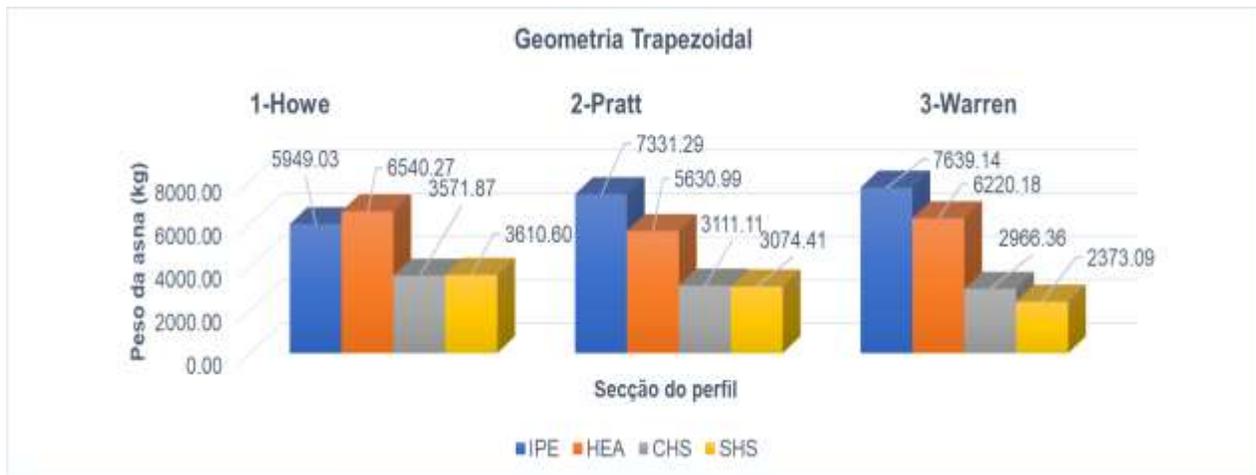


Gráfico 3. Peso em função da solução escolhida, para asnas de geometria trapezoidal.

#### 4.5.3 Para asnas rectangulares com banzos paralelos

Nos membros do banzo superior, as forças aumentam gradualmente do apoio para centro da asna. As forças no banzo inferior seguem a mesma tendência, como é possível ver na figura 21.

Nos montantes, as forças diminuem gradualmente até o quarto de vão e novamente aumentam até o meio do vão das asnas. As forças nas diagonais diminuem do apoio para o meio do vão, excepto nos dois membros que estão localizados no meio do vão da asna.

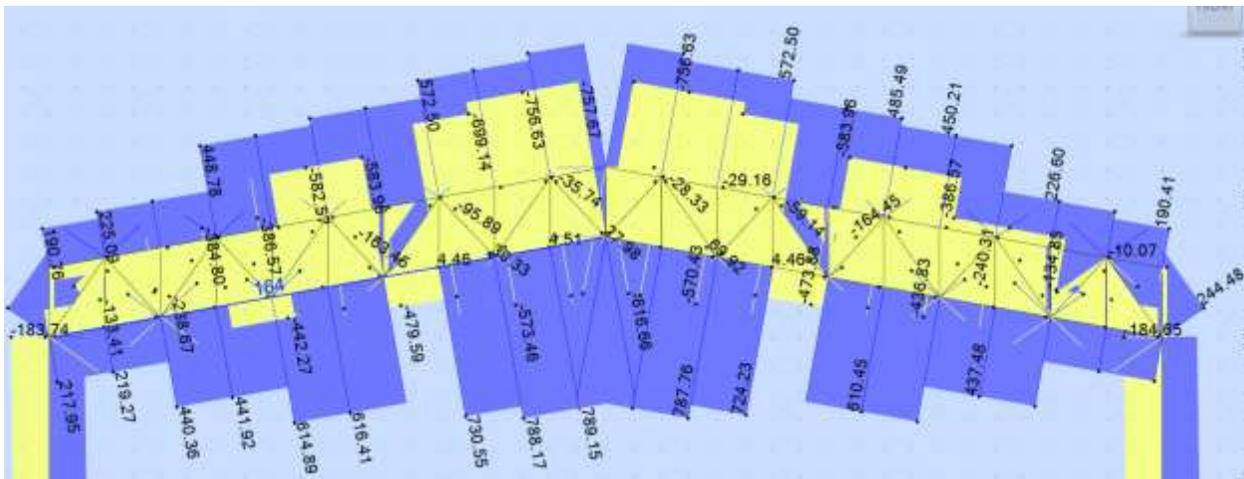
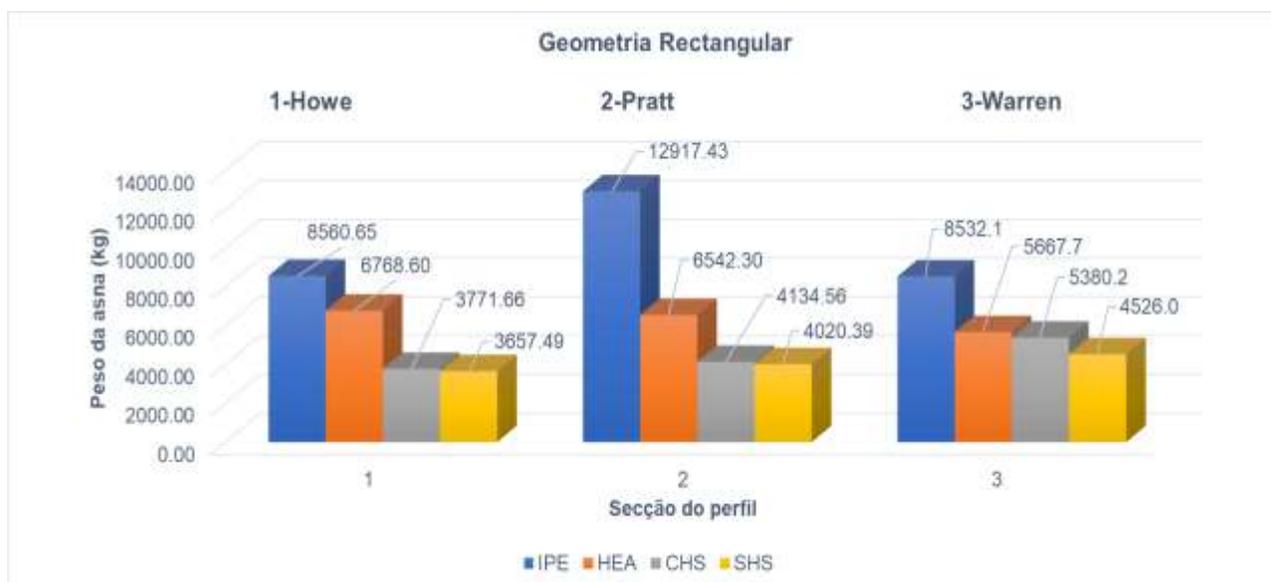


Figura 21. Ilustração do comportamento dos esforços internos das barras em asnas de geometria rectangulares.

A partir da *gráfico 4*, pode se observar que esta solução é ligeiramente mais leve que a asna triangular.



*Gráfico 4. Peso em função da solução escolhida, para asnas de geometria rectangular com banzos paralelos.*

#### 4.6 CUSTO E PESO

O peso nas estruturas metálicas é uma variável importantíssima, comparando com outros materiais utilizados na construção, como, o betão armado, às estruturas metálicas carecem de peso. Daí que as estruturas ficam sujeitas a esforços de sucção e as fundações sujeitas ao esforço de levantamento. Esse esforço de levantamento aumenta à que se usam perfis mais leves e reduz à medida que se usa perfis mais pesados. Porém a diferença não é significativa, em termos de esforços desfavoráveis a sucção, no entanto, a economia é uma variável que se altera, de forma substancial, em função do peso do perfil.

O custo do aço está directamente relacionado ao seu peso, essas duas grandezas, o custo e o peso de estruturas metálicas, são muito importantes, e devem ser estudadas, a fim de garantir estruturas mais económicas, daí surge uma necessidade de se estudar o melhor compromisso entre as diferentes soluções escolhidas, levando assim a uma optimização dos custos.

Pressupostos para elaboração do projecto:

- I. Por questões de acessibilidade dos preços no mercado Moçambique, foi elaborado um orçamento com base no peso da matéria prima. Para o custo da matéria prima (Ex: aço) foi considerado um valor médio tendo como base os valores actuais no mercado chines;
- II. Os chumbadouros foram considerados constantes para todas situações;
- III. Foram, ainda, considerados os custos associados ao processo de fabrico e o custo da montagem em obra em função do peso do aço.
- IV. Foram considerados nós tangentes aos banzos, na ligação banzos e diagonais, e montantes e diagonais. O que resulta em valores pequenos do momento flector.

O vento por se tratar de pressão dinâmica em que é notável o movimento lateral dos perfis (combinação de esforço axial e deformação lateral), os dimensionamentos dos perfis metálicos da asna metálica foram condicionados pela encurvadura lateral dos perfis das asnas.

Tabela 7. Quadro resumo dos custos das asnas.

Tipo de asna	Perfis	Peso total (kg)	Material		Fabrico				Montagem em obra			Preço (Mzn)
			Preço médio (Mzn/kg)	Preço (Mzn)	Pórtico treliçado (Mzn/kg)	Pintura (Mzn/kg)	Chumbador (Mzn/kg)	Preço (Mzn)	Mão de obra (Mzn/kg)	Meios de montagem (Mzn/kg)	Preço (Mzn)	
Howe	IPE	10269.11	65.33	670,881.16	50.71	21.8	26,923.68	771,537.07	23.83	12.24	370,406.91	1,812,825.15
	HEA	6572.88	65.33	429,406.56	50.71	21.8	26,923.68	503,523.56	23.83	12.24	237,083.96	1,170,014.08
	CHS	3588.18	65.33	234,415.49	50.71	21.8	26,923.68	287,102.27	23.83	12.24	129,425.48	650,943.25
	SHS	3777.78	65.33	246,802.22	50.71	21.8	26,923.68	300,850.35	23.83	12.24	136,264.44	683,917.01
Pratt	IPE	14097.86	65.33	921,013.15	50.71	21.8	26,923.68	1,049,159.46	23.83	12.24	508,509.79	2,478,682.40
	HEA	7490.32	65.33	489,342.34	50.71	21.8	26,923.68	570,046.49	23.83	12.24	270,175.70	1,329,564.54
	CHS	4360.86	65.33	284,894.74	50.71	21.8	26,923.68	343,129.37	23.83	12.24	157,296.09	785,320.19
	SHS	4927.62	65.33	321,921.73	50.71	21.8	26,923.68	384,225.76	23.83	12.24	177,739.43	883,886.92
Warren	IPE	9186.54	65.33	600,156.94	50.71	21.8	26,923.68	693,040.01	23.83	12.24	331,358.65	1,624,555.61
	HEA	6299.69	65.33	411,559.02	50.71	21.8	26,923.68	483,714.51	23.83	12.24	227,229.97	1,122,503.50
	CHS	4108.05	65.33	268,379.10	50.71	21.8	26,923.68	324,798.60	23.83	12.24	148,177.47	741,355.18
	SHS	4263.00	65.33	278,501.59	50.71	21.8	26,923.68	336,033.59	23.83	12.24	153,766.30	768,301.48
Howe	IPE	5949.03	65.33	388,650.23	50.71	21.8	26,923.68	458,287.96	23.83	12.24	214,581.57	1,061,519.77
	HEA	6540.27	65.33	427,275.51	50.71	21.8	26,923.68	501,158.30	23.83	12.24	235,907.36	1,164,341.17
	CHS	3571.87	65.33	233,349.97	50.71	21.8	26,923.68	285,919.64	23.83	12.24	128,837.19	648,106.80
	SHS	3610.60	65.33	235,880.59	50.71	21.8	26,923.68	288,728.39	23.83	12.24	130,234.39	654,843.37
Pratt	IPE	7331.29	65.33	478,953.48	50.71	21.8	26,923.68	558,515.85	23.83	12.24	264,439.80	1,301,909.12
	HEA	5630.99	65.33	367,872.50	50.71	21.8	26,923.68	435,226.68	23.83	12.24	203,109.77	1,006,208.94
	CHS	3111.11	65.33	203,248.89	50.71	21.8	26,923.68	252,510.35	23.83	12.24	112,217.78	567,977.01
	SHS	3074.41	65.33	200,851.46	50.71	21.8	26,923.68	249,849.43	23.83	12.24	110,894.11	561,594.99
Warren	IPE	7639.14	65.33	499,065.26	50.71	21.8	26,923.68	580,837.99	23.83	12.24	275,543.91	1,355,447.17
	HEA	6220.18	65.33	406,364.59	50.71	21.8	26,923.68	477,949.18	23.83	12.24	224,362.02	1,108,675.79
	CHS	2966.36	65.33	193,792.35	50.71	21.8	26,923.68	242,014.51	23.83	12.24	106,996.64	542,803.50
	SHS	2373.09	65.33	155,033.88	50.71	21.8	26,923.68	198,996.34	23.83	12.24	85,597.31	439,627.53
Howe	IPE	8560.65	65.33	559,267.42	50.71	21.8	26,923.68	647,656.59	23.83	12.24	308,782.73	1,515,706.74
	HEA	6768.60	65.33	442,192.86	50.71	21.8	26,923.68	517,715.12	23.83	12.24	244,143.53	1,204,051.51
	CHS	3771.66	65.33	246,402.65	50.71	21.8	26,923.68	300,406.86	23.83	12.24	136,043.83	682,853.34
	SHS	3657.49	65.33	238,943.98	50.71	21.8	26,923.68	292,128.45	23.83	12.24	131,925.75	662,998.18
Pratt	IPE	12917.43	65.33	843,895.78	50.71	21.8	26,923.68	963,566.62	23.83	12.24	465,931.74	2,273,394.14
	HEA	6542.30	65.33	427,408.71	50.71	21.8	26,923.68	501,306.13	23.83	12.24	235,980.90	1,164,695.73
	CHS	4134.56	65.33	270,110.58	50.71	21.8	26,923.68	326,720.38	23.83	12.24	149,133.46	745,964.41
	SHS	4020.39	65.33	262,651.91	50.71	21.8	26,923.68	318,441.97	23.83	12.24	145,015.37	726,109.25
Warren	IPE	8532.1	65.33	557,402.75	50.71	21.8	26,923.68	645,586.98	23.83	12.24	307,753.21	1,510,742.95
	HEA	5667.7	65.33	370,269.93	50.71	21.8	26,923.68	437,887.59	23.83	12.24	204,433.44	1,012,590.96
	CHS	5380.2	65.33	351,490.05	50.71	21.8	26,923.68	417,043.74	23.83	12.24	194,064.69	962,598.48
	SHS	4526.0	65.33	295,683.18	50.71	21.8	26,923.68	355,103.50	23.83	12.24	163,252.60	814,039.28

#### 4.6.1 AVALIAÇÃO DOS CUSTOS

##### 4.6.1.1 Para solução de geometria triangular

Para um projecto de asnas triangulares a solução que satisfaz a economia do projecto é a asna do tipo Howe com perfis de secção circular, como se pode verificar no gráfico representado abaixo. É possível notar que, para o mesmo tipo de asna (Howe), se optarmos por perfis quadrados, a diferença não é muito exagerada, pois essa diferença é de 4.82% acima da solução mais económica. Essas duas opções podem entrar numa comparação se colocarmos outras variáveis como, por exemplo, a estética.

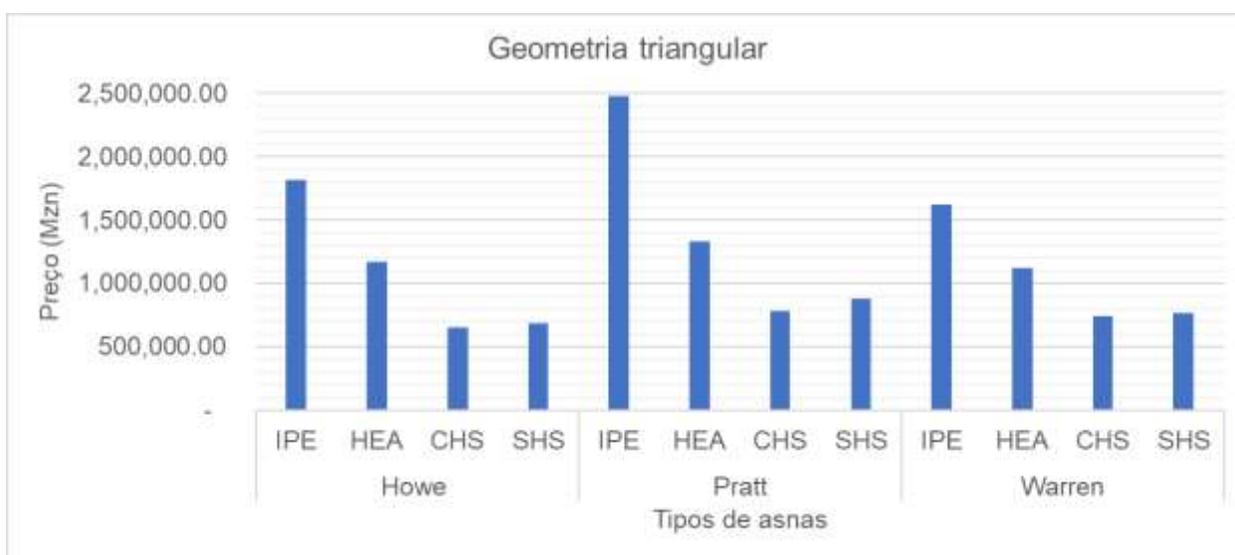


Gráfico 5. Preço em função da solução geométrica e o tipo de perfil para asnas triangulares.

##### 4.6.1.2 Para soluções de geometria trapezoidal

Para um projecto de asnas trapezoidal, a solução que satisfaz a economia do projecto é a asna do tipo warren com perfis de secção quadrada, como é possível ver no gráfico representado abaixo. Se quisermos optar por uma segunda alternativa, seria a asna warren com perfis circulares, mas não traria um desempenho económico desejado, comparando com as de secção quadrada. As asnas de secção circular chegam a ter um custo de 19% acima do valor das asnas quadradas.

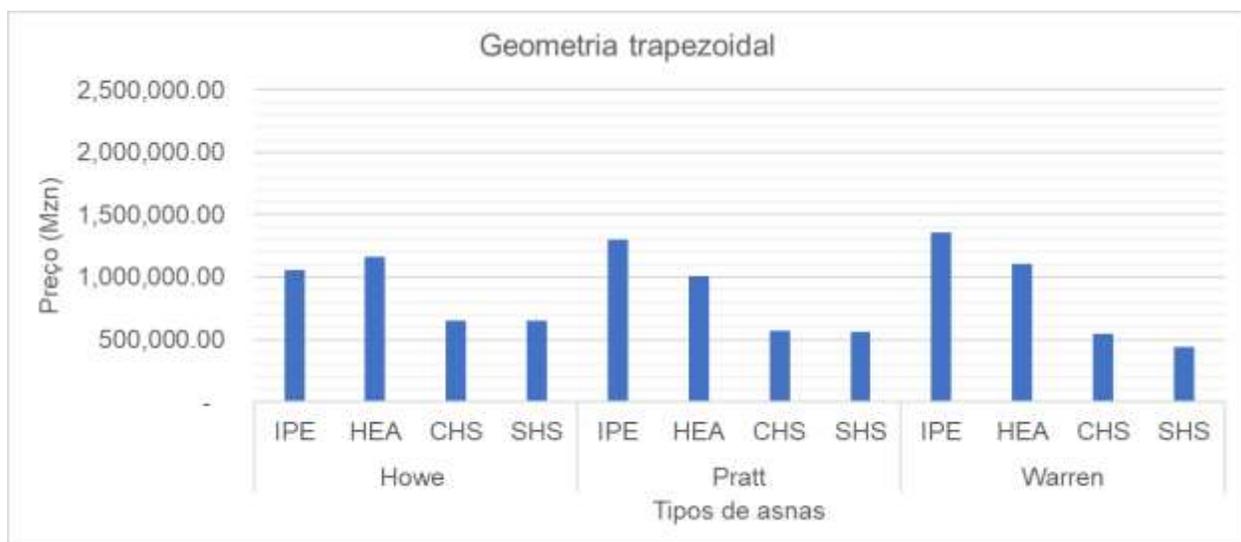


Gráfico 6. Preço em função da solução geométrica e o tipo de perfil para asnas trapezoidais.

#### 4.6.1.3 Para soluções de geometria rectangular com bantos paralelos

No projecto de asnas rectangulares com bantos paralelos a solução que satisfaz a economia do projecto é a asna do tipo Howe com perfis de secção quadrada e, com o gráfico representado abaixo é possível tirar essa conclusão. Nota-se, também, que para o mesmo tipo de asna (Howe), se optarmos por perfis circulares, a diferença não é muito exagerada, pois essa diferença é de 2.91% acima da solução mais económica. E, como referido anteriormente, quando o valor da diferença não é elevado, essas duas opções podem entrar numa comparação se colocarmos outras variáveis, como por exemplo a estética.

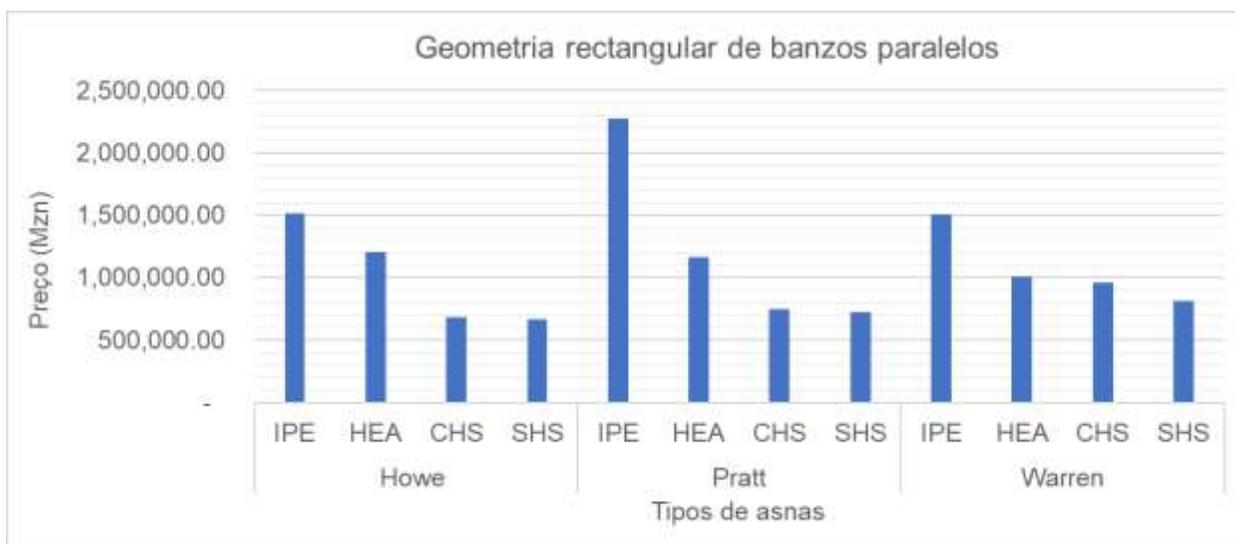


Gráfico 7. Preço em função da solução geométrica e o tipo de perfil para asnas retangulares com banzos paralelos.

## 5 CONCLUSÕES

Como resultado do estudo empreendido, foi possível tirar conclusões sobre asnas metálicas para coberturas de duas vertentes. As principais variáveis estudadas foram o peso total e sua economia. E, por conseguinte, as conclusões foram tiradas para três tipos de geometria de asnas nomeadamente: asnas triangulares, asnas trapezoidais e asnas retangulares com banzos paralelos. Dentro desses três tipos de geometria de asnas encontramos três tipos de asnas estudados: Warren, Pratt e Howe e, assim sendo, os resultados do estudo foram os seguintes:

Para proceder o estudo o firmamento principal foi o Eurocódigo que trata de um conjunto de normas europeias que visam unificar o dimensionamento de estruturas. A identificação de dados necessários para posterior utilização do Eurocódigo, foi possível com recurso ao anexo 1-1, e as cargas resultantes da acção do vento foram determinadas segundo o procedimento disposto no Eurocódigo 1. Usando o procedimento disposto pelo Eurocódigo, foi possível verificar que a pressão do vento varia para cada direcção  $0^\circ$  (fachada lateral) e  $90^\circ$  (fachada de empena), devido à variação das alturas, onde na direcção  $90^\circ$  por apresentar uma altura superior a direcção de  $0^\circ$  a pressão causada pelo vento também é maior.

A partir do resultado da simulação das cargas determinadas segundo o Eurocódigo no software de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018*, concluiu-se que, em geral, **a asna trapezoidal Warren** foi a que apresentou menor esforços axiais. E assim sendo, esta asna proporciona menor gasto de materiais (menor secção do perfil metálico da diagonal, montante, banzo inferior e superior), comparado com os outros tipos de asnas estudados, e por conseguinte, é a mais económica quando utilizada como cobertura de duas vertentes de um edifício.

As asnas trapezoidais Warren são aplicadas em pequenos, médios e grandes vãos. Podem ser usados, por exemplo, em auditórios, salas de eventos, áreas destinadas a reuniões, salas de cinema, escolas, edifícios habitacionais, e em alguns pavilhões, facilitando a disponibilização do tecto falso e sistema de ar condicionado. O perfil que apresentou melhor custo benefício para a solução foi o perfil quadrado (SHS). Em edifícios onde não existe

grande necessidade de se utilizar o espaço livre entre o banzo inferior e o pavimento (pé-direito), para fins de armazenamento por exemplo, a solução sugerida seria a asna trapezoidal warren com perfis de secção quadrada.

As asnas triangulares são especialmente utilizadas para pequenos e médios vãos por razões económicas, mas também podem ser usadas para grandes vãos ( $L > 30$ ), só que com custos elevados em relação a asnas trapezoidais. Se optarmos por essa solução para um edifício a solução mais económica (para geometria triangular) seria asna do tipo Howe com perfis de secção circular.

As asnas de banzos paralelos são mais usadas em pavilhões, em que há grande necessidade de se usar mais espaço livre em baixo do banzo inferior, e são utilizadas para fins de armazenamento ou prática de actividades desportivas, onde não há em muitos casos necessidade de disposição de tecto falso. Comparando com as primeiras duas soluções, esta solução possui mais espaço livre em baixo do seu banzo inferior. Caso o projectista considere optar por esta geometria a solução mais indicada é asna do tipo Howe com perfis de secção quadrada.

#### 5.1 Propostas para desenvolvimentos futuros:

Devido a magnitude do estudo, a dissertação foi limitada a 4 tipos de perfis IPE, HEA, SHS e CHS. Existe uma necessidade de se estudar outros perfis abertos, tubulares e perfis compostos para se ter uma conclusão mais apurada.

Quanto aos custos, há necessidade de se fazer uma quantificação mais rigorosa, dos perfis, ligações, chumbadores e mão de obra.

## 6 BIBLIOGRAFIA

### 6.1 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. NP EN 1990 – Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas 2009, Instituto Português da Qualidade.
2. NP EN 1991-1-1 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais: pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. 2009, Instituto Português da qualidade.
3. NP EN 1991-1-4 – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-4: Ações gerais: Ações do vento. 2010, Instituto Português da qualidade.
4. NP EN 1993-1-1 – Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais regras para edifícios 2010, Instituto Português da qualidade.
5. Rebello, Yopanan C.P. 2000. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Ziguarte.
6. Teixeira, Carlos M. **Dimensionamento de pavilhões metálicos em soluções treliçadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Instituto superior de Engenharia do porto. Porto, P.150. 2017.
7. Martins, João G. 2008 – **Estruturas metálicas EC3 – Parte 1.1**, 6.<sup>a</sup> ed., Universidade Fernando Pessoa.
8. Instituto Nacional de Estatística (INE) 2013. **Estatística do distrito da Cidade da Matola**. Maputo.
9. Ministérios da Educação e Desenvolvimento Humano e das Obras Públicas, Habitação e Recursos Hídricos. 2021. **Diretrizes Sobre Resiliência às Ameaças Naturais, Salvaguardas Ambientais e Sociais para as Edificações Escolares**. Imprensa Nacional de Moçambique, E.P. Maputo.

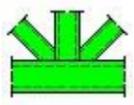
### 6.2 OUTRAS BIBLIOGRAFIAS

10. Harry Arch, at all. (2003). **Steel Designers Manual**. 6th Edition. Dr Buick Davison & Graham W. Owens, Sheffield town.
11. Epalanga, João A. **Dimensionamento de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica Segundo o Eurocódigo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. Porto, P.134. 2019.

12. Martins, João G. 2011 – **Estruturas metálicas EC3 (Versão 1993 – Ligações)**, 2.<sup>a</sup> ed., Universidade Fernando Pessoa.
13. Martins, João G. 2011 – **Estruturas metálicas EC3 – Parte 1.1**, 4.<sup>a</sup> ed., Universidade Fernando Pessoa.
14. <https://aceropanel.es/154-perfil-viga>
15. [https://pt.made-in-china.com/co\\_hongtaimetal/](https://pt.made-in-china.com/co_hongtaimetal/)
16. [https://www.alibaba.com/product-detail/Hot-Sell-Ss400-IPE300-ipe-450\\_1601016083523.html](https://www.alibaba.com/product-detail/Hot-Sell-Ss400-IPE300-ipe-450_1601016083523.html)
17. [https://www.alibaba.com/product-detail/High-Quality-Steel-HEA-100-HEA120\\_1600594578857.html](https://www.alibaba.com/product-detail/High-Quality-Steel-HEA-100-HEA120_1600594578857.html)
18. <https://www.dlubal.com/es/propiedades-de-la-seccion-transversal/vigas-en-i-vigas-en-h>

## 7 Anexos

- A-1-1.....Mapa do zoneamento de ciclone em Moçambique.
- A-1-2.....Valores de pressão e força resultante resultantes do ciclone.
- A-1-3.....Catálogo de chapas, enformadas a frio, da empresa “**O feliz**”.
- A-1-4.....Memória de cálculo das ligações da asna.
- A-2, A3, A4 e A5.....Desenho estrutural da superestrutura.
- A-6.....Desenho estrutural da infraestrutura.



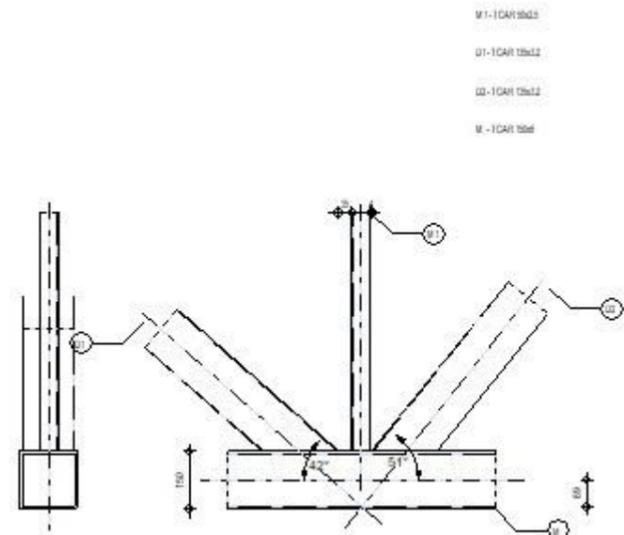
Robot Structural Analysis Professional 2024

### Design of truss node connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio  
**0.76**



**GENERAL**

Connection no.: 1  
 Connection name: Tube  
 Structure node: 213  
 Structure members: 207, 212, 228, 234

**GEOMETRY**

**MEMBERS**

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post		
Member no.:	207	228	212	234		
Section:	TCAR 150x6	TCAR 135x3.2	TCAR 135x3.2	TCAR 50x2.5		
h	150	135	135	50	mm	
b <sub>f</sub>	150	135	135	50	mm	
t <sub>w</sub>	6	3	3	2	mm	
t <sub>f</sub>	6	3	3	2	mm	
r	14	7	7	2	mm	
Material:	Steel	Steel	Steel	Steel		
f <sub>y</sub>	235.00	235.00	235.00	235.00	MPa	
f <sub>u</sub>	360.00	360.00	360.00	360.00	MPa	
Angle	θ	41.7	51.3	90.0	Deg	
Length	l	40000	2677	3202	2140	mm

**OFFSET**

e<sub>0</sub> = 69 [mm] Offset

**SPACINGS**

g<sub>1</sub> = 35 [mm] Spacing of 1st diagonal  
 g<sub>2</sub> = 4 [mm] Spacing of 2nd diagonal

**WELDS**

a<sub>d</sub> = 4 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

**LOADS**

Case: 12: ULS /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

**CHORD**

N<sub>01,Ed</sub> = 553.97 [kN] Axial force  
 M<sub>01,Ed</sub> = -1.19 [kN\*m] Bending moment  
 N<sub>02,Ed</sub> = 594.03 [kN] Axial force  
 M<sub>02,Ed</sub> = -1.19 [kN\*m] Bending moment

**DIAGONAL 1**

N<sub>1</sub> = 42.50 [kN] Axial force  
 M<sub>1</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

**DIAGONAL 2**

N<sub>2</sub> = -13.34 [kN] Axial force  
 M<sub>2</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

**POST**

N<sub>3</sub> = -15.73 [kN] Axial force  
 M<sub>3</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

**RESULTS**

**CONSIDER NON-AXIAL CONNECTION OF MEMBERS IN THE NODE**

M<sub>0</sub> = -2.76 [kN\*m] Additional moment from eccentric connection of members M<sub>0</sub> = (N<sub>02</sub>-N<sub>01</sub>) \* e<sub>0</sub>  
 ΣE<sub>i</sub>J<sub>i</sub>/L<sub>i</sub> = 936548.07 [kN\*m] Overall connection stiffness  
 ΔM<sub>01</sub> = -0.35 [kN\*m] Additional moment in the chord  
 ΔM<sub>02</sub> = -0.35 [kN\*m] Additional moment in the chord  
 ΔM<sub>2</sub> = -0.92 [kN\*m] Additional moment in the diagonal  
 ΔM<sub>1</sub> = -1.09 [kN\*m] Additional moment in the diagonal  
 ΔM<sub>3</sub> = -0.05 [kN\*m] Additional moment in the diagonal

**CAPACITY VERIFICATION EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005**

γ<sub>M5</sub> = 1.00 Partial safety factor [Table 2.1]

**FAILURE MODES FOR JOINTS (RHS CHORD MEMBERS)** [Table 7.10] for N<sub>i,Rd</sub> and [Table 7.14] for M<sub>i,Rd</sub>

**GEOMETRICAL PARAMETERS**

β = 0.71 Coefficient taking account of geometry of connection members β = (b<sub>2</sub>+b<sub>1</sub>+b<sub>3</sub>)/(3\*b<sub>0</sub>) [1.5 (6)]  
 γ = 12.50 Coefficient taking account of geometry of the chord γ = b<sub>0</sub>/(2\*t<sub>0</sub>) [1.5 (6)]  
 k<sub>n</sub> = 1.00 Coefficient taking account of stresses in the chord k<sub>n</sub> = 1.0

**TUBE CHORD FACE FAILURE**

## DIAGONAL 2

$N_{2,Rd} = 242.42$ [kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = [8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} / \sin(\theta_2)] \cdot \beta / \gamma_{M5}$
$ N_2  \leq N_{2,Rd}$	$ -13.34  < 242.42$	verified (0.06)
$M_{2,Rd} = 8.44$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_2 \cdot [1/(2 \cdot \eta) + 2/\sqrt{1-\beta} + \eta/(1-\beta)] / \gamma_{M5}$
$ M_2 + \Delta M_2  \leq M_{2,Rd}$	$ -0.92  < 8.44$	verified (0.11)
$N_2/N_{2,Rd} + (M_2 + \Delta M_2)/M_{2,Rd} \leq 1$	$0.16 < 1.00$	verified (0.16)

## DIAGONAL 1

$N_{1,Rd} = 284.74$ [kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = [8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} / \sin(\theta_1)] \cdot \beta / \gamma_{M5}$
$ N_1  \leq N_{1,Rd}$	$ 42.50  < 284.74$	verified (0.15)
$M_{1,Rd} = 8.44$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{1,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_1 \cdot [1/(2 \cdot \eta) + 2/\sqrt{1-\beta} + \eta/(1-\beta)] / \gamma_{M5}$
$ M_1 + \Delta M_1  \leq M_{1,Rd}$	$ -1.09  < 8.44$	verified (0.13)
$N_1/N_{1,Rd} + (M_1 + \Delta M_1)/M_{1,Rd} \leq 1$	$0.28 < 1.00$	verified (0.28)

## POST

$N_{3,Rd} = 189.30$ [kN]	Compression capacity	$N_{3,Rd} = [8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} / \sin(\theta_3)] \cdot \beta / \gamma_{M5}$
$ N_3  \leq N_{3,Rd}$	$ -15.73  < 189.30$	verified (0.08)
$M_{3,Rd} = 2.70$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{3,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_3 \cdot [1/(2 \cdot \eta) + 2/\sqrt{1-\beta} + \eta/(1-\beta)] / \gamma_{M5}$
$ M_3 + \Delta M_3  \leq M_{3,Rd}$	$ -0.05  < 2.70$	verified (0.02)
$N_3/N_{3,Rd} + (M_3 + \Delta M_3)/M_{3,Rd} \leq 1$	$0.10 < 1.00$	verified (0.10)

## TUBE BRACE FAILURE

### DIAGONAL 2

$b_{eff} = 0$  [mm] Effective width in the connection of the diagonal to the chord

### DIAGONAL 1

$b_{eff} = 0$  [mm] Effective width in the connection of the diagonal to the chord

### POST

$b_{eff} = 0$  [mm] Effective width in the connection of the post to the chord

## CHORD SHEAR

### DIAGONAL 2

$A_v = 18.52$ [cm <sup>2</sup> ]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$
$N_{2,Rd} = 321.86$ [kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} \cdot A_w / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_2)] / \gamma_{M5}$
$ N_2  \leq N_{2,Rd}$	$ -13.34  < 321.86$	verified (0.04)

### DIAGONAL 1

$A_v = 18.52$ [cm <sup>2</sup> ]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$
$N_{1,Rd} = 378.04$ [kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_{y0} \cdot A_w / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_1)] / \gamma_{M5}$
$ N_1  \leq N_{1,Rd}$	$ 42.50  < 378.04$	verified (0.11)

### POST

$A_v = 18.52$ [cm <sup>2</sup> ]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$
$N_{3,Rd} = 251.33$ [kN]	Compression capacity	$N_{3,Rd} = f_{y0} \cdot A_w / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_3)] / \gamma_{M5}$
$ N_3  \leq N_{3,Rd}$	$ -15.73  < 251.33$	verified (0.06)

## CHORD RESISTANCE

$V_{pl,Rd} = 251.33$ [kN]	Plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{y0}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_{Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 28.25  < 251.33$	verified (0.11)
$N_{0,Rd} = 783.26$ [kN]	Tension capacity	$N_{0,Rd} = [(A_0 - A_v) \cdot f_{y0} + A_v \cdot f_{y0} \cdot \sqrt{1 - (V_{Ed}/V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$
$ N_{02}  \leq N_{0,Rd}$	$ 594.03  < 783.26$	verified (0.76)

## VERIFICATION OF WELDS

### DIAGONAL 2

$\beta_w = 0.80$	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld		
$\sigma_{\perp} = -3.03$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = -3.03$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = -3.49$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -3.03  < 259.20$	verified (0.01)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$8.55 < 360.00$	verified (0.02)
Transverse inner weld		
$\sigma_{\perp} = -5.16$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = -2.70$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -5.16  < 259.20$	verified (0.02)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$6.97 < 360.00$	verified (0.02)
Transverse outer weld		
$\sigma_{\perp} = -2.31$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = -4.98$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -2.31  < 259.20$	verified (0.01)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$8.92 < 360.00$	verified (0.02)

### DIAGONAL 1

$\beta_w = 0.80$	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld		
$\sigma_{\perp} = 7.39$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = 7.39$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 11.74$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 7.39  < 259.20$	verified (0.03)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$25.13 < 360.00$	verified (0.07)
Transverse inner weld		
$\sigma_{\perp} = 14.69$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = 5.59$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 14.69  < 259.20$	verified (0.06)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$17.59 < 360.00$	verified (0.05)
Transverse outer weld		
$\sigma_{\perp} = 5.59$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = 14.69$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 5.59  < 259.20$	verified (0.02)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$26.04 < 360.00$	verified (0.07)

## POST

$\beta_w =$	0.80		Correlation coefficient		[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1.25		Partial safety factor		[Table 2.1]
Longitudinal weld					
$\sigma_{\perp} =$	-17.80	[MPa]	Normal stress in a weld		
$\tau_{\perp} =$	-17.80	[MPa]	Perpendicular tangent stress		
$\tau_{\parallel} =$	-0.00	[MPa]	Tangent stress		
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$			$ -17.80  < 259.20$	verified	(0.07)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$35.60 < 360.00$	verified	(0.10)
Transverse inner weld					
$\sigma_{\perp} =$	-29.99	[MPa]	Normal stress in a weld		
$\tau_{\perp} =$	-29.99	[MPa]	Perpendicular tangent stress		
$\tau_{\parallel} =$	0.00	[MPa]	Tangent stress		
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$			$ -29.99  < 259.20$	verified	(0.12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$59.99 < 360.00$	verified	(0.17)

## REMARKS

Eccentricity is too large.	69 [mm] > 38 [mm]
Distance between diagonal 2 and the post is too small	4 [mm] < 6 [mm]
The ratio of height to wall thickness for diagonal 1 is too large.	42.19 > 35.00
The ratio of width to wall thickness for diagonal 1 is too large.	42.19 > 35.00
The ratio of height to wall thickness for diagonal 2 is too large.	42.19 > 35.00
The ratio of width to wall thickness for diagonal 2 is too large.	42.19 > 35.00

**Connection conforms to the code**

Ratio 0.76



Robot Structural Analysis Professional 2024

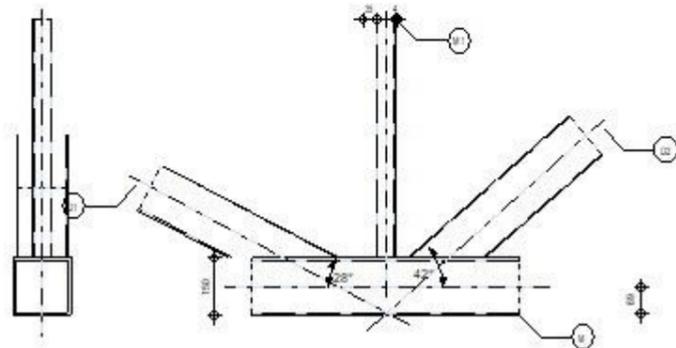
## Design of truss node connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio  
0.77

M1-TCAR150x6  
D1-TCAR135x3.2  
D2-TCAR135x3.2  
P-TCAR50x2.5



### GENERAL

Connection no.: 2  
Connection name: Tube  
Structure node: 291  
Structure members: 295, 299, 317, 320

### GEOMETRY

### MEMBERS

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post		
Member no.:	295	317	299	320		
Section:	TCAR 150x6	TCAR 135x3.2	TCAR 135x3.2	TCAR 50x2.5		
h	150	135	135	50	mm	
b <sub>f</sub>	150	135	135	50	mm	
t <sub>w</sub>	6	3	3	2	mm	
t <sub>f</sub>	6	3	3	2	mm	
r	14	7	7	2	mm	
Material:	Steel	Steel	Steel	Steel		
f <sub>y</sub>	235.00	235.00	235.00	235.00	MPa	
f <sub>u</sub>	360.00	360.00	360.00	360.00	MPa	
Angle	θ	27.9	41.7	90.0	Deg	
Length	l	40000	2677	3202	2140	mm

### OFFSET

e<sub>0</sub> = 69 [mm] Offset

### SPACINGS

g<sub>1</sub> = 35 [mm] Spacing of 1st diagonal  
g<sub>2</sub> = 4 [mm] Spacing of 2nd diagonal

### WELDS

a<sub>d</sub> = 4 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

### LOADS

Case: 12: ULS /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

### CHORD

N<sub>01,Ed</sub> = 242.97 [kN] Axial force  
M<sub>01,Ed</sub> = -1.44 [kN\*m] Bending moment  
N<sub>02,Ed</sub> = 391.52 [kN] Axial force  
M<sub>02,Ed</sub> = -1.44 [kN\*m] Bending moment

### DIAGONAL 1

N<sub>1</sub> = 118.99 [kN] Axial force  
M<sub>1</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

### DIAGONAL 2

N<sub>2</sub> = -58.16 [kN] Axial force  
M<sub>2</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

### POST

N<sub>3</sub> = -14.80 [kN] Axial force  
M<sub>3</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

### RESULTS

#### CONSIDER NON-AXIAL CONNECTION OF MEMBERS IN THE NODE

M<sub>0</sub> = -10.21 [kN\*m] Additional moment from eccentric connection of members M<sub>0</sub> = (N<sub>02</sub>-N<sub>01</sub>) \* e<sub>0</sub>  
 $\Sigma E_i J_i / L_i = 936548.07$  [kN\*m] Overall connection stiffness  
 $\Delta M_{01} = -1.30$  [kN\*m] Additional moment in the chord  
 $\Delta M_{02} = -1.30$  [kN\*m] Additional moment in the chord  
 $\Delta M_2 = -3.38$  [kN\*m] Additional moment in the diagonal  
 $\Delta M_1 = -4.05$  [kN\*m] Additional moment in the diagonal  
 $\Delta M_3 = -0.18$  [kN\*m] Additional moment in the diagonal

#### CAPACITY VERIFICATION EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005

γ<sub>M5</sub> = 1.00 Partial safety factor [Table 2.1]

FAILURE MODES FOR JOINTS (RHS CHORD MEMBERS) [Table 7.10] for N<sub>i,Rd</sub> and [Table 7.14] for M<sub>i,Rd</sub>

#### GEOMETRICAL PARAMETERS

β = 0.71 Coefficient taking account of geometry of connection members β = (b<sub>2</sub>+b<sub>1</sub>+b<sub>3</sub>)/(3\*b<sub>0</sub>) [1.5 (6)]  
γ = 12.50 Coefficient taking account of geometry of the chord γ = b<sub>0</sub>/(2\*t<sub>0</sub>) [1.5 (6)]  
k<sub>n</sub> = 1.00 Coefficient taking account of stresses in the chord k<sub>n</sub> = 1.0

## TUBE CHORD FACE FAILURE

### DIAGONAL 2

$N_{2,Rd} = 284.74$ [kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = [8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} / \sin(\theta_2)] \cdot \beta / \gamma_{M5}$
$ N_2  \leq N_{2,Rd}$	$ -58.16  < 284.74$	verified (0.20)
$M_{2,Rd} = 8.44$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_2 \cdot [1/(2 \cdot \eta) + 2/\sqrt{1-\beta} + \eta/(1-\beta)] / \gamma_{M5}$
$ M_2 + \Delta M_2  \leq M_{2,Rd}$	$ -3.38  < 8.44$	verified (0.40)
$N_2/N_{2,Rd} + (M_2 + \Delta M_2)/M_{2,Rd} \leq 1$	$0.61 < 1.00$	verified (0.61)

### DIAGONAL 1

$N_{1,Rd} = 404.24$ [kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = [8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} / \sin(\theta_1)] \cdot \beta / \gamma_{M5}$
$ N_1  \leq N_{1,Rd}$	$ 118.99  < 404.24$	verified (0.29)
$M_{1,Rd} = 8.44$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{1,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_1 \cdot [1/(2 \cdot \eta) + 2/\sqrt{1-\beta} + \eta/(1-\beta)] / \gamma_{M5}$
$ M_1 + \Delta M_1  \leq M_{1,Rd}$	$ -4.05  < 8.44$	verified (0.48)
$N_1/N_{1,Rd} + (M_1 + \Delta M_1)/M_{1,Rd} \leq 1$	$0.77 < 1.00$	verified (0.77)

### POST

$N_{3,Rd} = 189.30$ [kN]	Compression capacity	$N_{3,Rd} = [8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} / \sin(\theta_3)] \cdot \beta / \gamma_{M5}$
$ N_3  \leq N_{3,Rd}$	$ -14.80  < 189.30$	verified (0.08)
$M_{3,Rd} = 2.70$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{3,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_3 \cdot [1/(2 \cdot \eta) + 2/\sqrt{1-\beta} + \eta/(1-\beta)] / \gamma_{M5}$
$ M_3 + \Delta M_3  \leq M_{3,Rd}$	$ -0.18  < 2.70$	verified (0.07)
$N_3/N_{3,Rd} + (M_3 + \Delta M_3)/M_{3,Rd} \leq 1$	$0.15 < 1.00$	verified (0.15)

## TUBE BRACE FAILURE

### DIAGONAL 2

$b_{eff} = 0$  [mm] Effective width in the connection of the diagonal to the chord

### DIAGONAL 1

$b_{eff} = 0$  [mm] Effective width in the connection of the diagonal to the chord

### POST

$b_{eff} = 0$  [mm] Effective width in the connection of the post to the chord

## CHORD SHEAR

### DIAGONAL 2

$A_v = 18.53$ [cm <sup>2</sup> ]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$
$N_{2,Rd} = 378.10$ [kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} \cdot A_v / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_2)] / \gamma_{M5}$
$ N_2  \leq N_{2,Rd}$	$ -58.16  < 378.10$	verified (0.15)

### DIAGONAL 1

$A_v = 18.53$ [cm <sup>2</sup> ]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$
$N_{1,Rd} = 536.78$ [kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_{y0} \cdot A_v / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_1)] / \gamma_{M5}$
$ N_1  \leq N_{1,Rd}$	$ 118.99  < 536.78$	verified (0.22)

### POST

$A_v = 18.53$ [cm <sup>2</sup> ]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$
$N_{3,Rd} = 251.37$ [kN]	Compression capacity	$N_{3,Rd} = f_{y0} \cdot A_v / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_3)] / \gamma_{M5}$
$ N_3  \leq N_{3,Rd}$	$ -14.80  < 251.37$	verified (0.06)

## CHORD RESISTANCE

$V_{pl,Rd} = 251.37$ [kN]	Plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{y0}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_{Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 55.72  < 251.37$	verified (0.22)
$N_{0,Rd} = 775.18$ [kN]	Tension capacity	$N_{0,Rd} = [(A_0 - A_v) \cdot f_{y0} + A_v \cdot f_{y0} \cdot \sqrt{1 - (V_{Ed}/V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$
$ N_{02}  \leq N_{0,Rd}$	$ 391.52  < 775.18$	verified (0.51)

## VERIFICATION OF WELDS

### DIAGONAL 2

$\beta_w = 0.80$	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Partial safety factor	[Table 2.1]

#### Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} = -10.11$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = -10.11$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = -16.06$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -10.11  < 259.20$	verified (0.04)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$34.39 < 360.00$	verified (0.10)

#### Transverse inner weld

$\sigma_{\perp} = -20.10$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = -7.65$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -20.10  < 259.20$	verified (0.08)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$24.07 < 360.00$	verified (0.07)

#### Transverse outer weld

$\sigma_{\perp} = -7.65$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = -20.10$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -7.65  < 259.20$	verified (0.03)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$35.64 < 360.00$	verified (0.10)

### DIAGONAL 1

$\beta_w = 0.80$	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Partial safety factor	[Table 2.1]

#### Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} = 11.64$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = 11.64$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 31.05$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 11.64  < 259.20$	verified (0.04)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$58.60 < 360.00$	verified (0.16)

#### Transverse inner weld

$\sigma_{\perp} = 34.10$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = 8.48$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 34.10  < 259.20$	verified (0.13)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$37.13 < 360.00$	verified (0.10)

#### Transverse outer weld

$\sigma_{\perp} = 8.48$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = 34.10$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress	

$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 8.48  < 259.20$	verified	(0.03)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$59.67 < 360.00$	verified	(0.17)

### POST

$\beta_w =$	0.80	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Partial safety factor	[Table 2.1]

#### Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} =$	-16.74 [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-16.74 [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	-0.00 [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -16.74  < 259.20$	verified	(0.06)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$33.48 < 360.00$	verified	(0.09)

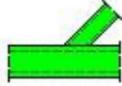
#### Transverse inner weld

$\sigma_{\perp} =$	-28.21 [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-28.21 [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0.00 [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -28.21  < 259.20$	verified	(0.11)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$56.42 < 360.00$	verified	(0.16)

### REMARKS

Eccentricity is too large.	69 [mm] > 38 [mm]
Diagonal angle is too small.	27.9 [Deg] < 30.0 [Deg]
Distance between diagonal 2 and the post is too small	4 [mm] < 6 [mm]
The ratio of height to wall thickness for diagonal 1 is too large.	42.19 > 35.00
The ratio of width to wall thickness for diagonal 1 is too large.	42.19 > 35.00
The ratio of height to wall thickness for diagonal 2 is too large.	42.19 > 35.00
The ratio of width to wall thickness for diagonal 2 is too large.	42.19 > 35.00

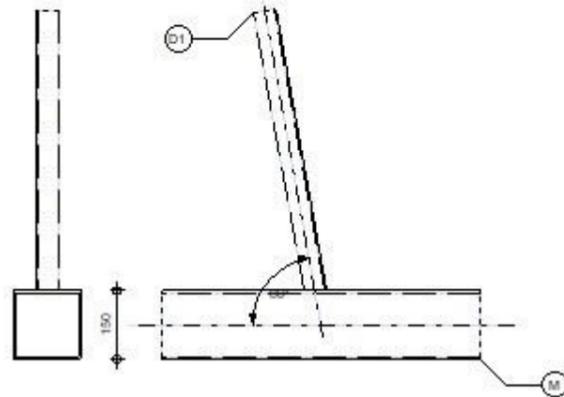
**Connection conforms to the code** Ratio 0.77



Robot Structural Analysis Professional 2024  
**Design of truss node connection**  
 EN 1993-1-8:2005/AC:2009

**OK**  
Ratio  
**0.56**

D1 - TCAR 50x2.5  
 M - TCAR 150x6



### GENERAL

Connection no.: 3  
 Connection name: Tube  
 Structure node: 232  
 Structure members: 208, 234

### GEOMETRY

### MEMBERS

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Member no.:	208	234			
Section:	TCAR 150x6	TCAR 50x2.5			
h	150	50			mm
b <sub>f</sub>	150	50			mm
t <sub>w</sub>	6	2			mm
t <sub>f</sub>	6	2			mm
r	14	2			mm
Material:	Steel	Steel			
f <sub>y</sub>	235.00	235.00			MPa
f <sub>u</sub>	360.00	360.00			MPa
Angle	0	100.2			Deg
Length	20321	2140			mm

### WELDS

a<sub>d</sub> = 4 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

### LOADS

Case: 12: ULS /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

### CHORD

N<sub>01,Ed</sub> = -436.46 [kN] Axial force  
 M<sub>01,Ed</sub> = -1.67 [kN\*m] Bending moment  
 N<sub>02,Ed</sub> = -436.71 [kN] Axial force  
 M<sub>02,Ed</sub> = -1.67 [kN\*m] Bending moment

### DIAGONAL 1

N<sub>1</sub> = -15.63 [kN] Axial force  
 M<sub>1</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

### RESULTS

#### CAPACITY VERIFICATION EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005

γ<sub>M5</sub> = 1.00 Partial safety factor [Table 2.1]

FAILURE MODES FOR JOINTS (RHS CHORD MEMBERS) [Table 7.10] for N<sub>i,Rd</sub> and [Table 7.14] for M<sub>i,Rd</sub>

#### GEOMETRICAL PARAMETERS

β = 0.33 Coefficient taking account of geometry of connection members β = b<sub>1</sub>/b<sub>0</sub> [1.5 (6)]  
 γ = 12.50 Coefficient taking account of geometry of the chord γ = b<sub>0</sub>/(2\*t<sub>0</sub>) [1.5 (6)]  
 n = 0.60 Coefficient taking account of stresses in the chord n<sub>0</sub> = σ<sub>0,Ed</sub>/f<sub>y0</sub>  
 k<sub>n</sub> = 0.58 Coefficient taking account of stresses in the chord k<sub>n</sub> = 1.3 - 0.4\*n<sub>0</sub>/β

#### TUBE CHORD FACE FAILURE

##### DIAGONAL 1

N<sub>1,Rd</sub> = 29.34 [kN] Compression capacity N<sub>1,Rd</sub> = [(k<sub>n</sub>\*f<sub>y0</sub>\*t<sub>0</sub><sup>2</sup>)/(1-β)\*sin(θ<sub>1</sub>)]\*[2\*β/sin(θ<sub>1</sub>) + 4\*√(1-β)] / γ<sub>M5</sub>  
 |N<sub>1</sub>| ≤ N<sub>1,Rd</sub> |-15.63| < 29.34 **verified** (0.53)  
 M<sub>1,Rd</sub> = 1.09 [kN\*m] Bending resistance M<sub>1,Rd</sub> = k<sub>n</sub>\*f<sub>y0</sub>\*t<sub>0</sub><sup>2</sup>\*h<sub>1</sub>\*[1/(2\*η) + 2/√(1-β) + η/(1-β)] / γ<sub>M5</sub>  
 |M<sub>1</sub>| ≤ M<sub>1,Rd</sub> |0.00| < 1.09 **verified** (0.00)  
 N<sub>1</sub>/N<sub>1,Rd</sub> + M<sub>1</sub>/M<sub>1,Rd</sub> ≤ 1 0.53 < 1.00 **verified** (0.53)

#### CHORD SHEAR

##### DIAGONAL 1

A<sub>v</sub> = 18.00 [cm<sup>2</sup>] Shear area of the chord A<sub>v</sub> = 2\*h<sub>0</sub>\*t<sub>0</sub>  
 N<sub>1,Rd</sub> = 248.14 [kN] Compression capacity N<sub>1,Rd</sub> = f<sub>y0</sub>\*A<sub>v</sub>\*[√3\*sin(θ<sub>1</sub>)] / γ<sub>M5</sub>  
 |N<sub>1</sub>| ≤ N<sub>1,Rd</sub> |-15.63| < 248.14 **verified** (0.06)

#### CHORD RESISTANCE

N<sub>0,Rd</sub> = 786.02 [kN] Compression capacity N<sub>0,Rd</sub> = (A<sub>0</sub>\*f<sub>y0</sub>)/γ<sub>M5</sub>  
 |N<sub>02</sub>| ≤ N<sub>0,Rd</sub> |-436.71| < 786.02 **verified** (0.56)

#### VERIFICATION OF WELDS

##### DIAGONAL 1

$\beta_w =$	0.80		Correlation coefficient		[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1.25		Partial safety factor		[Table 2.1]
Longitudinal weld					
$\sigma_{\perp} =$	-26.76	[MPa]	Normal stress in a weld		
$\tau_{\perp} =$	-26.76	[MPa]	Perpendicular tangent stress		
$\tau_{\parallel} =$	6.81	[MPa]	Tangent stress		
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$			$ -26.76  < 259.20$	verified	(0.10)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$54.81 < 360.00$	verified	(0.15)

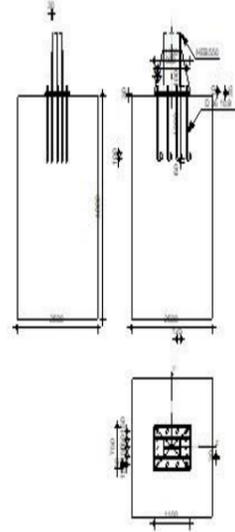
## REMARKS

Diagonal angle is too large. 100.2 [Deg] > 90.0 [Deg]

**Connection conforms to the code** Ratio 0.56

**Fixed column base design**

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio  
0.99**GENERAL**Connection no.: 5  
Connection name: Fixed column base**GEOMETRY****COLUMN**

Section: HEB 550

$L_c = 10.00$  [m] Column length  
 $\alpha = 0.0$  [Deg] Inclination angle  
 $h_c = 550$  [mm] Height of column section  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Width of column section  
 $t_{wc} = 15$  [mm] Thickness of the web of column section  
 $t_{fc} = 29$  [mm] Thickness of the flange of column section  
 $r_c = 27$  [mm] Radius of column section fillet  
 $A_c = 254.06$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a column  
 $I_{yc} = 136691.00$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the column section

Material: S 275

$f_{yc} = 275.00$  [MPa] Resistance  
 $f_{uc} = 430.00$  [MPa] Yield strength of a material

**COLUMN BASE**

$l_{pd} = 1100$  [mm] Length  
 $b_{pd} = 750$  [mm] Width  
 $t_{pd} = 35$  [mm] Thickness

Material: S 275

$f_{ypd} = 275.00$  [MPa] Resistance  
 $f_{upd} = 430.00$  [MPa] Yield strength of a material

**ANCHORAGE**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = 10.9 Anchor class  
 $f_{yb} = 900.00$  [MPa] Yield strength of the anchor material  
 $f_{ub} = 1000.00$  [MPa] Tensile strength of the anchor material  
 $d = 36$  [mm] Bolt diameter  
 $A_s = 8.17$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt  
 $A_v = 10.18$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section  
 $n_H = 4$  Number of bolt columns  
 $n_V = 5$  Number of bolt rows  
 Horizontal spacing  $e_{Hi} = 300; 300$  [mm]  
 Vertical spacing  $e_{Vi} = 150; 150$  [mm]

**Anchor dimensions**

$L_1 = 100$  [mm]  
 $L_2 = 1200$  [mm]  
 $L_3 = 120$  [mm]  
 $L_4 = 100$  [mm]

**Washer**

$l_{wd} = 60$  [mm] Length  
 $b_{wd} = 60$  [mm] Width  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Thickness

**STIFFENER**

$l_s = 1100$  [mm] Length  
 $h_s = 750$  [mm] Height  
 $t_s = 30$  [mm] Thickness  
 $d_1 = 20$  [mm] Cut  
 $d_2 = 20$  [mm] Cut

**MATERIAL FACTORS**

$\gamma_{M0} = 1.00$  Partial safety factor  
 $\gamma_{M2} = 1.25$  Partial safety factor  
 $\gamma_C = 1.50$  Partial safety factor

**SPREAD FOOTING**

$L = 2500$  [mm] Spread footing length  
 $B = 2500$  [mm] Spread footing width  
 $H = 4000$  [mm] Spread footing height

**Concrete**

Class C35/45

$f_{ck} = 35.00$  [MPa] Characteristic resistance for compression

**Grout layer**

$t_g = 30$  [mm] Thickness of leveling layer (grout)  
 $f_{ck,g} = 12.00$  [MPa] Characteristic resistance for compression  
 $C_{f,d} = 0.30$  Coeff. of friction between the base plate and concrete

**WELDS**

$a_p = 11$  [mm] Footing plate of the column base  
 $a_s = 4$  [mm] Stiffeners

**LOADS**

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} =$	104.34	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y} =$	0.41	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z} =$	-107.54	[kN]	Shear force
$M_{j,Ed,y} =$	209.28	[kN*m]	Bending moment
$M_{j,Ed,z} =$	-0.08	[kN*m]	Bending moment

## RESULTS

### COMPRESSION ZONE

#### COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} =$	23.33	[MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	40.62	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	53	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	134	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	405	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	543.55	[cm <sup>2</sup> ]	Area of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	4891.98	[cm <sup>2</sup> ]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	3804.88	[kN]	Bearing resistance of concrete	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0.67		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	46.67	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y} =$	1225.29	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	1486.74	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,y} =$	5718.02	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	6938.13	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]

#### COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$CL =$	1.00		Section class	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	23740.85	[cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	6528.73	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	696	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	9380.76	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	12231.16	[cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	3363.57	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	330	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	10192.63	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

#### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	5718.02	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{c,Rd,z} =$	6938.13	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]

### TENSION ZONE

#### STEEL FAILURE

$A_b =$	8.17	[cm <sup>2</sup> ]	Effective anchor area	[Table 3.4]
$f_{ub} =$	1000.00	[MPa]	Tensile strength of the anchor material	[Table 3.4]
$\beta =$	0.85		Reduction factor of anchor resistance	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	500.00	[kN]	Anchor resistance to steel failure	[Table 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1.20		Partial safety factor	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	900.00	[MPa]	Yield strength of the anchor material	CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$				
$F_{t,Rd,s2} =$	612.75	[kN]	Anchor resistance to steel failure	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	500.00	[kN]	Anchor resistance to steel failure	

#### PULL-OUT FAILURE

$f_{ck} =$	35.00	[MPa]	Characteristic compressive strength of concrete	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$				
$f_{ctd} =$	1.50	[MPa]	Design tensile resistance	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 =$	1.00		Coeff. related to the quality of the bond conditions and concreting conditions	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 =$	0.96		Coeff. related to the bar diameter	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$				
$f_{bd} =$	3.24	[MPa]	Design value of the ultimate bond stress	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} =$	1170	[mm]	Effective anchorage depth	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$				
$F_{t,Rd,p} =$	428.15	[kN]	Design uplift capacity	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### CONCRETE CONE FAILURE

$h_{ef} =$	633	[mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	707.20	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} =$	1900	[mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} =$	950	[mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} =$	36100.00	[cm <sup>2</sup> ]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} =$	8750.00	[cm <sup>2</sup> ]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0.24		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.4]
$c =$	800	[mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.4]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	0.95		Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1.00$			Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N} =$	1.00		Shell spalling factor	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1.00$			Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2.16$			Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$				
$F_{t,Rd,c} =$	75.60	[kN]	Design anchor resistance to concrete cone failure	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### SPLITTING FAILURE

$h_{ef} =$	1170	[mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	1775.72	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} =$	2340	[mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} =$	1170	[mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	54756.00	[cm <sup>2</sup> ]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	9850.00	[cm <sup>2</sup> ]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0.18		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.5]
$c =$	800	[mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.5]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	0.91		Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1.00$			Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N} =$	1.00		Shell spalling factor	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1.00$			Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h / (2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$				
$\psi_{h,N} =$	1.20		Coeff. related to the foundation height	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2.16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$				

$F_{t,Rd,sp} = 160.63$  [kN] Design anchor resistance to splitting of concrete

**TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 75.60$  [kN] Tensile resistance of an anchor

**BENDING OF THE BASE PLATE**

**Bending moment  $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} = 550$  [mm] Effective length for a single bolt row for mode 1

$l_{eff,2} = 550$  [mm] Effective length for a single bolt row for mode 2

$m = 138$  [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge

$M_{pl,1,Rd} = 46.34$  [kN\*m] Plastic resistance of a plate for mode 1

$M_{pl,2,Rd} = 46.34$  [kN\*m] Plastic resistance of a plate for mode 2

$F_{T,1,Rd} = 1347.50$  [kN] Resistance of a plate for mode 1

$F_{T,2,Rd} = 509.44$  [kN] Resistance of a plate for mode 2

$F_{T,3,Rd} = 377.99$  [kN] Resistance of a plate for mode 3

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 377.99$  [kN] Tension resistance of a plate

**Bending moment  $M_{j,Ed,z}$**

$l_{eff,1} = 412$  [mm] Effective length for a single bolt row for mode 1

$l_{eff,2} = 412$  [mm] Effective length for a single bolt row for mode 2

$m = 108$  [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge

$M_{pl,1,Rd} = 34.70$  [kN\*m] Plastic resistance of a plate for mode 1

$M_{pl,2,Rd} = 34.70$  [kN\*m] Plastic resistance of a plate for mode 2

$F_{T,1,Rd} = 1290.39$  [kN] Resistance of a plate for mode 1

$F_{T,2,Rd} = 504.36$  [kN] Resistance of a plate for mode 2

$F_{T,3,Rd} = 302.40$  [kN] Resistance of a plate for mode 3

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z} = 302.40$  [kN] Tension resistance of a plate

**RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE**

$N_{j,Rd} = 1058.39$  [kN] Resistance of a spread footing for axial tension

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 377.99$  [kN] Resistance of a column base in the tension zone

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z} = 302.40$  [kN] Resistance of a column base in the tension zone

**CONNECTION CAPACITY CHECK**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0.10 < 1.00$  **verified** (0.10)

$e_y = 2006$  [mm] Axial force eccentricity [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 348$  [mm] Lever arm  $F_{C,Rd,y}$  [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 450$  [mm] Lever arm  $F_{T,Rd,y}$  [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 257.04$  [kN\*m] Connection resistance for bending [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0.81 < 1.00$  **verified** (0.81)

$e_z = 1$  [mm] Axial force eccentricity [6.2.8.3]

$z_{c,z} = 165$  [mm] Lever arm  $F_{C,Rd,z}$  [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,z} = 300$  [mm] Lever arm  $F_{T,Rd,z}$  [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,z} = 0.46$  [kN\*m] Connection resistance for bending [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0.17 < 1.00$  **verified** (0.17)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0.99 < 1.00$  **verified** (0.99)

**SHEAR**

**BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE**

**Shear force  $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 0.66$  Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0.66$  Coeff. for resistance calculation  $F_{1,vb,Rd}$  [Table 3.4]

$k_{1,y} = 2.50$  Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$

CEB [9.2.5]

$F_{1,vb,Rd,y} = 712.89$  [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

**Shear force  $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 0.88$  Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0.88$  Coeff. for resistance calculation  $F_{1,vb,Rd}$  [Table 3.4]

$k_{1,z} = 2.50$  Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z} = 950.53$  [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

**SHEAR OF AN ANCHOR BOLT**

$\alpha_b = 0.25$  Coeff. for resistance calculation  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 10.18$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000.00$  [MPa] Tensile strength of the anchor material [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1.25$  Partial safety factor [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd} = 201.95$  [kN] Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2.00$  Factor related to the fastening of an anchor in the foundation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 5.51$  [kN\*m] Characteristic bending resistance of an anchor CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 66$  [mm] Lever arm length CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1.20$  Partial safety factor CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M M_{Rk,s} / (l_{sm} \gamma_{Ms})$

$F_{v,Rd,sm} = 140.09$  [kN] Shear resistance of a bolt - with lever arm CEB [9.3.1]

**CONCRETE PRY-OUT FAILURE**

$N_{Rk,c} = 163.29$  [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.4]

$k_3 = 2.00$  Factor related to the anchor length CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2.16$  Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp} = 151.20$  [kN] Concrete resistance for pry-out failure CEB [9.3.1]

**CONCRETE EDGE FAILURE**

**Shear force  $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0 = 1285.79$  [kN] Characteristic resistance of an anchor CEB [9.3.4]

$\psi_{A,V,y} = 0.56$  Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1.00$  Factor related to the foundation thickness CEB [9.3.4]

$\psi_{s,V,y} = 0.87$  Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction CEB [9.3.4]

$\psi_{ec,V,y} = 1.00$  Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group CEB [9.3.4]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1.00$  Factor related to the angle at which the shear load is applied CEB [9.3.4]

$\psi_{ucr,V,y} = 1.00$  Factor related to the type of edge reinforcement used CEB [9.3.4]

$\gamma_{Mc} = 2.16$  Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \psi_{A,V,y} \psi_{h,V,y} \psi_{s,V,y} \psi_{ec,V,y} \psi_{\alpha,V,y} \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y} = 290.22$  [kN] Concrete resistance for edge failure CEB [9.3.1]

**Shear force  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z}^0 = 993.62$  [kN] Characteristic resistance of an anchor CEB [9.3.4.(1)]

$\psi_{A,V,z} = 0.79$  Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.3.4.(1)]

$\psi_{h,V,z} = 1.00$  Factor related to the foundation thickness CEB [9.3.4.(1)]

$\psi_{s,V,z} = 0.94$  Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction CEB [9.3.4.(1)]

$\psi_{ec,V,z} = 1.00$  Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group CEB [9.3.4.(1)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1.00$  Factor related to the angle at which the shear load is applied CEB [9.3.4.(1)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1.00$  Factor related to the type of edge reinforcement used CEB [9.3.4.(1)]

$\gamma_{Mc} = 2.16$  Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \psi_{A,V,z} \psi_{h,V,z} \psi_{s,V,z} \psi_{ec,V,z} \psi_{\alpha,V,z} \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z} = 341.41$  [kN] Concrete resistance for edge failure CEB [9.3.1]

**SPLITTING RESISTANCE**

$C_{f,d} = 0.30$  Coeff. of friction between the base plate and concrete [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 0.00$  [kN] Compressive force [6.2.2.(6)]

$F_{t,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$

$F_{t,Rd} = 0.00$  [kN] Slip resistance [6.2.2.(6)]

**SHEAR CHECK**

$V_{j,Rd,y} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{t,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 1961.32$ [kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0.00 < 1.00$	verified (0.00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 1961.32$ [kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.05 < 1.00$	verified (0.05)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.06 < 1.00$	verified (0.06)

### STIFFENER CHECK

#### Trapezoid plate parallel to the column web

$M_1 = 27.42$ [kN*m]	Bending moment acting on a stiffener	
$Q_1 = 156.69$ [kN]	Shear force acting on a stiffener	
$z_s = 258$ [mm]	Location of the neutral axis (from the plate base)	
$I_s = 239585.68$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of a stiffener	
$\sigma_d = 2.56$ [MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 6.03$ [MPa]	Normal stress in upper fibers	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 6.96$ [MPa]	Tangent stress in a stiffener	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 12.33$ [MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0.04 < 1.00$	verified (0.04)

### WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} = 16.53$ [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 16.53$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0.03$ [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -3.78$ [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0.85$	Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0.05 < 1.00$	verified (0.05)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0.08 < 1.00$	verified (0.08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0.07 < 1.00$	verified (0.07)

### VERTICAL WELDS OF STIFFENERS

#### Trapezoid plate parallel to the column web

$\sigma_{\perp} = 0.00$ [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 0.00$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 26.12$ [MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 0.00$ [MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0.85$	Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0.11 < 1.00$	verified (0.11)

### TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS

#### Trapezoid plate parallel to the column web

$\sigma_{\perp} = 50.36$ [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 50.36$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 27.94$ [MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 111.74$ [MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0.85$	Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0.28 < 1.00$	verified (0.28)

### CONNECTION STIFFNESS

#### Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 134$ [mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 405$ [mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,y} = 30$ [mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]

$l_{eff} = 550$ [mm]	Effective length for a single bolt row for mode 2	[6.2.6.5]
$m = 138$ [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} = 8$ [mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b = 381$ [mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,y} = 3$ [mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0.50$	Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 149740.15$ [kN*m]	Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
$S_{j,rig,y} = 861153.30$ [kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGID	[5.2.2.5.(2)]
<b>Bending moment <math>M_{j,Ed,z}</math></b>		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 49$ [mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$l_{eff} = 412$ [mm]	Effective length for a single bolt row for mode 2	[6.2.6.5]
$m = 108$ [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 12$ [mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b = 381$ [mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,z} = 1.61$	Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 100980.25$ [kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 82384.47$ [kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGID	[5.2.2.5.(2)]

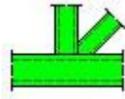
### WEAKEST COMPONENT:

FOUNDATION - CONCRETE CONE PULL-OUT FAILURE

### REMARKS

Anchor curvature radius is too small. 60 [mm] < 108 [mm]  
 Segment L4 of the hook anchor is too short. 100 [mm] < 180 [mm]  
 Insufficient distance between anchor bolt and stiffener. 0 [mm] < 54 [mm]

**Connection conforms to the code** Ratio 0.99



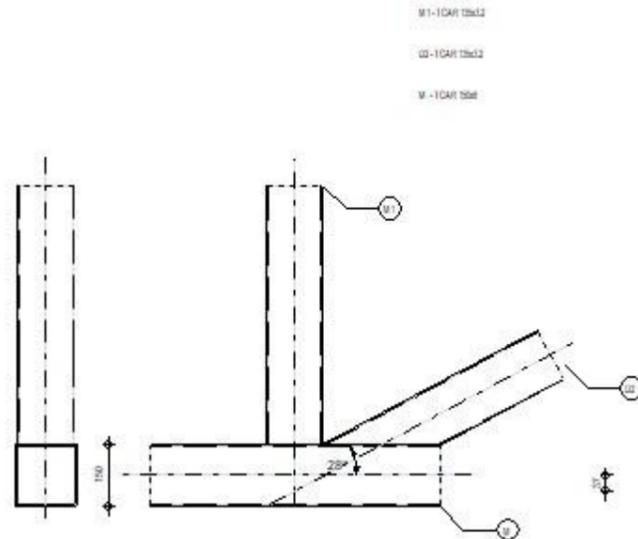
Robot Structural Analysis Professional 2024

## Design of truss node connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio  
0.69



### GENERAL

Connection no.: 5  
 Connection name: Tube  
 Structure node: 22  
 Structure members: 163, 166, 186

### GEOMETRY

### MEMBERS

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Member no.:	163		166	186	
Section:	TCAR 150x6		TCAR 135x3.2	TCAR 135x3.2	
h	150		135	135	mm
b <sub>f</sub>	150		135	135	mm
t <sub>w</sub>	6		3	3	mm
t <sub>f</sub>	6		3	3	mm
r	14		7	7	mm
Material:	Steel		Steel	Steel	
f <sub>y</sub>	235.00		235.00	235.00	MPa
f <sub>u</sub>	360.00		360.00	360.00	MPa
Angle	θ	0.0	27.9	90.0	Deg
Length	l	40000	2264	700	mm

### OFFSET

e<sub>0</sub> = 37 [mm] Offset

### SPACINGS

g<sub>2</sub> = 0 [mm] Spacing of 2nd diagonal

### WELDS

a<sub>d</sub> = 5 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

### LOADS

Case: 12: ULS /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

### CHORD

N<sub>01,Ed</sub> = 0.00 [kN] Axial force  
 M<sub>01,Ed</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment  
 N<sub>02,Ed</sub> = 312.92 [kN] Axial force  
 M<sub>02,Ed</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

### DIAGONAL 2

N<sub>2</sub> = -354.24 [kN] Axial force  
 M<sub>2</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

### POST

N<sub>3</sub> = -12.66 [kN] Axial force  
 M<sub>3</sub> = 0.00 [kN\*m] Bending moment

### RESULTS

#### CONSIDER NON-AXIAL CONNECTION OF MEMBERS IN THE NODE

M<sub>0</sub> = -11.63 [kN\*m] Additional moment from eccentric connection of members M<sub>0</sub> = (N<sub>02</sub>-N<sub>01</sub>) \* e<sub>0</sub>  
 ΣE<sub>i</sub>J<sub>i</sub>/L<sub>i</sub> = 2096176.48 [kN\*m] Overall connection stiffness  
 ΔM<sub>01</sub> = -0.66 [kN\*m] Additional moment in the chord  
 ΔM<sub>02</sub> = -0.66 [kN\*m] Additional moment in the chord  
 ΔM<sub>2</sub> = -2.43 [kN\*m] Additional moment in the diagonal  
 ΔM<sub>3</sub> = -7.87 [kN\*m] Additional moment in the diagonal

#### CAPACITY VERIFICATION EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005

γ<sub>M5</sub> = 1.00 Partial safety factor [Table 2.1]

FAILURE MODES FOR JOINTS (RHS CHORD MEMBERS) [Table 7.12] for N<sub>i,Rd</sub> and [Table 7.14] for M<sub>i,Rd</sub>

#### GEOMETRICAL PARAMETERS

β = 0.90 Coefficient taking account of geometry of connection members β = (b<sub>2</sub>+b<sub>3</sub>)/(2\*b<sub>0</sub>) [1.5 (6)]  
 γ = 12.50 Coefficient taking account of geometry of the chord γ = b<sub>0</sub>/(2\*t<sub>0</sub>) [1.5 (6)]  
 n = 0.40 Coefficient taking account of stresses in the chord n<sub>0</sub> = σ<sub>0,Ed</sub>/f<sub>y0</sub>  
 k<sub>n</sub> = 1.00 Coefficient taking account of stresses in the chord k<sub>n</sub> = 1.0

#### TUBE CHORD FACE FAILURE

#### DIAGONAL 2

N<sub>2,Rd</sub> = 511.61 [kN] Compression capacity N<sub>2,Rd</sub> = 8.9\*k<sub>n</sub>\*f<sub>y0</sub>\*t<sub>0</sub><sup>2</sup>\*√γ/sin(θ<sub>2</sub>) \* β

$ N_2  \leq N_{2,Rd}$	$ -354.24  < 511.61$	verified	(0.69)
-----------------------	----------------------	----------	--------

### POST

$N_{3,Rd} = 239.58$ [kN]	Compression capacity	$N_{3,Rd} = 8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} / \sin(\theta_3) \cdot \beta$	
$ N_3  \leq N_{3,Rd}$	$ -12.66  < 239.58$	verified	(0.05)

### CHORD PUNCHING

#### DIAGONAL 2

$b_{e,p} = 54$ [mm]	Effective width for punching shear	$b_{e,p} = (10 \cdot b_2) / (b_0 / t_0)$	
$N_{2,Rd} = 1330.82$ [kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} \cdot t_0 / (\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_2)) \cdot [2 \cdot h_2 / \sin(\theta_2) + b_2 + b_{e,p}] / \gamma_{M5}$	
$ N_2  \leq N_{2,Rd}$	$ -354.24  < 1330.82$	verified	(0.27)

### POST

$b_{e,p} = 54$ [mm]	Effective width for punching shear	$b_{e,p} = (10 \cdot b_3) / (b_0 / t_0)$	
$N_{3,Rd} = 373.66$ [kN]	Compression capacity	$N_{3,Rd} = f_{y0} \cdot t_0 / (\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_3)) \cdot [2 \cdot h_3 / \sin(\theta_3) + b_3 + b_{e,p}] / \gamma_{M5}$	
$ N_3  \leq N_{3,Rd}$	$ -12.66  < 373.66$	verified	(0.03)

### CHORD SHEAR

#### DIAGONAL 2

$A_v = 27.00$ [cm <sup>2</sup> ]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$	
$N_{2,Rd} = 782.26$ [kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} \cdot A_v / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_2)] / \gamma_{M5}$	
$ N_2  \leq N_{2,Rd}$	$ -354.24  < 782.26$	verified	(0.45)

### POST

$A_v = 27.00$ [cm <sup>2</sup> ]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$	
$N_{3,Rd} = 366.33$ [kN]	Compression capacity	$N_{3,Rd} = f_{y0} \cdot A_v / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_3)] / \gamma_{M5}$	
$ N_3  \leq N_{3,Rd}$	$ -12.66  < 366.33$	verified	(0.03)

### CHORD RESISTANCE

$V_{pl,Rd} = 366.33$ [kN]	Plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{y0}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	
$ V_{Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 165.89  < 366.33$	verified	(0.45)
$N_{0,Rd} = 717.23$ [kN]	Tension capacity	$N_{0,Rd} = [(A_0 - A_v) \cdot f_{y0} + A_v \cdot f_{y0} \cdot \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$	
$ N_{02}  \leq N_{0,Rd}$	$ 312.92  < 717.23$	verified	(0.44)

### CHORD SIDE WALL CRUSHING

#### DIAGONAL 2

$M_{2,Rd} = 19.19$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = 0.5 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot (h_2 + 5 \cdot t_0)^2 / \gamma_{M5}$	
$ M_2 + \Delta M_2  \leq M_{2,Rd}$	$ -2.43  < 19.19$	verified	(0.13)

### POST

$M_{3,Rd} = 19.19$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{3,Rd} = 0.5 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot (h_3 + 5 \cdot t_0)^2 / \gamma_{M5}$	
$ M_3 + \Delta M_3  \leq M_{3,Rd}$	$ -7.87  < 19.19$	verified	(0.41)

### VERIFICATION OF WELDS

#### DIAGONAL 2

$\beta_w = 0.80$	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Partial safety factor	[Table 2.1]

#### Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} = -27.71$ [MPa]	Normal stress in a weld		
$\tau_{\perp} = -27.71$ [MPa]	Perpendicular tangent stress		
$\tau_{\parallel} = -73.95$ [MPa]	Tangent stress		
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -27.71  < 259.20$	verified	(0.11)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$139.56 < 360.00$	verified	(0.39)

#### Transverse inner weld

$\sigma_{\perp} = -81.22$ [MPa]	Normal stress in a weld		
$\tau_{\perp} = -20.19$ [MPa]	Perpendicular tangent stress		
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress		
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -81.22  < 259.20$	verified	(0.31)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$88.43 < 360.00$	verified	(0.25)

#### Transverse outer weld

$\sigma_{\perp} = -20.19$ [MPa]	Normal stress in a weld		
$\tau_{\perp} = -81.22$ [MPa]	Perpendicular tangent stress		
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress		
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -20.19  < 259.20$	verified	(0.08)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$142.11 < 360.00$	verified	(0.39)

### POST

$\beta_w = 0.80$	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Partial safety factor	[Table 2.1]

#### Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} = -4.34$ [MPa]	Normal stress in a weld		
$\tau_{\perp} = -4.34$ [MPa]	Perpendicular tangent stress		
$\tau_{\parallel} = -0.00$ [MPa]	Tangent stress		
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -4.34  < 259.20$	verified	(0.02)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$8.68 < 360.00$	verified	(0.02)

#### Transverse inner weld

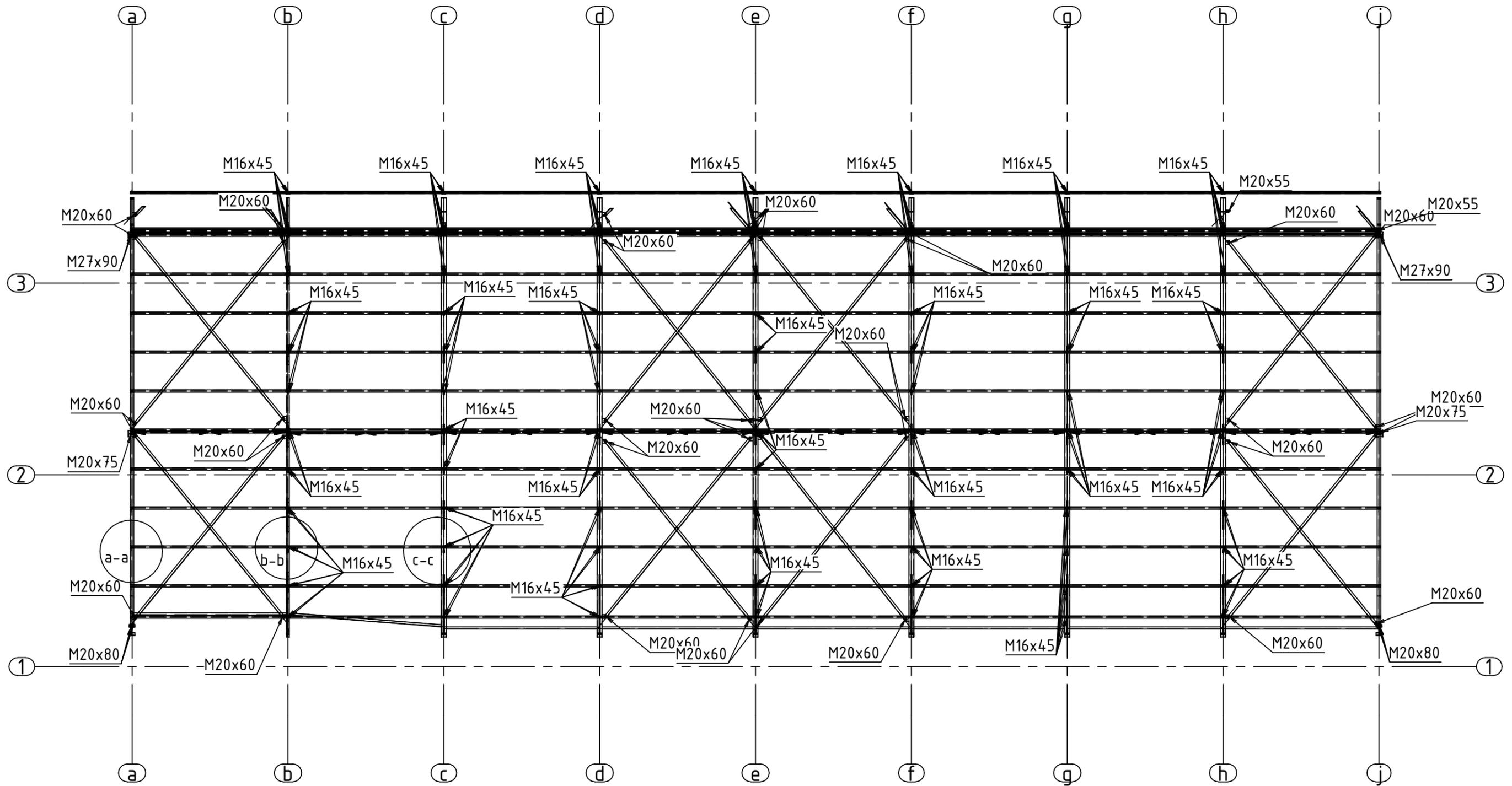
$\sigma_{\perp} = -6.87$ [MPa]	Normal stress in a weld		
$\tau_{\perp} = -6.87$ [MPa]	Perpendicular tangent stress		
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Tangent stress		
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -6.87  < 259.20$	verified	(0.03)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$13.75 < 360.00$	verified	(0.04)

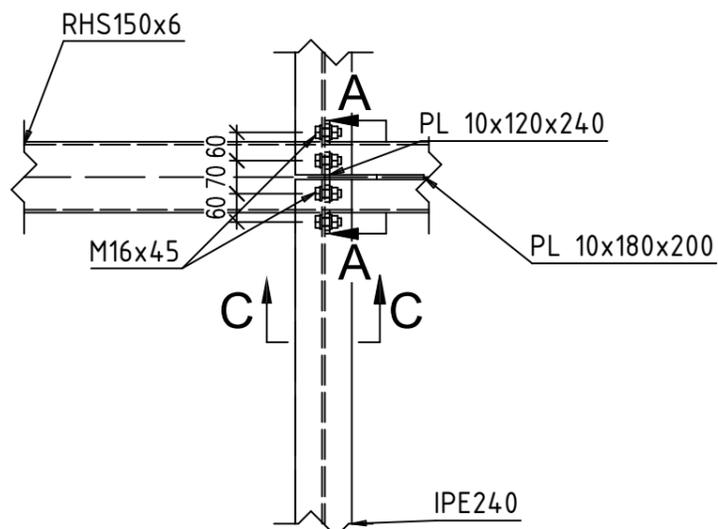
### REMARKS

Diagonal angle is too small.	27.9 [Deg] < 30.0 [Deg]
The distance of the diagonal to the post is too small	0 [mm] < 6 [mm]
The ratio of height to wall thickness for diagonal 2 is too large.	42.19 > 35.00
The ratio of width to wall thickness for diagonal 2 is too large.	42.19 > 35.00
The ratio of height to wall thickness for the post is too large.	42.19 > 35.00
The ratio of width to wall thickness for the post is too large.	42.19 > 35.00

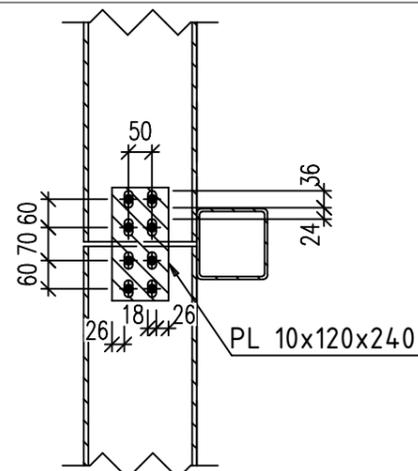
**Connection conforms to the code**

Ratio 0.69

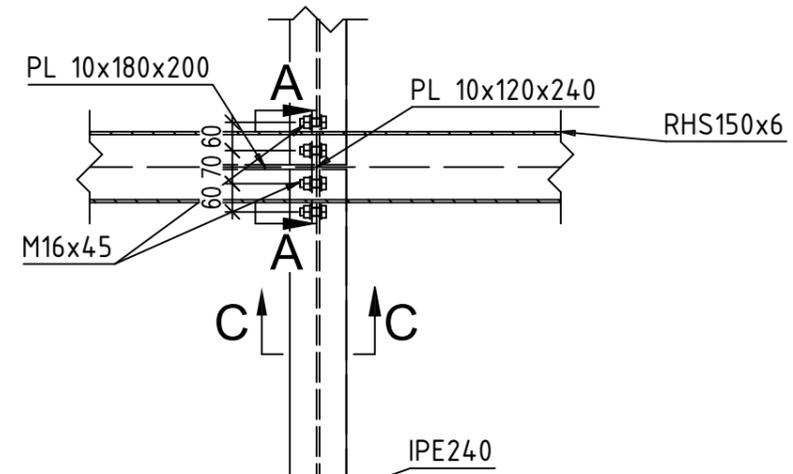




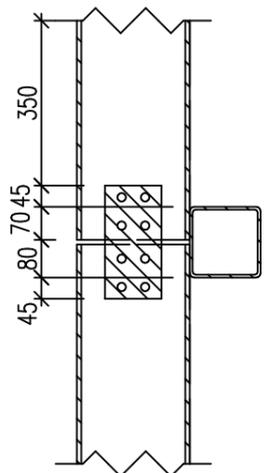
planta ligação madre b-b



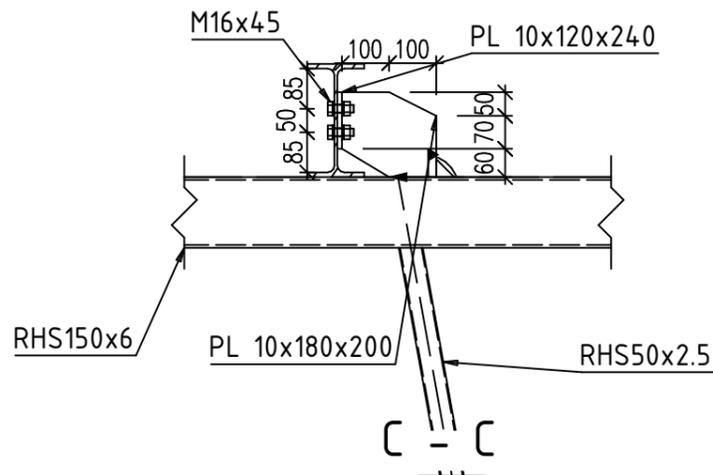
A - A



planta ligação madre c-c

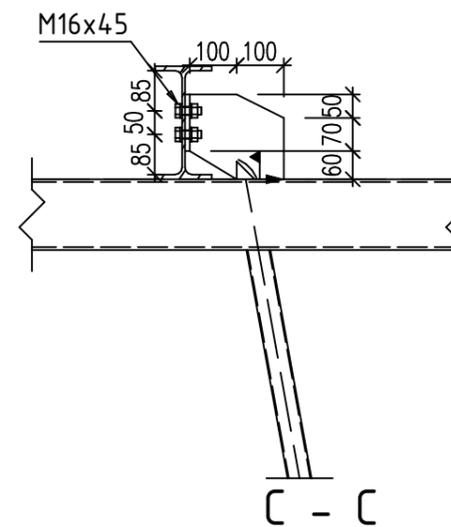


A - A



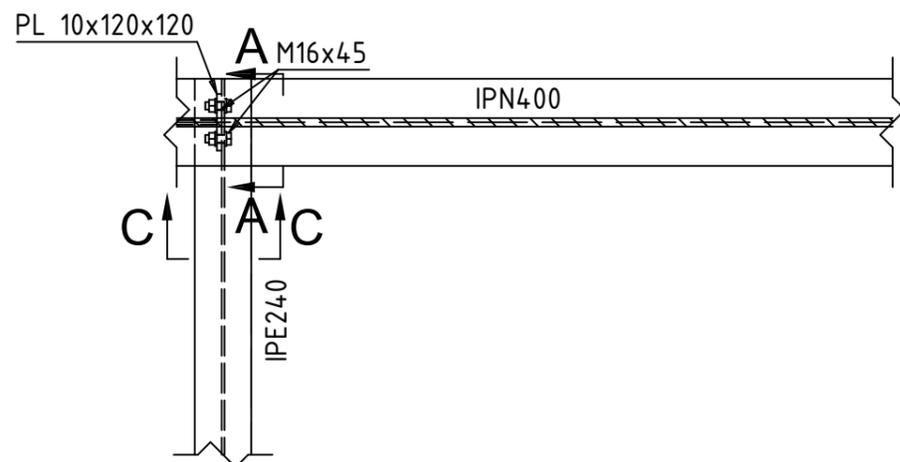
C - C

Escala 1/15

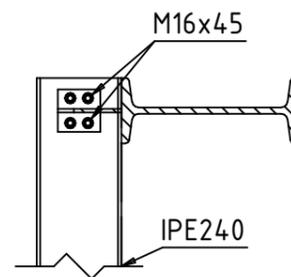


C - C

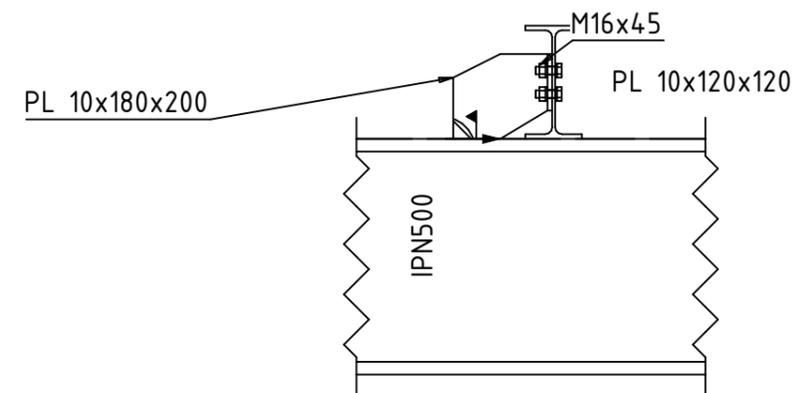
Escala 1/15



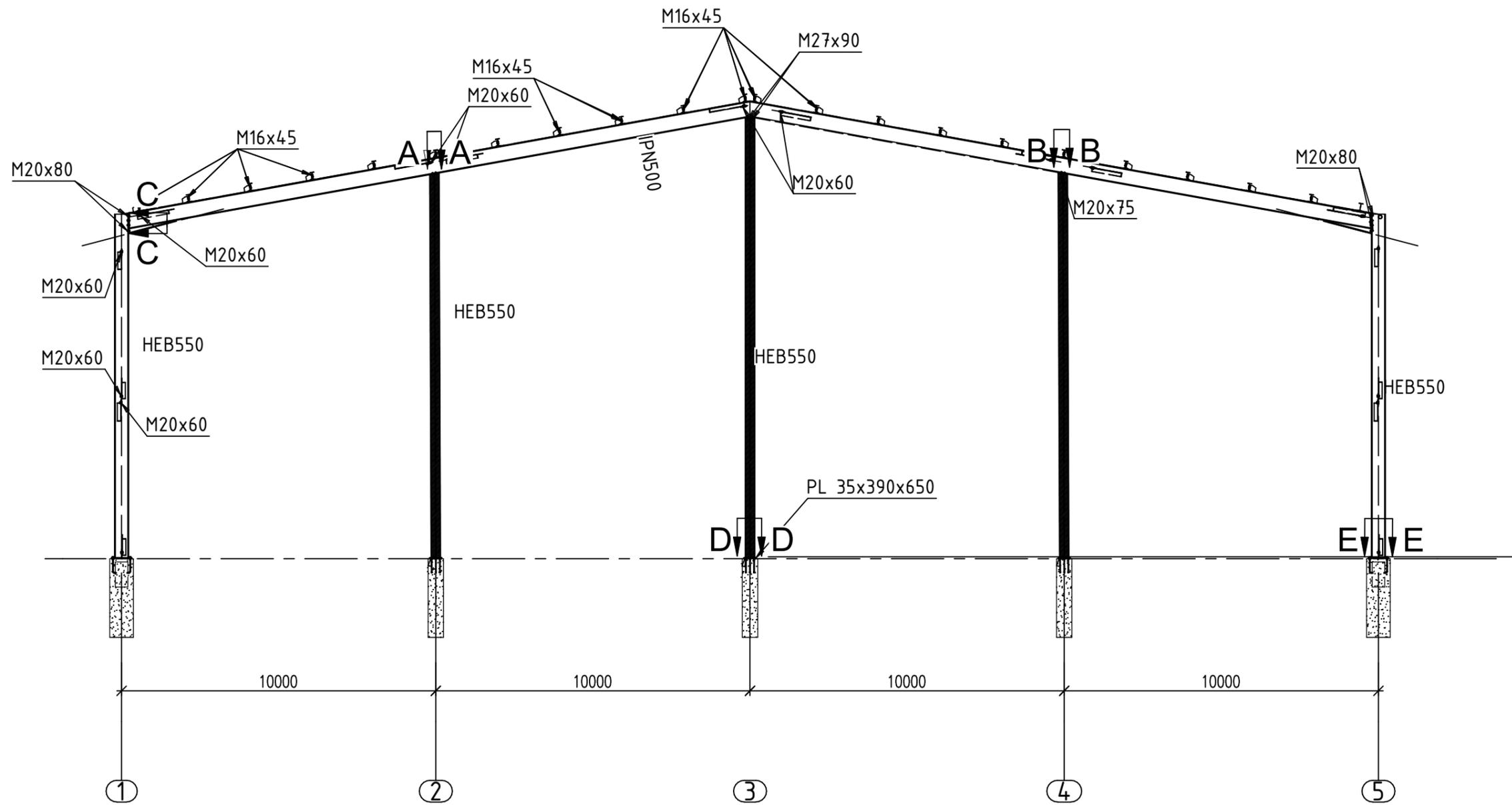
planta ligação madre a-a

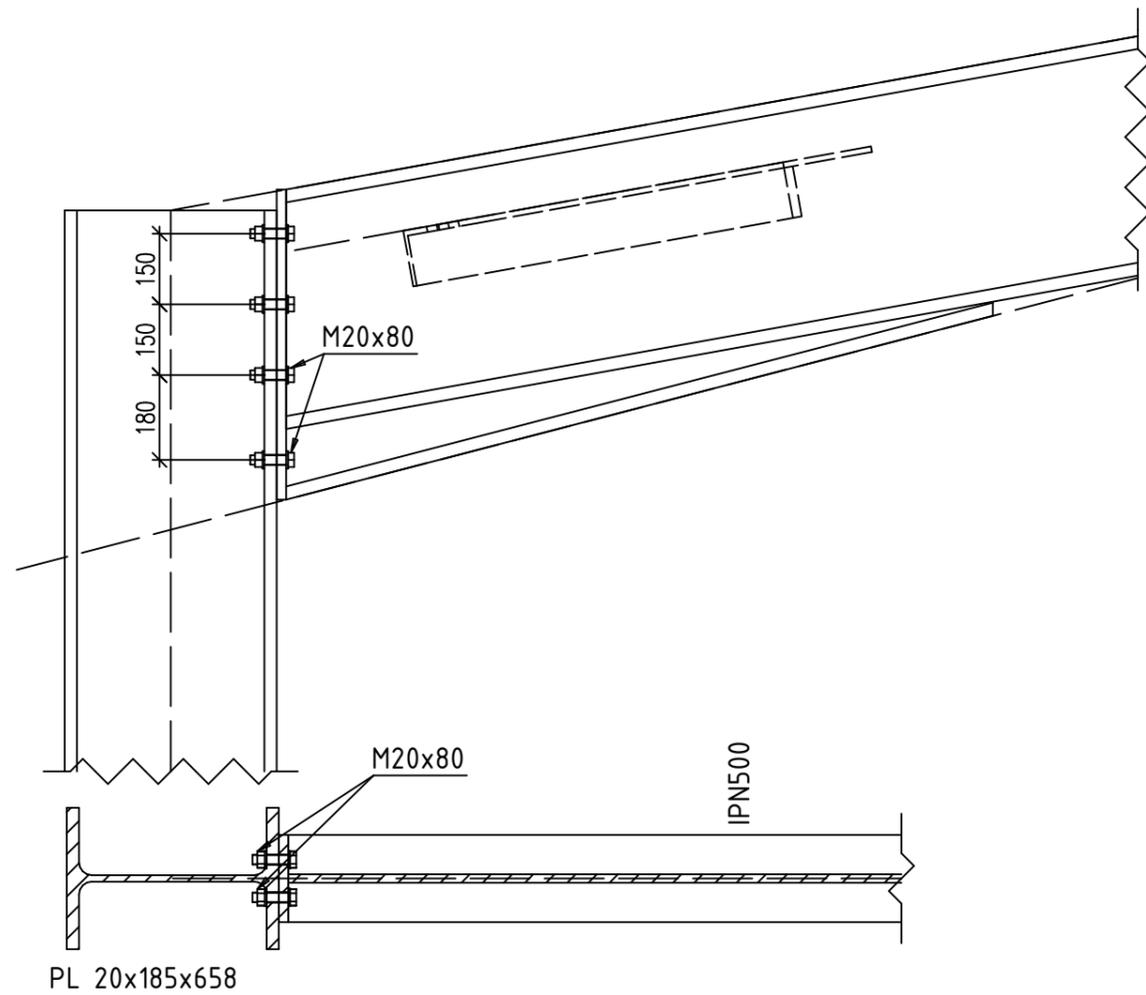


A - A

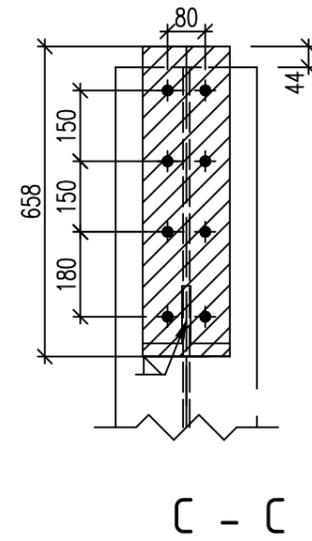


corte transversal ligação madre c-c



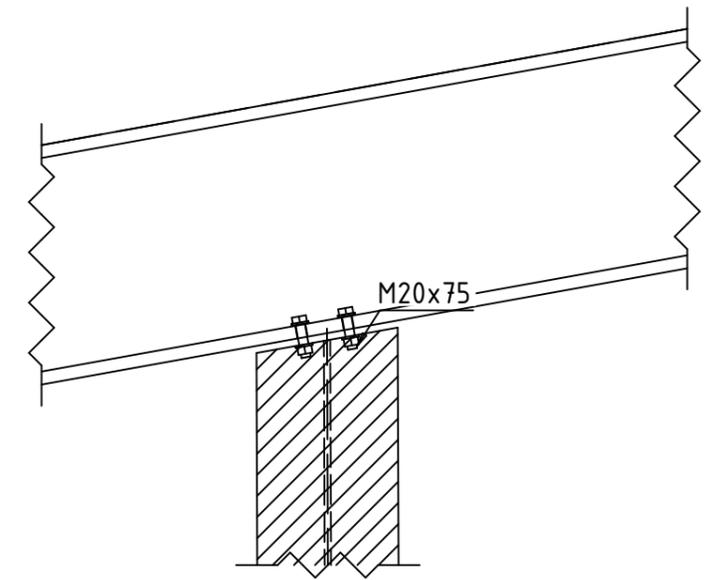


Vista em planta pilar lateral de empena

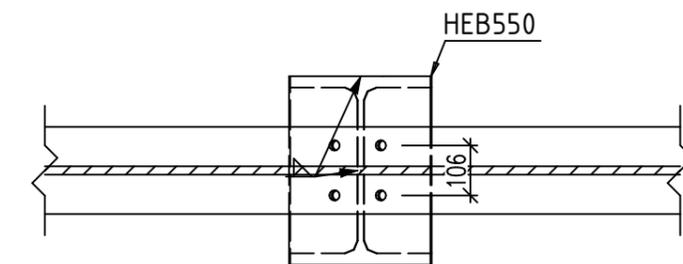


C - C

Escala 1/15

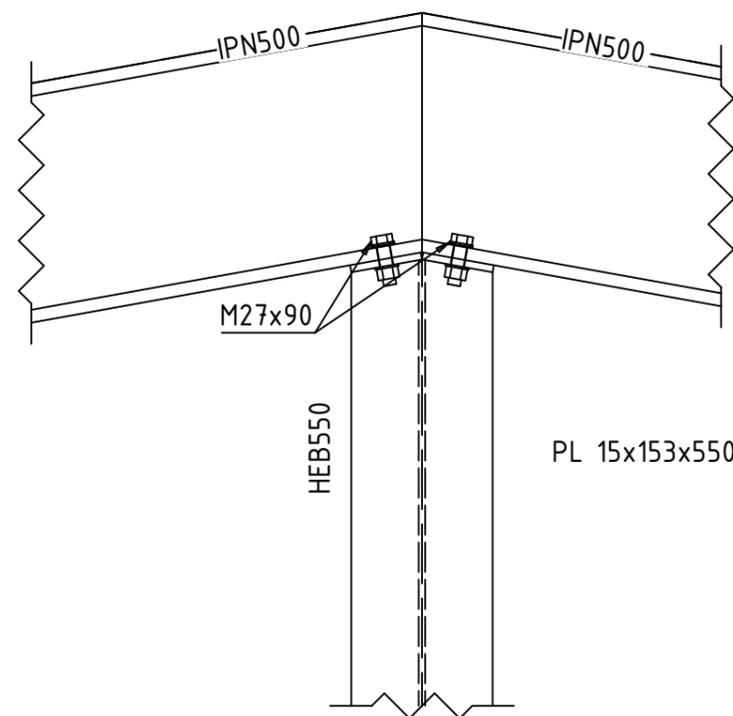


Corte transversal do pilar de empena

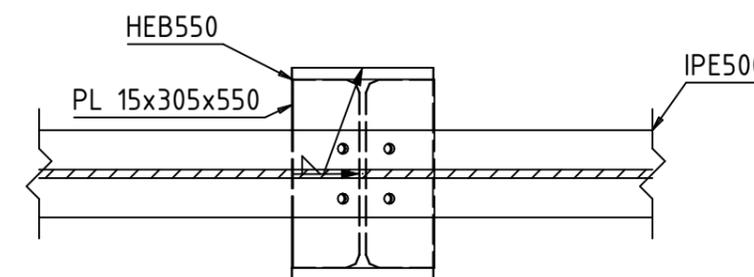


A - A

Escala 1/15



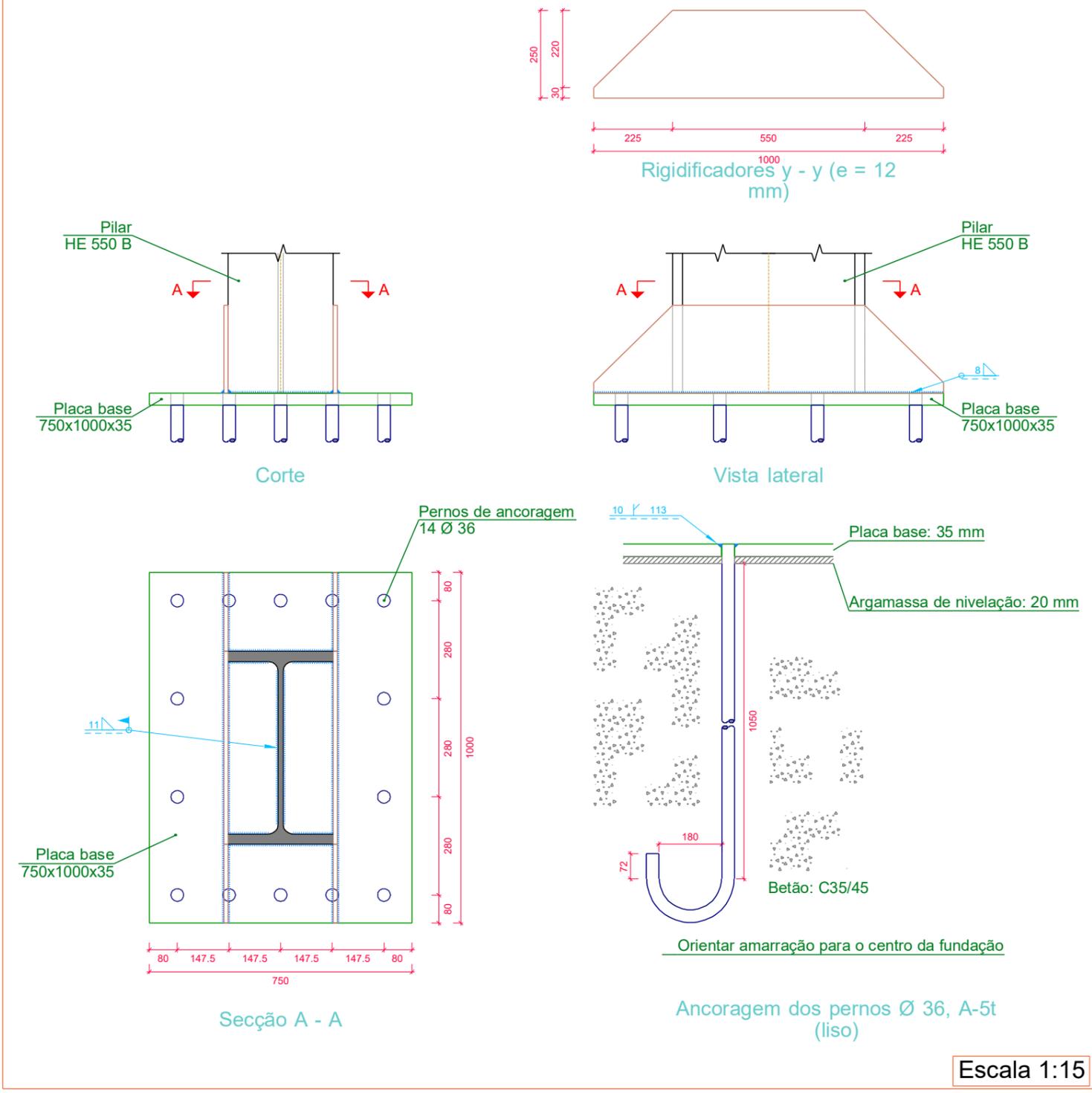
Corte transversal do pilar central de empena



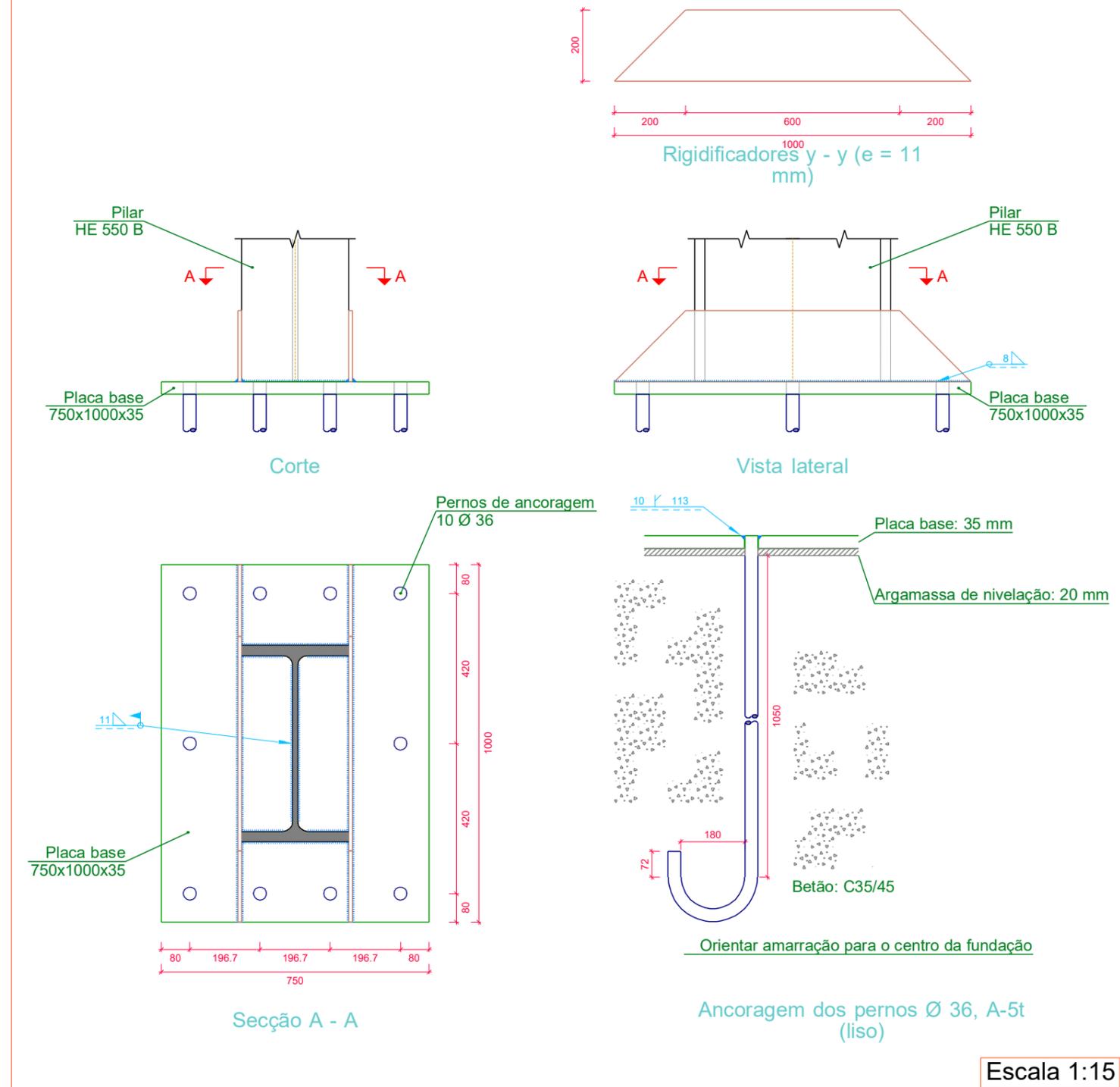
B - B

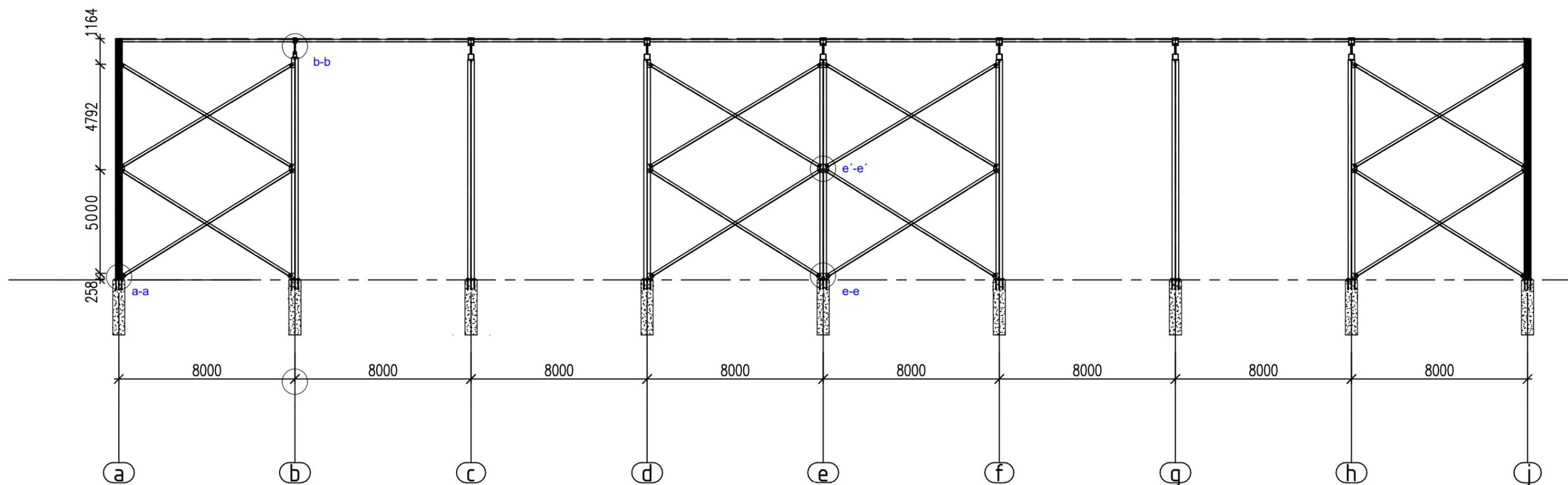
Escala 1/20

## Tipo Ligação Pilar-Chumbador Pórticos Principais

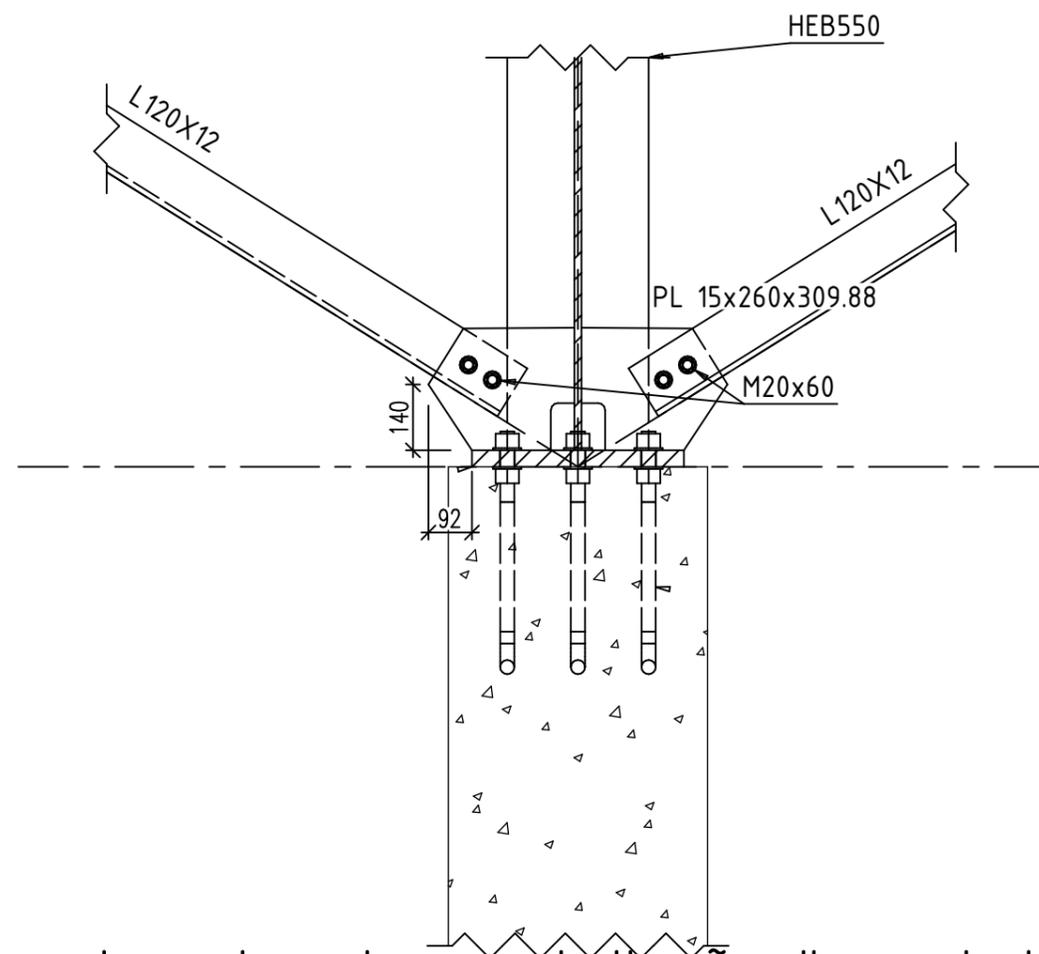


## Tipo Ligação Pilar-Chumbador Fachada de Empena

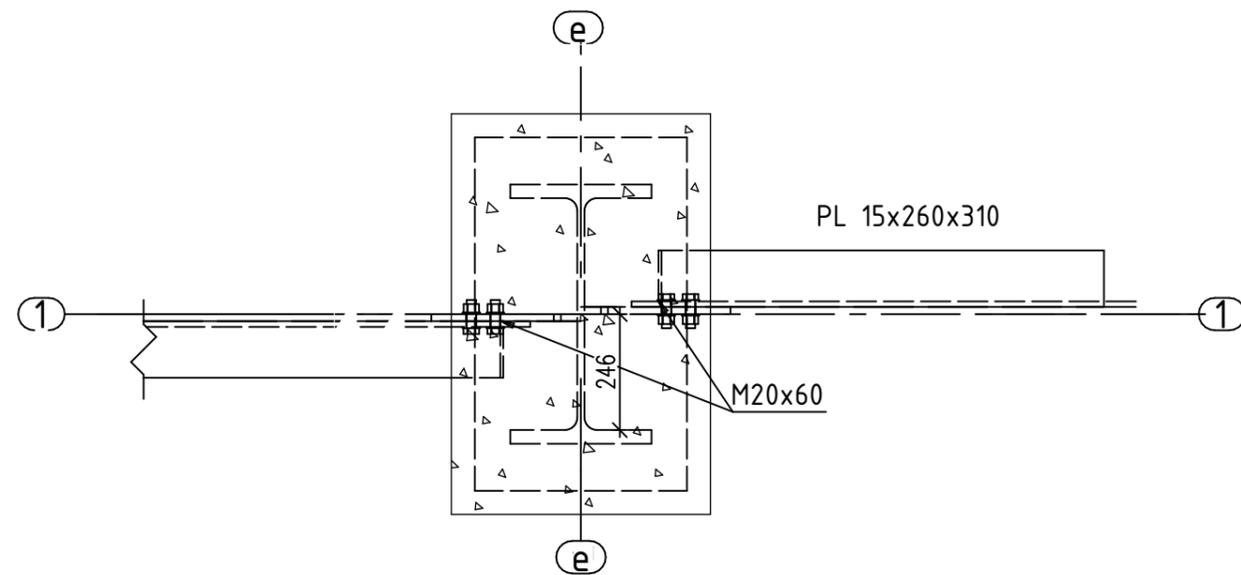




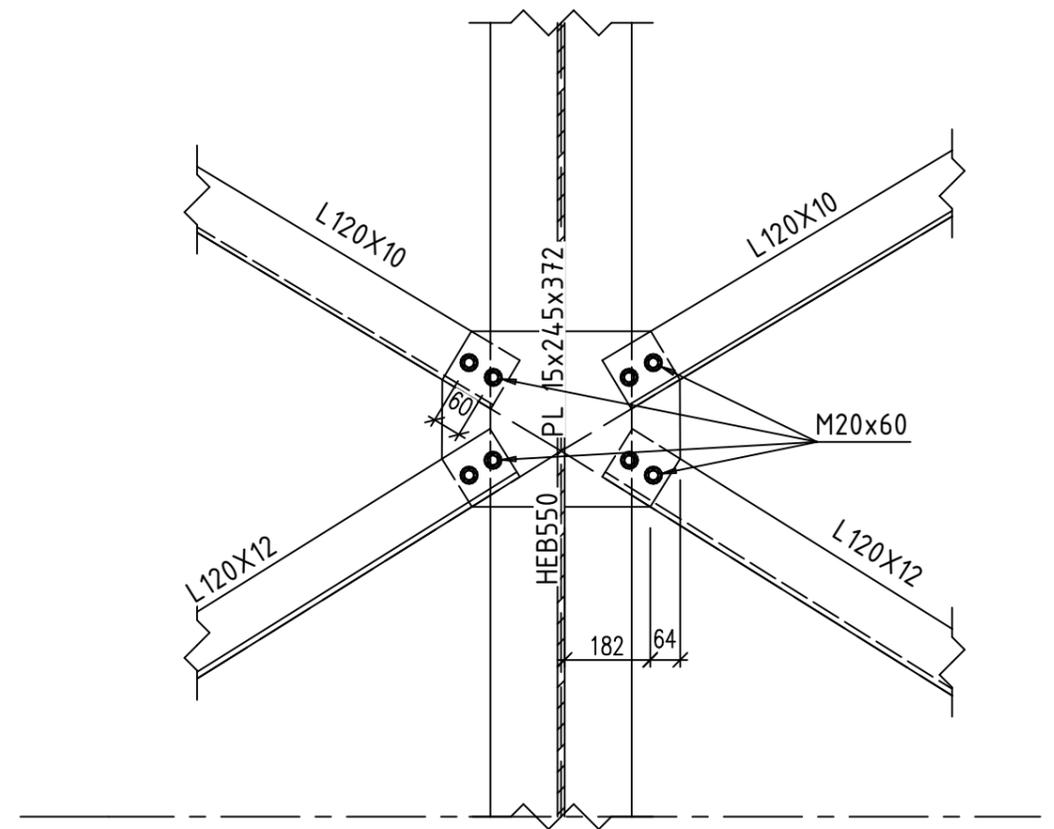
Fachada longitudinal



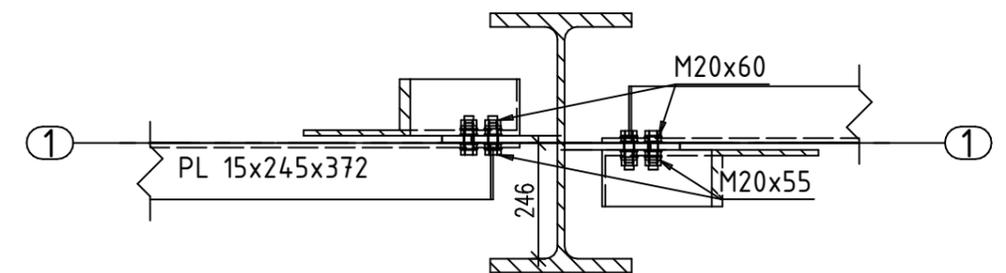
Corte contraventamento zona da ligação pilar central-chumbadouro e-e



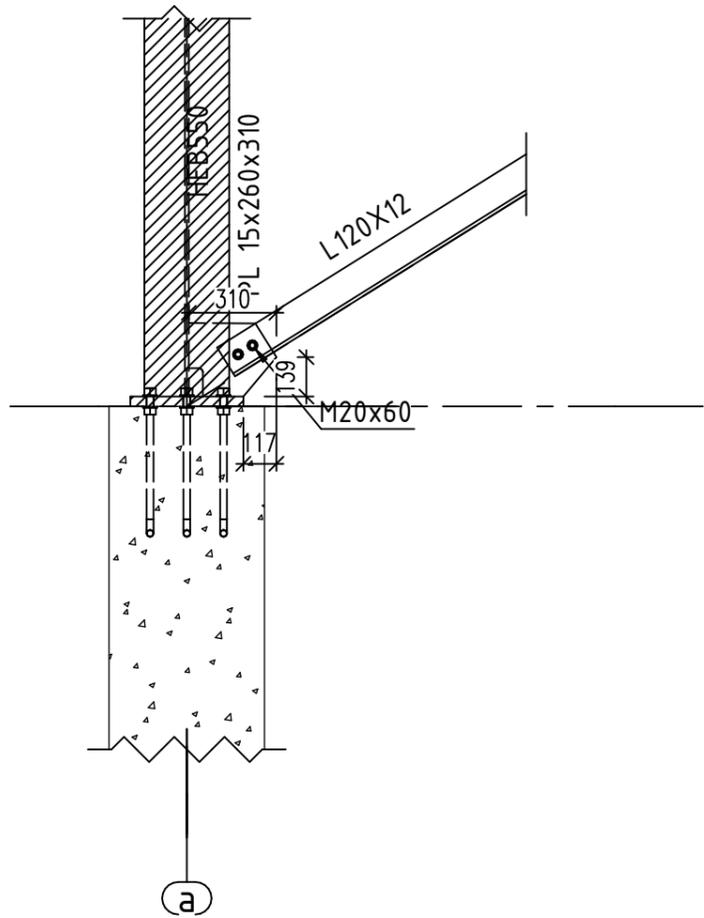
Planta contraventamento



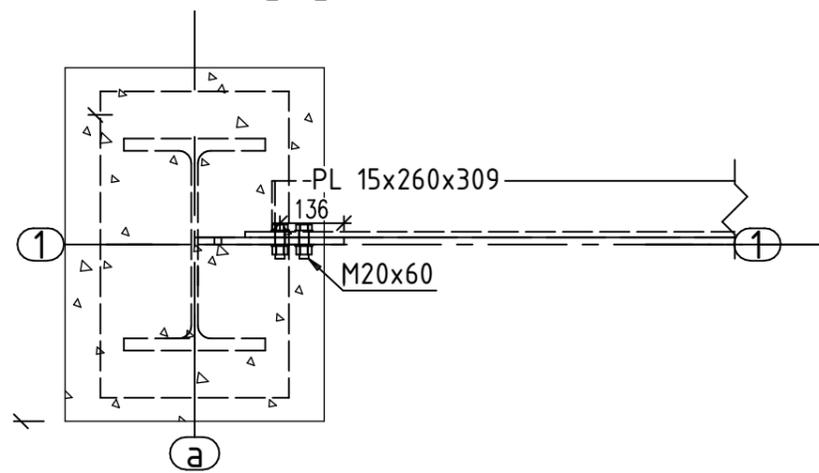
Corte contraventamento zona da ligação pilar central-chumbadouro e -e



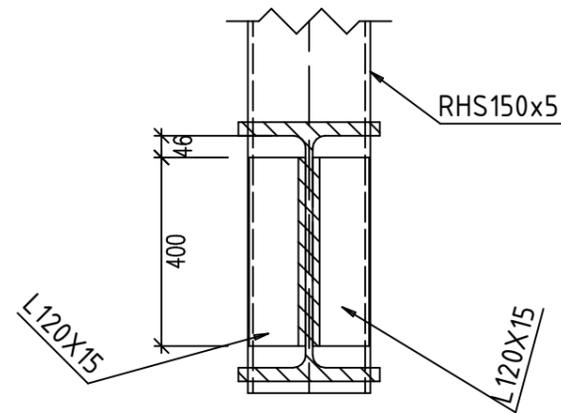
Planta contraventamento



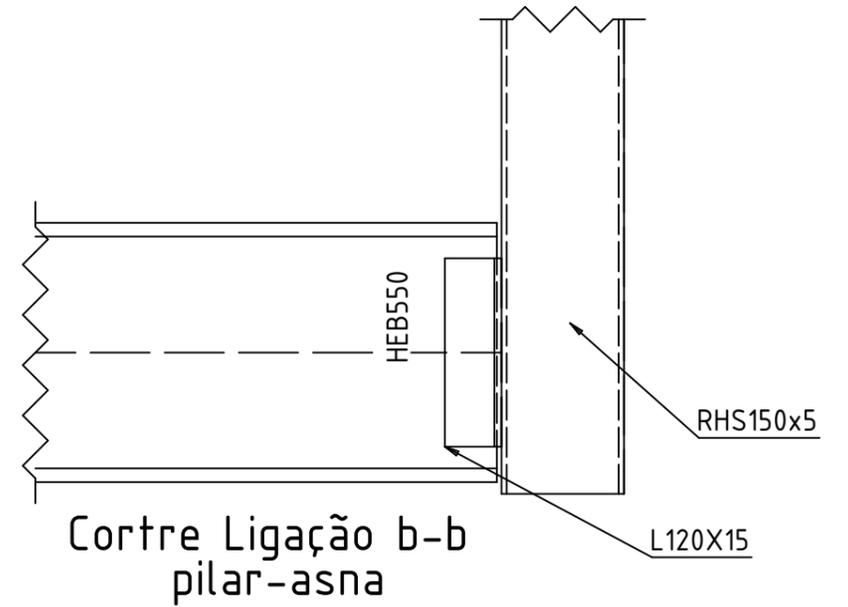
Corte contraventamento zona da ligação pilar central-chumbadouro  
a-a



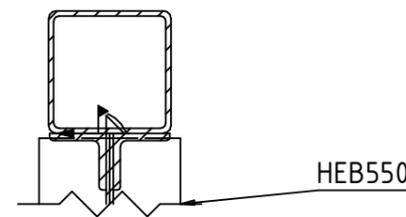
Planta contraventamento



Planta Ligação b-b, pilar-asna

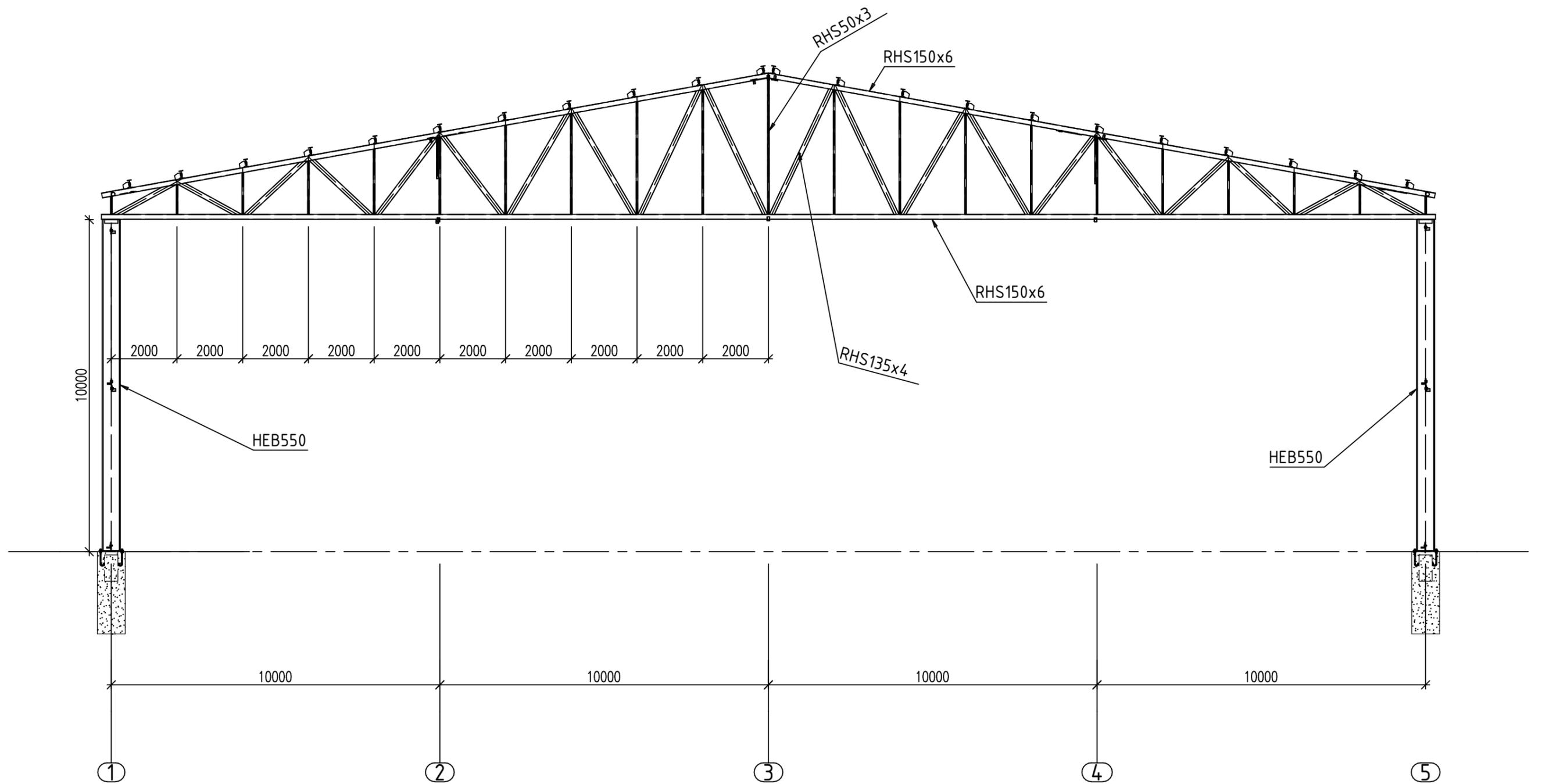


Corte Ligação b-b  
pilar-asna



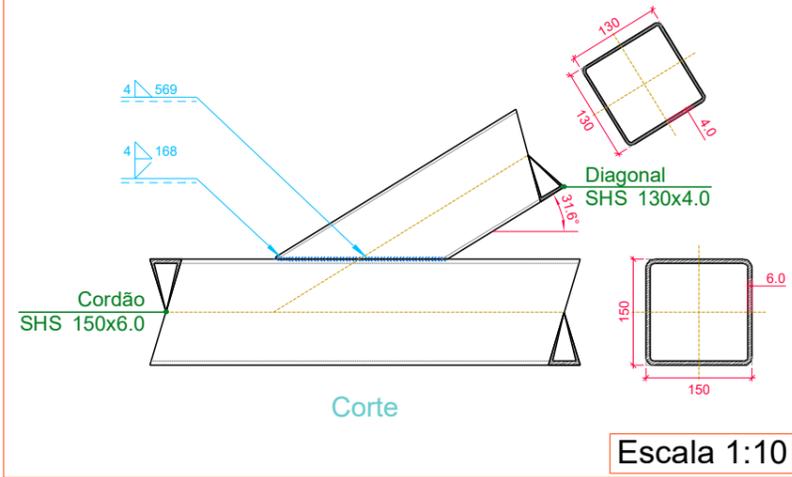
Ligação pilar-asna  
b-b

A-5

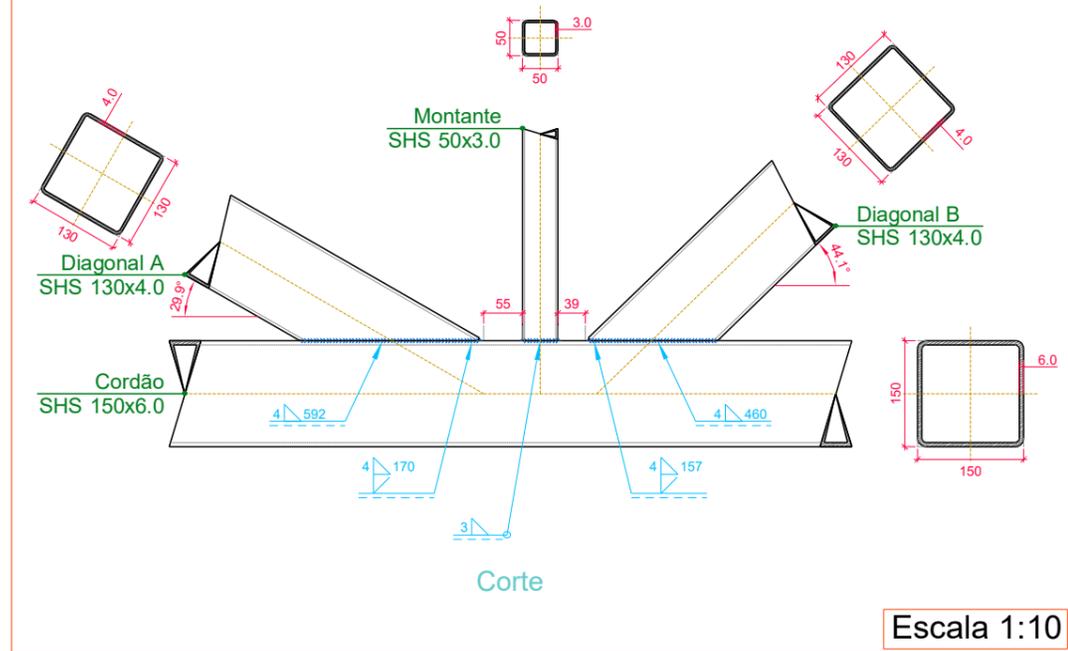


Corte transversal b-b

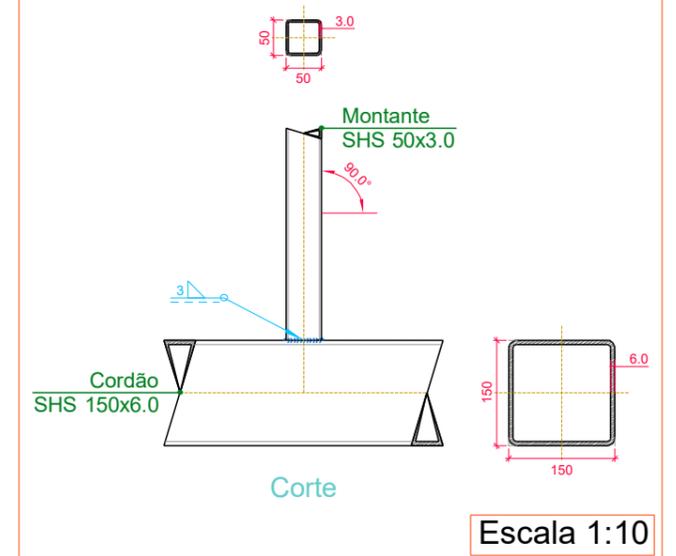
### Tipo 1



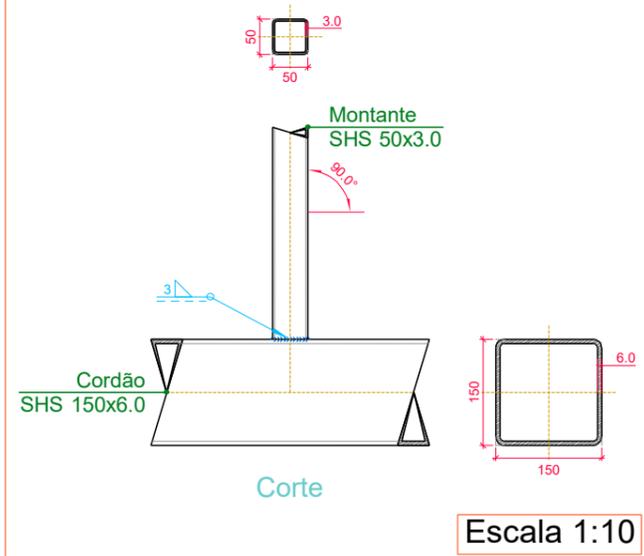
### Tipo 3



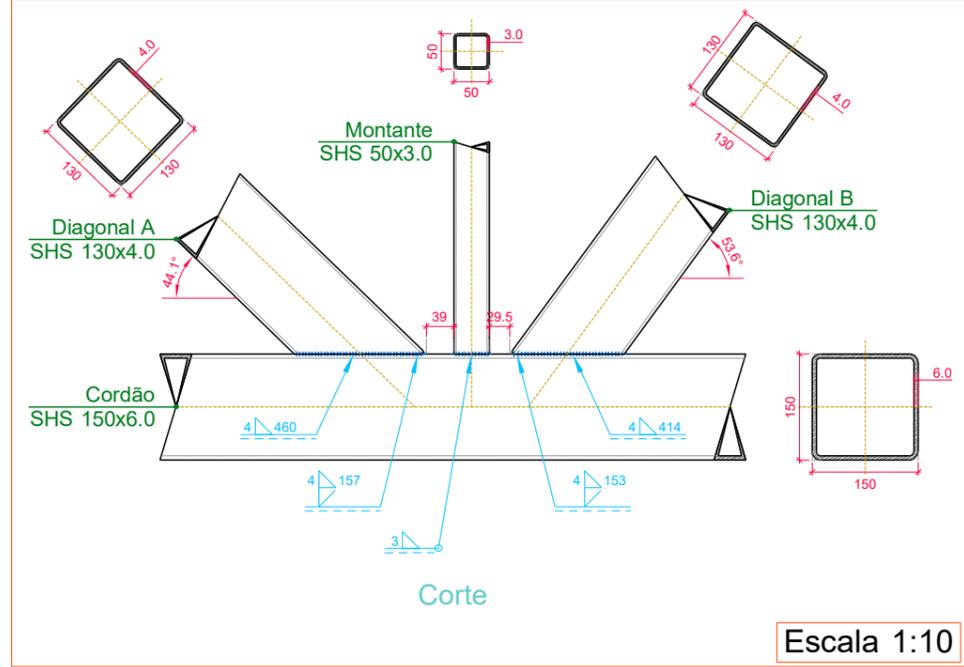
### Tipo 6



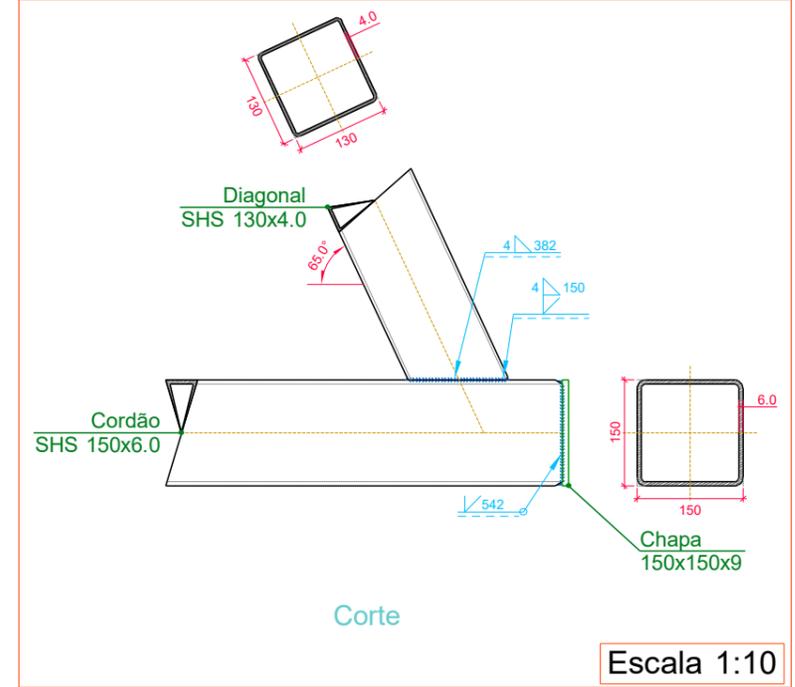
### Tipo 2



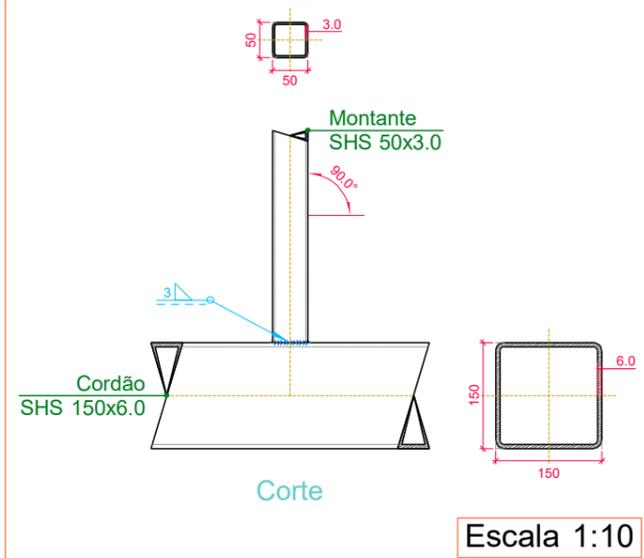
### Tipo 5



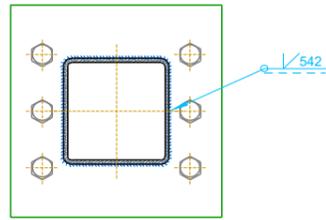
### Tipo 13



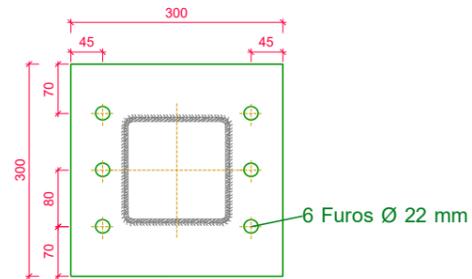
### Tipo 4



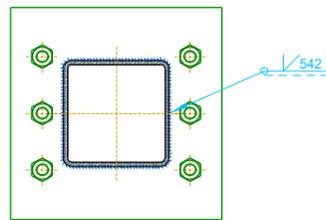
### Typo 7



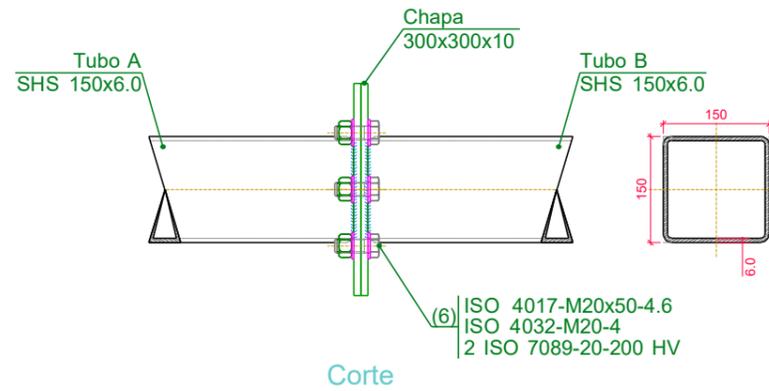
Pormenor de soldaduras: Tubo B SHS 150x6.0 a chapa



Chapas frontais (e = 10 mm)



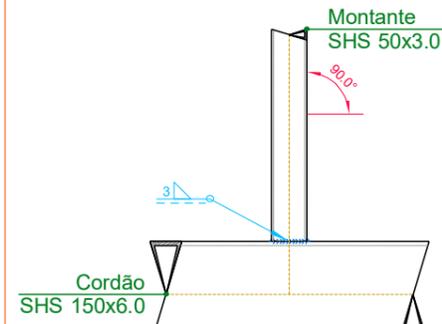
Pormenor de soldaduras: Tubo A SHS 150x6.0 a chapa



Corte

Escala 1:10

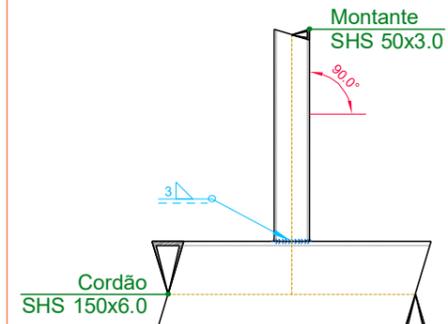
### Typo 9



Corte

Escala 1:10

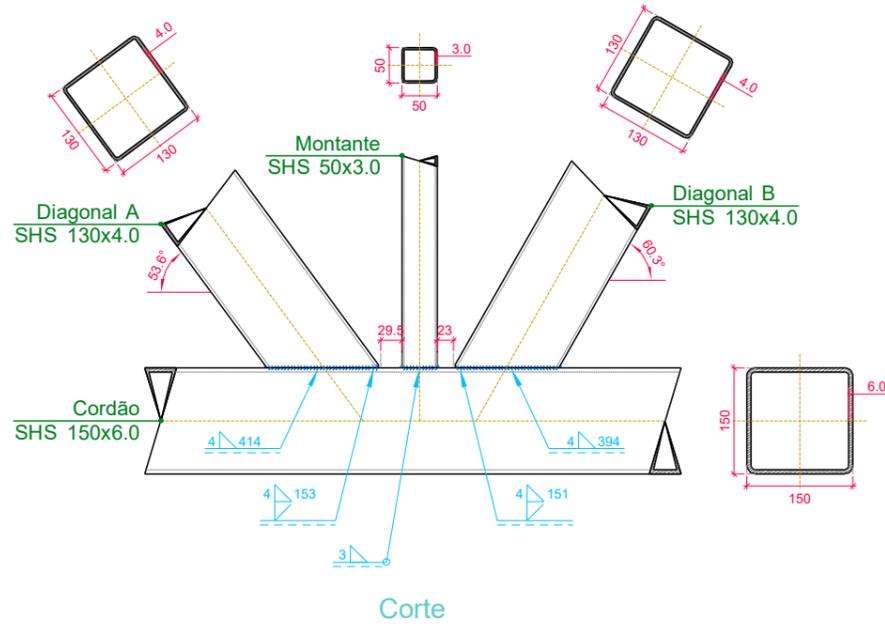
### Typo 11



Corte

Escala 1:10

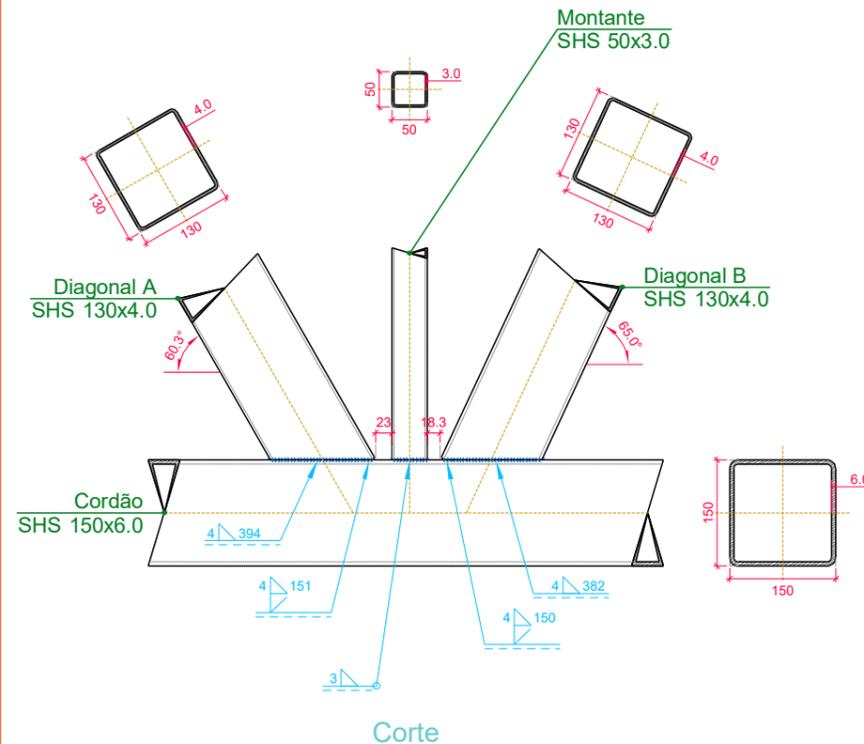
### Typo 8



Corte

Escala 1:10

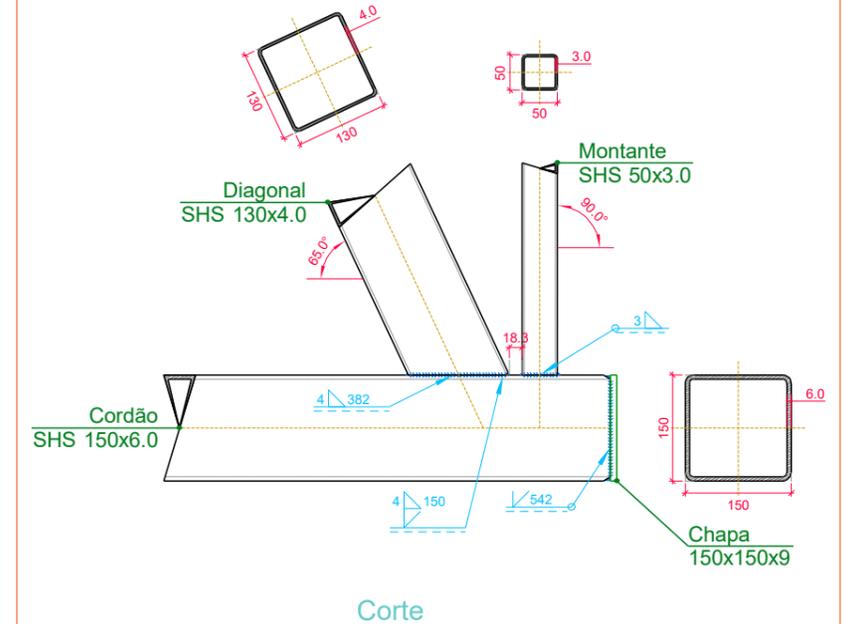
### Typo 10



Corte

Escala 1:10

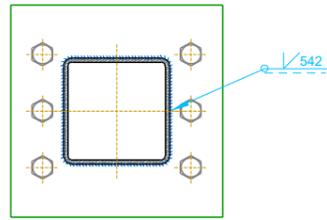
### Typo 12



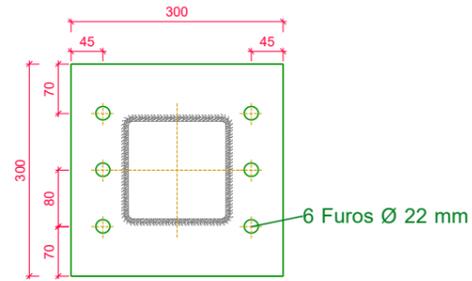
Corte

Escala 1:10

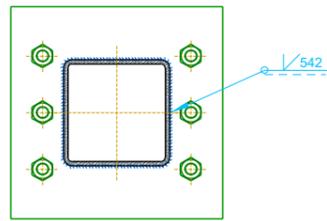
### Tipo 14



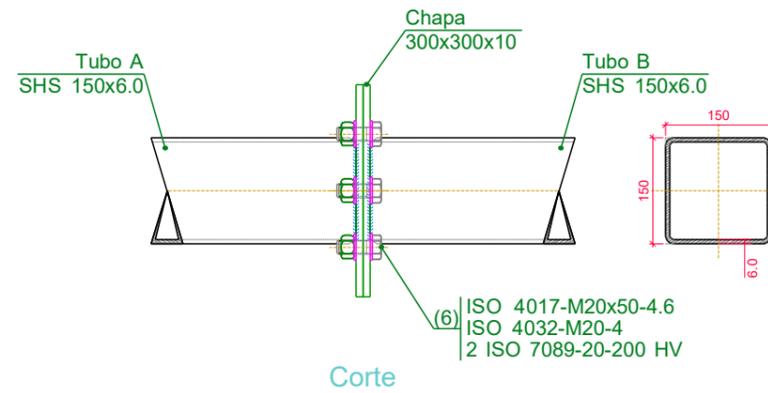
Pormenor de soldaduras: Tubo B SHS 150x6.0 a chapa



Chapas frontais (e = 10 mm)



Pormenor de soldaduras: Tubo A SHS 150x6.0 a chapa



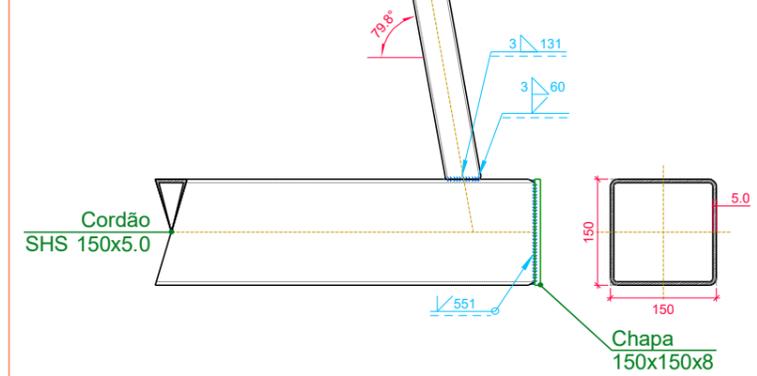
Corte

Escala 1:10

### Tipo 16



Diagonal SHS 50x3.0



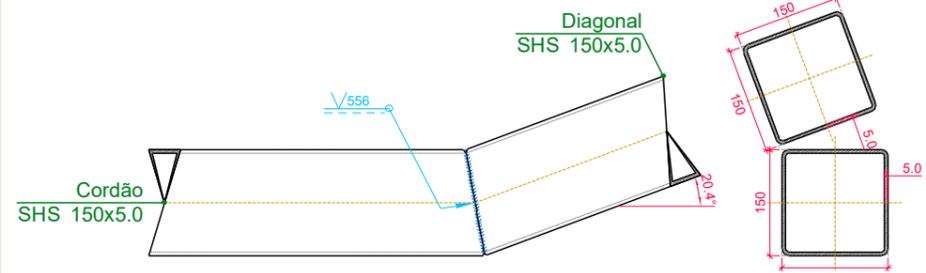
Cordão SHS 150x5.0

Chapa 150x150x8

Corte

Escala 1:10

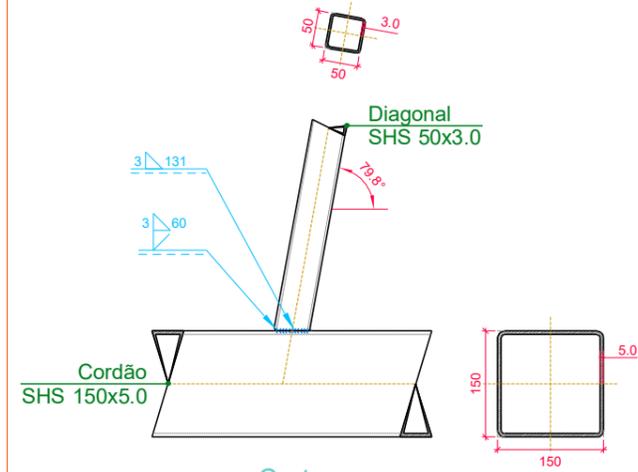
### Tipo 15



Corte

Escala 1:10

### Tipo 19



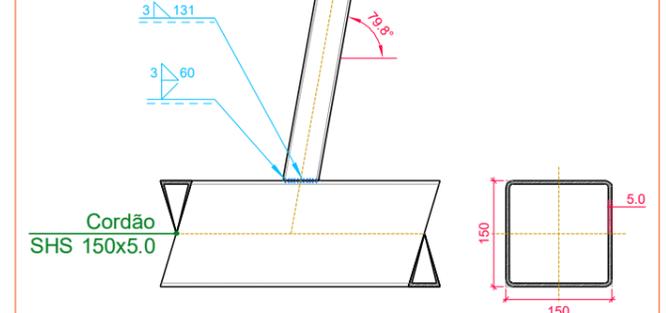
Corte

Escala 1:10

### Tipo 17



Diagonal SHS 50x3.0

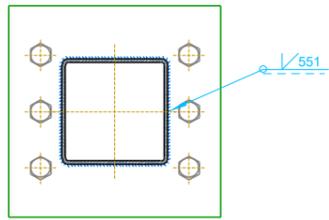


Cordão SHS 150x5.0

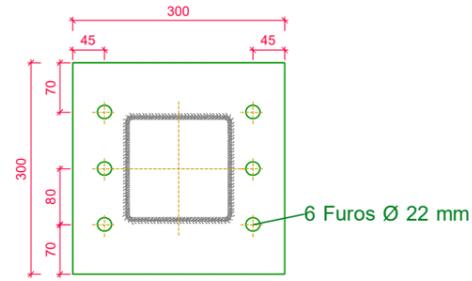
Corte

Escala 1:10

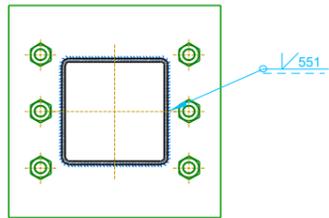
### Tipo 20



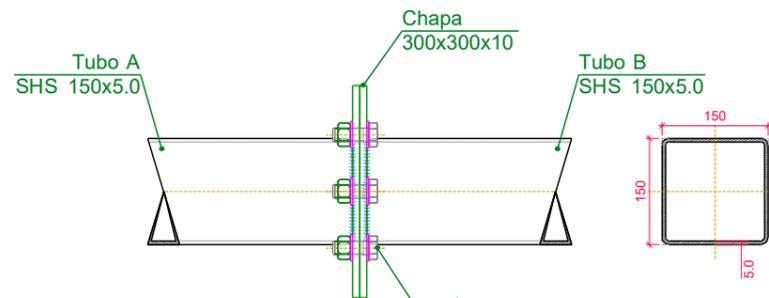
Pormenor de soldaduras: Tubo B SHS 150x5.0 a chapa



Chapas frontais (e = 10 mm)



Pormenor de soldaduras: Tubo A SHS 150x5.0 a chapa

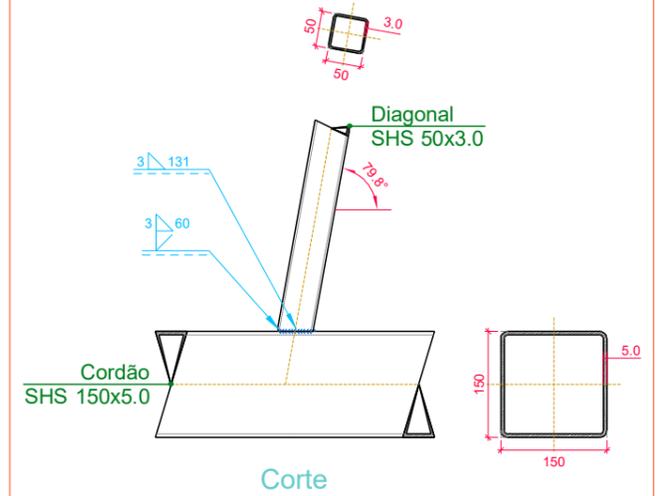


(6) ISO 4017-M20x50-4.6  
ISO 4032-M20-4  
2 ISO 7089-20-200 HV

Corte

Escala 1:10

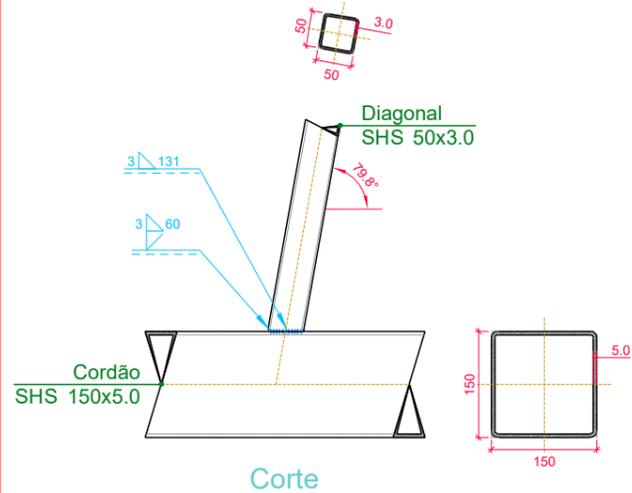
### Tipo 24



Corte

Escala 1:10

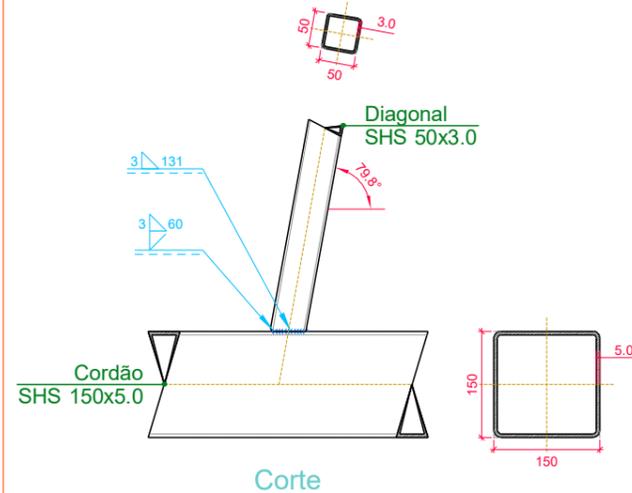
### Tipo 22



Corte

Escala 1:10

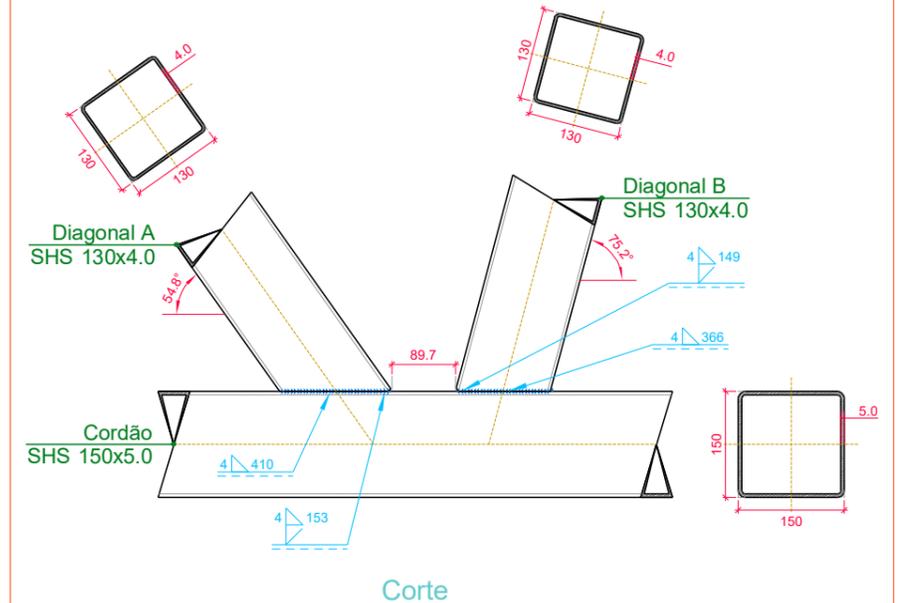
### Tipo 26



Corte

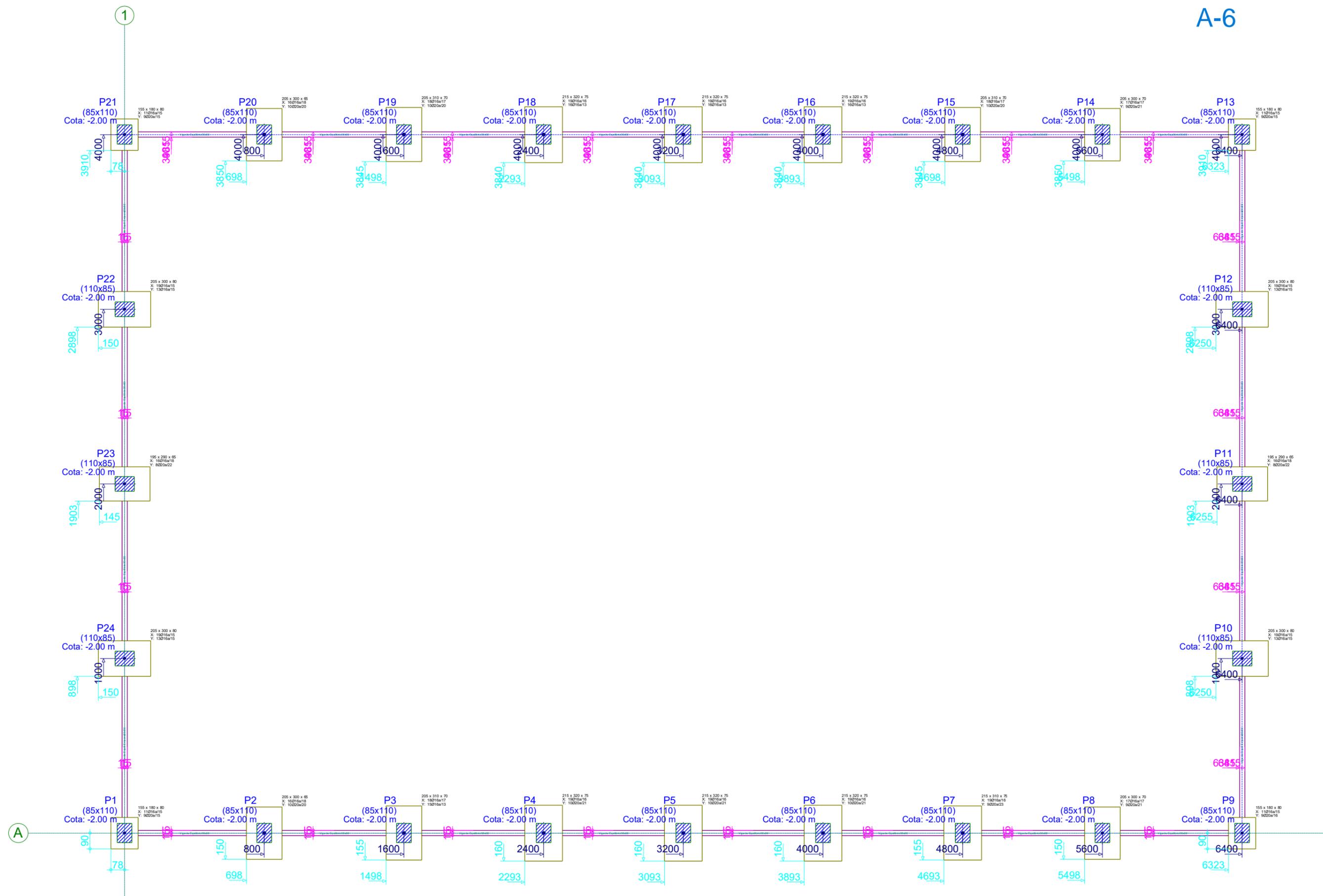
Escala 1:10

### Tipo 27



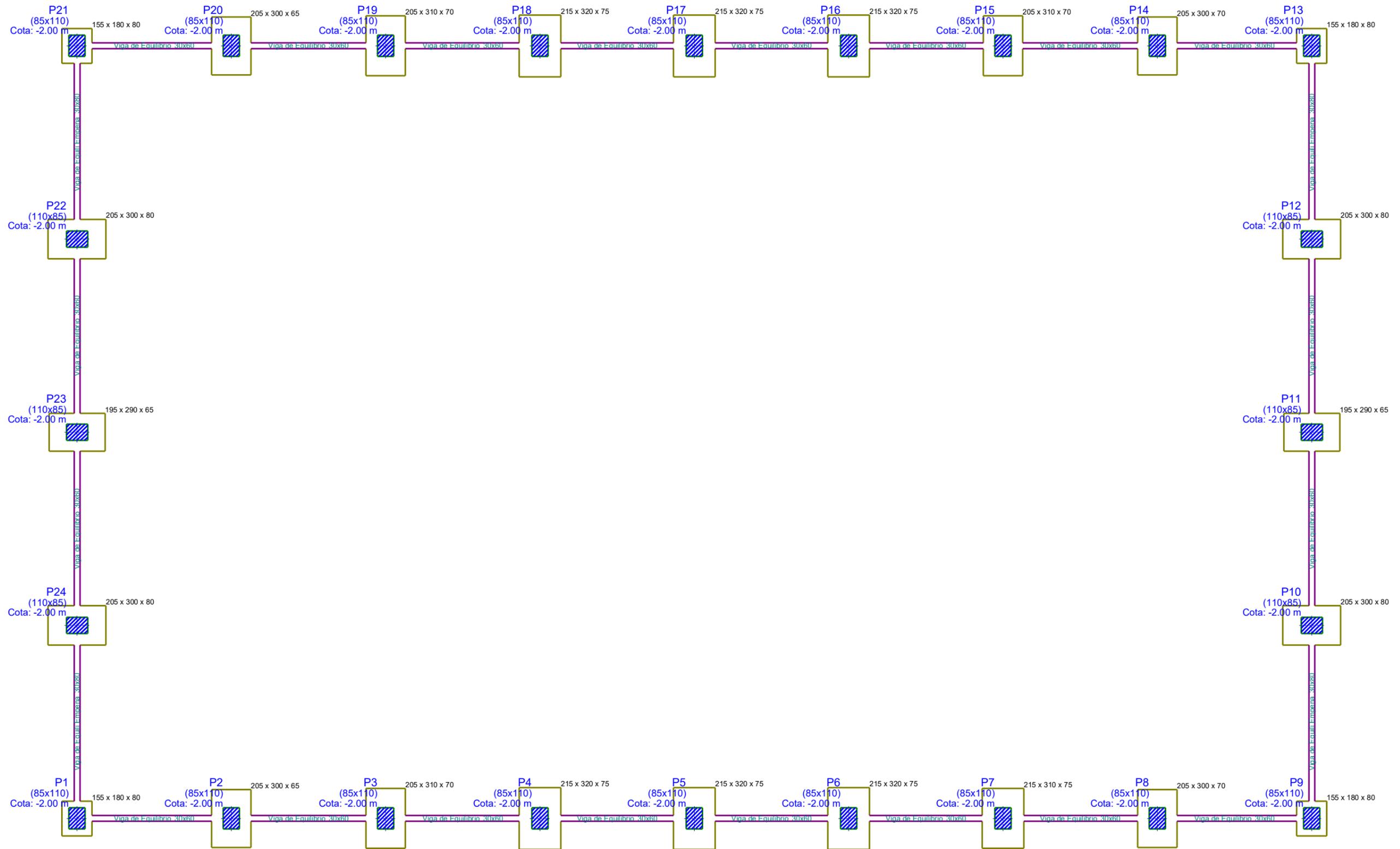
Corte

Escala 1:10



Cota de fundações: -2 m

Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:200



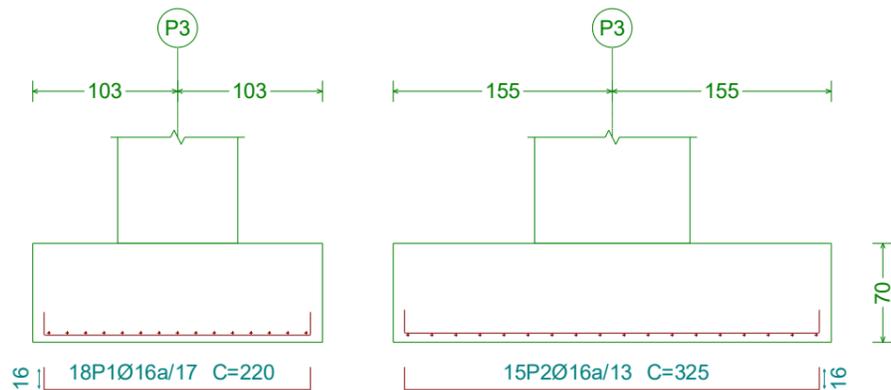
Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:200



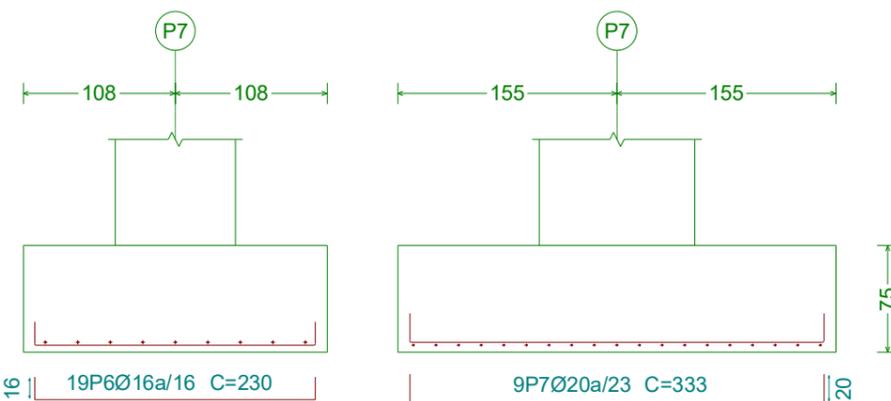
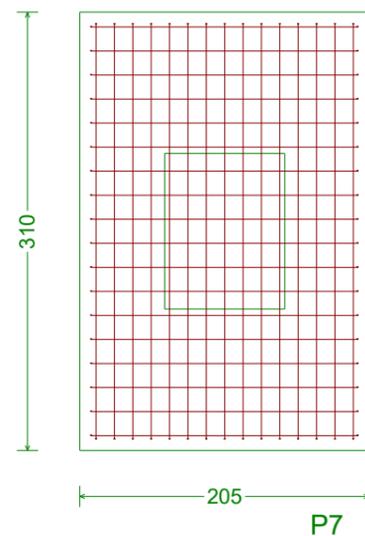
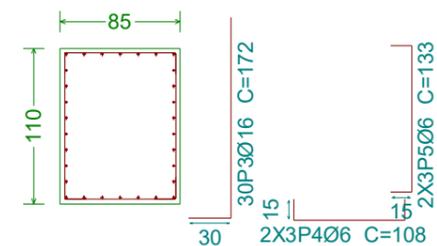
Quadro de arranques	
Referências	Armaduras Cantos
P3, P7, P15 e P19	30Ø16
P4, P5, P6, P16, P17 e P18	32Ø16
P8, P14, P20, P24 e P2	26Ø16
P9, P13 e P1	14Ø16
P10, P12 e P22	24Ø16
P11 e P23	22Ø16
P21	16Ø16

Resumo Aço Elemento e Viga	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
S-500 Ø6	7406.2	1808	
Ø16	2312.2	4014	
Ø20	5247.2	14234	20056

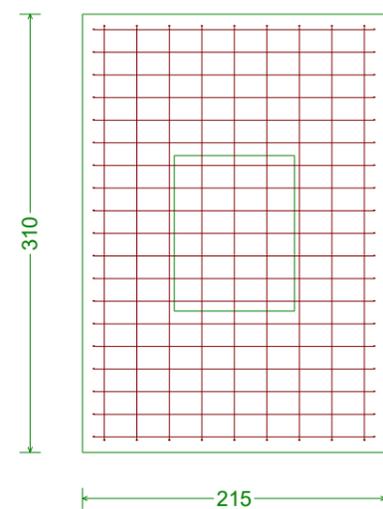
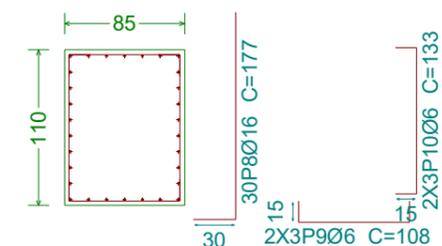
P3



P3



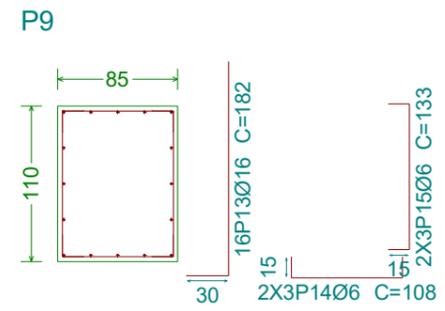
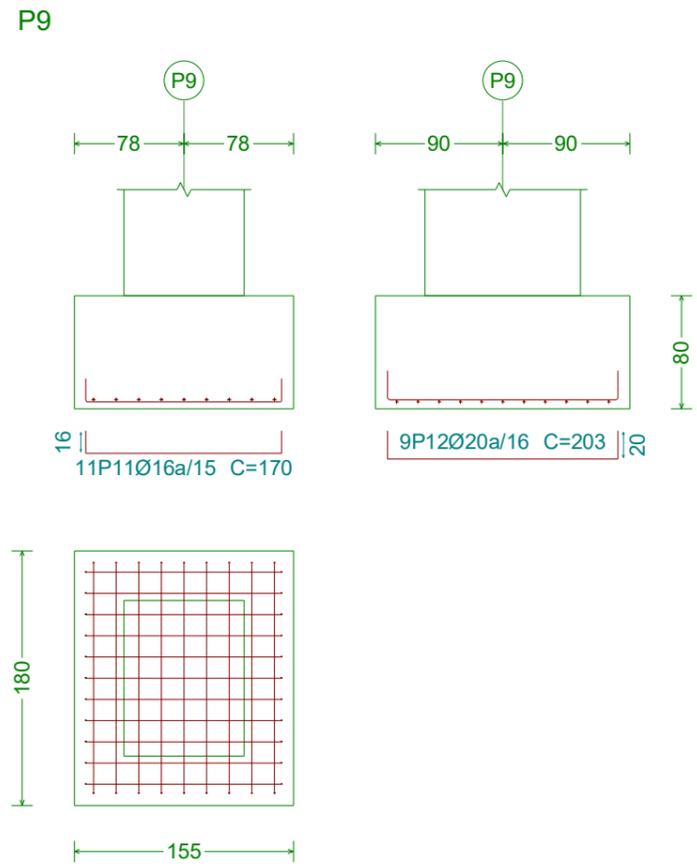
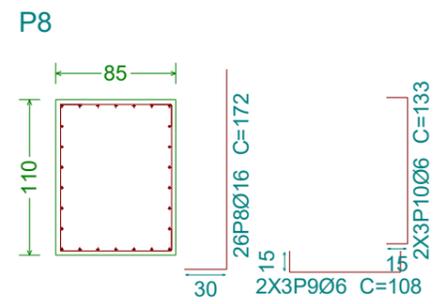
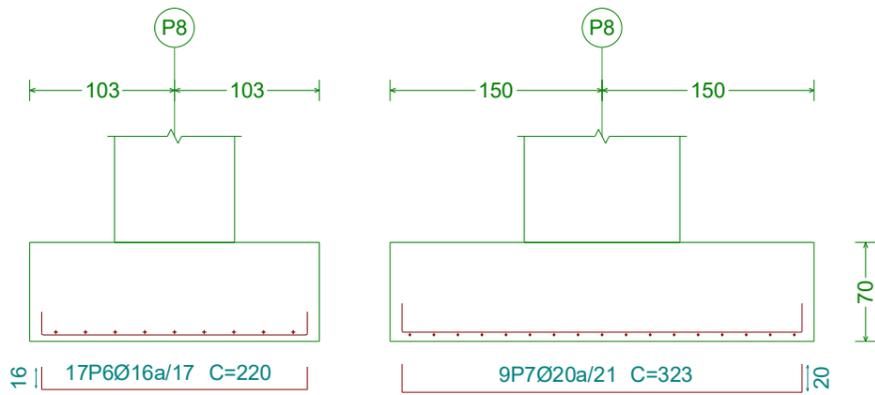
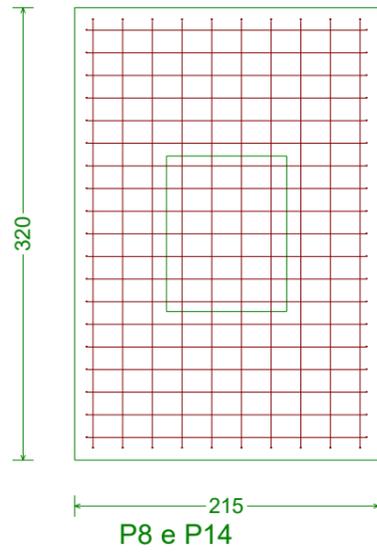
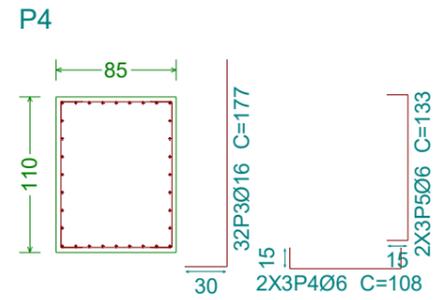
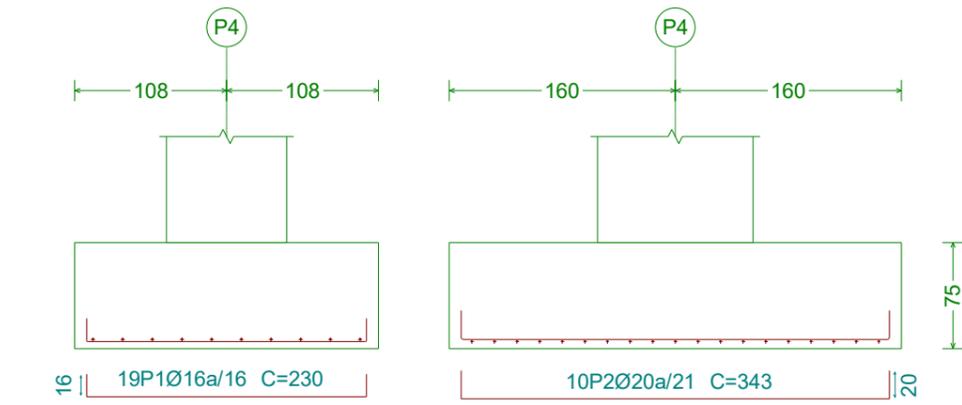
P7



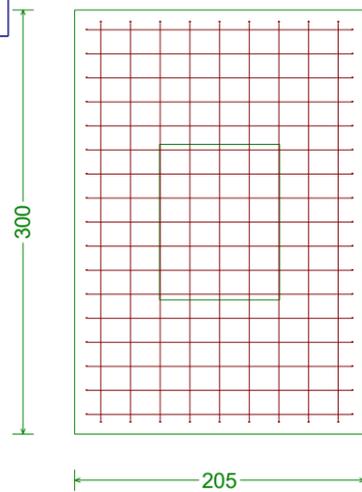
Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:50

Elemento	Pos.	Diám.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P3	1	Ø16	18	220	3960	62.5
	2	Ø16	15	325	4875	76.9
	3	Ø16	30	172	5160	81.4
	4	Ø6	6	108	648	1.4
	5	Ø6	6	133	798	1.8
Total+10%:						246.4
P7	6	Ø16	19	230	4370	69.0
	7	Ø20	9	333	2997	73.9
	8	Ø16	30	177	5310	83.8
	9	Ø6	6	108	648	1.4
	10	Ø6	6	133	798	1.8
Total+10%:						252.9
						Ø6: 7.0
						Ø16: 411.0
						Ø20: 81.3
						Total: 499.3

P4, P5 e P6

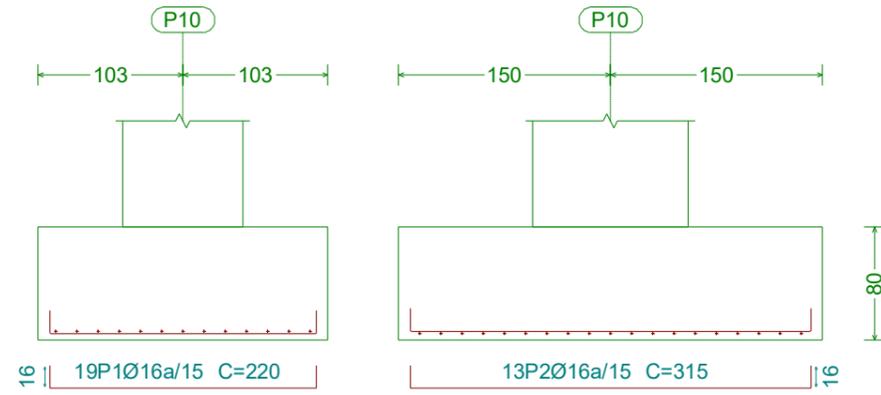


Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:50

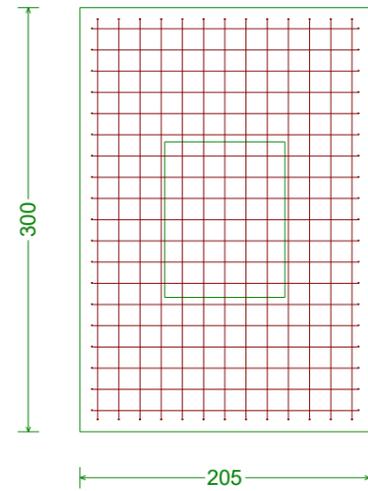
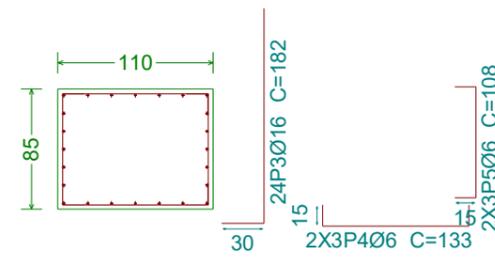


Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P4=P5=P6	1	Ø16	19	230	4370	69.0
	2	Ø20	10	343	3430	84.6
	3	Ø16	32	177	5664	89.4
	4	Ø6	6	108	648	1.4
	5	Ø6	6	133	798	1.8
Total+10%:						270.8
(x3):						812.4
P8=P14	6	Ø16	17	220	3740	59.0
	7	Ø20	9	323	2907	71.7
	8	Ø16	26	172	4472	70.6
	9	Ø6	6	108	648	1.4
	10	Ø6	6	133	798	1.8
Total+10%:						225.0
(x2):						450.0
P9	11	Ø16	11	170	1870	29.5
	12	Ø20	9	203	1827	45.1
	13	Ø16	16	182	2912	46.0
	14	Ø6	6	108	648	1.4
	15	Ø6	6	133	798	1.8
Total+10%:						136.2
Ø6:						21.2
Ø16:						890.9
Ø20:						486.5
Total:						1398.6

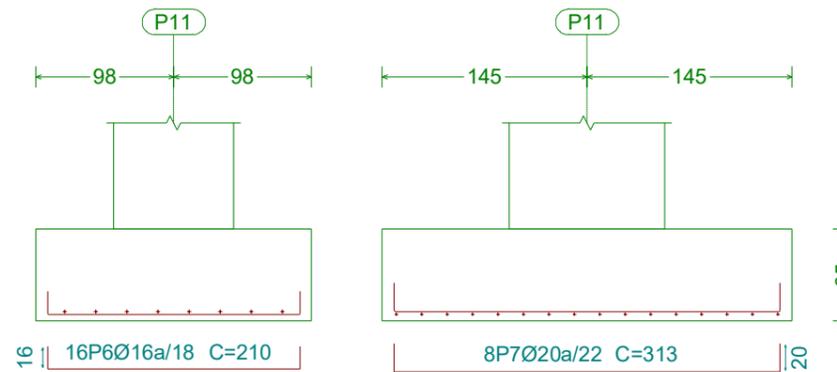
P10, P12, P22 e P24



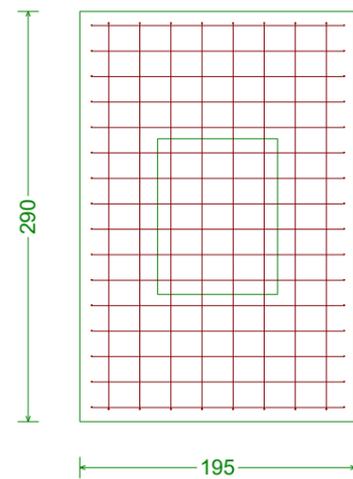
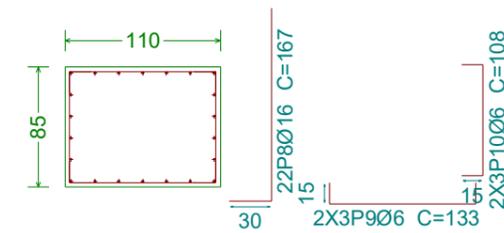
P10



P11 e P23



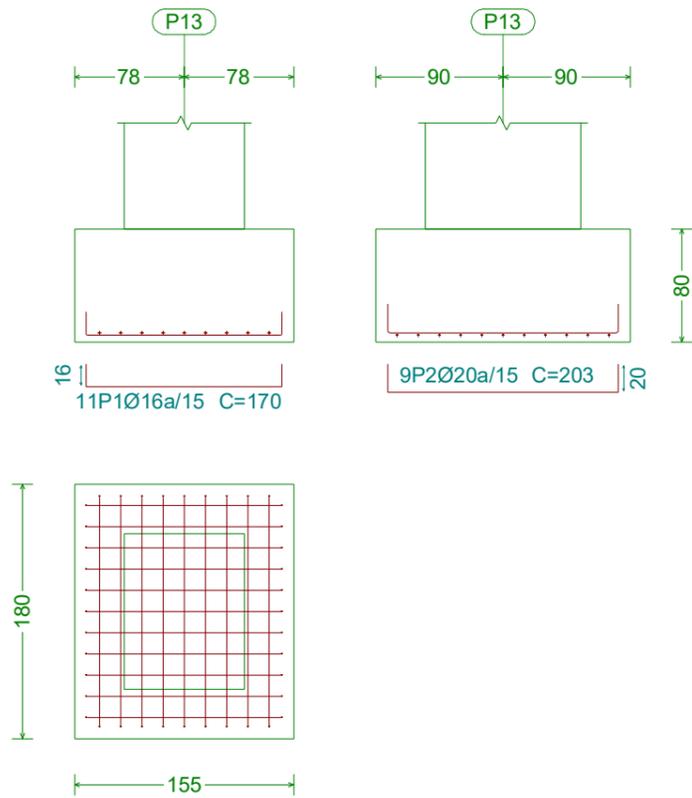
P11



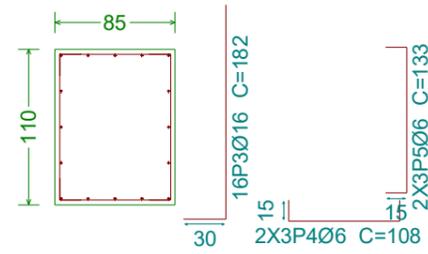
Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:50

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P10=P12=P22=P24	1	Ø16	19	220	4180	66.0
	2	Ø16	13	315	4095	64.6
	3	Ø16	24	182	4368	68.9
	4	Ø6	6	133	798	1.8
	5	Ø6	6	108	648	1.4
					Total+10%:	223.0
					(x4):	892.0
P11=P23	6	Ø16	16	210	3360	53.0
	7	Ø20	8	313	2504	61.8
	8	Ø16	22	167	3674	58.0
	9	Ø6	6	133	798	1.8
	10	Ø6	6	108	648	1.4
					Total+10%:	193.6
					(x2):	387.2
					Ø6:	21.0
					Ø16:	122.2
					Ø20:	136.0
					Total:	279.2

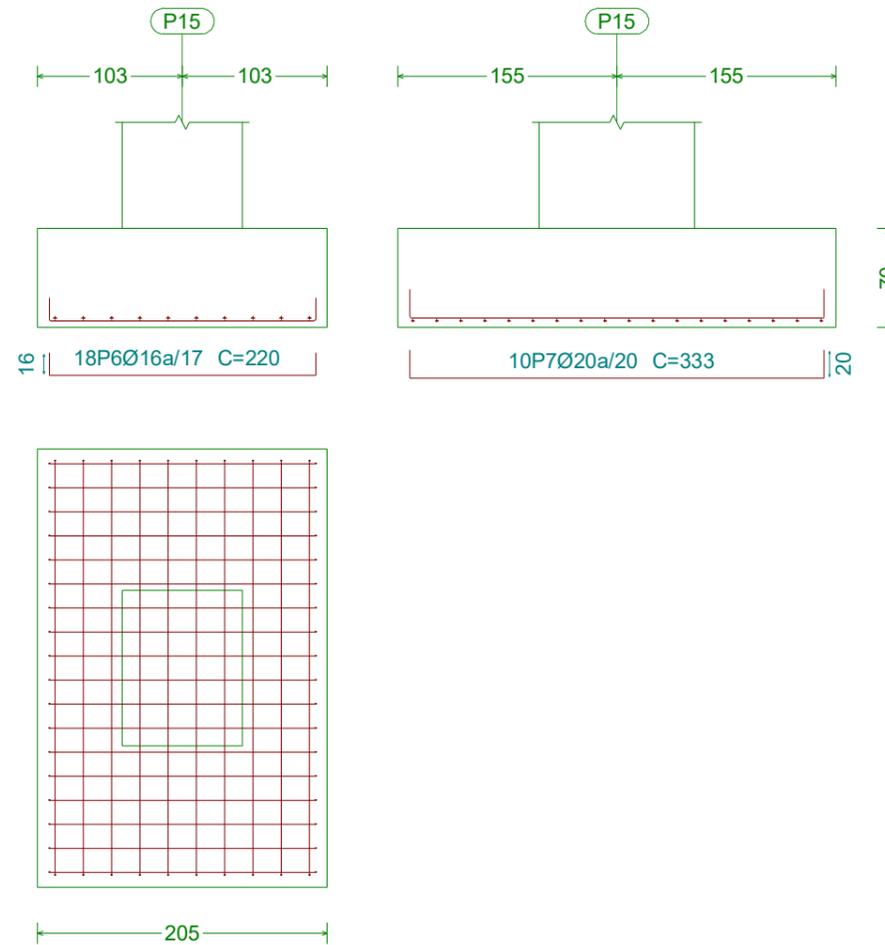
P13, P21 e P1



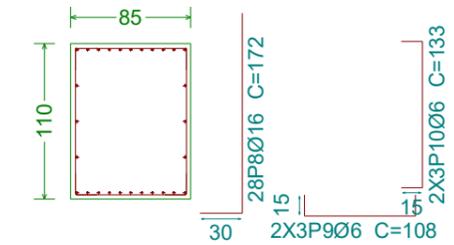
P13



P15 e P19



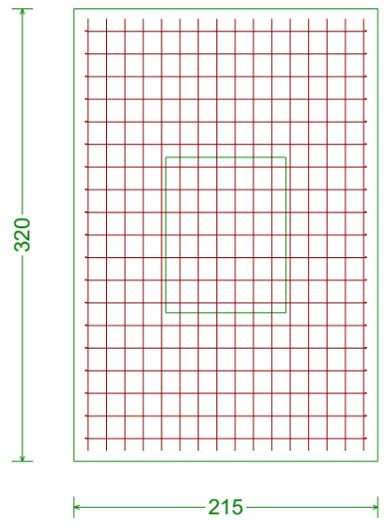
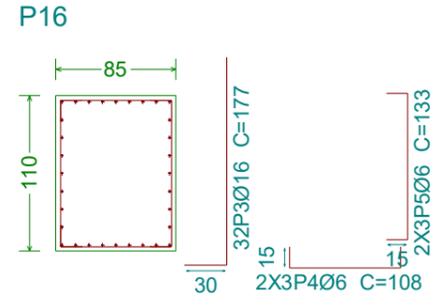
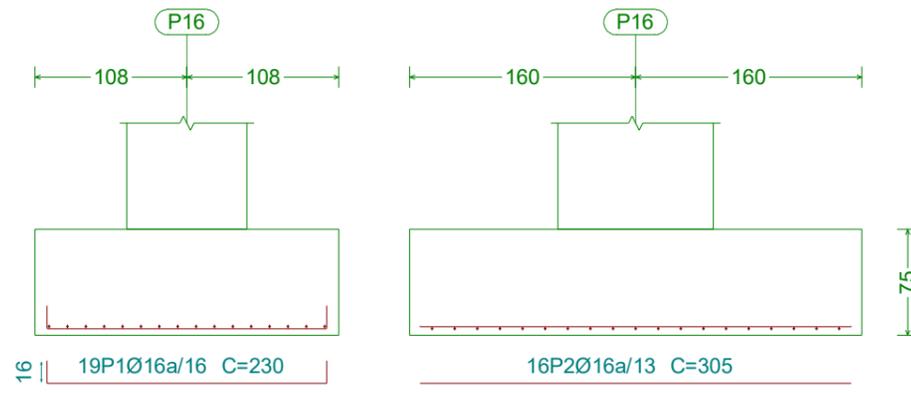
P15



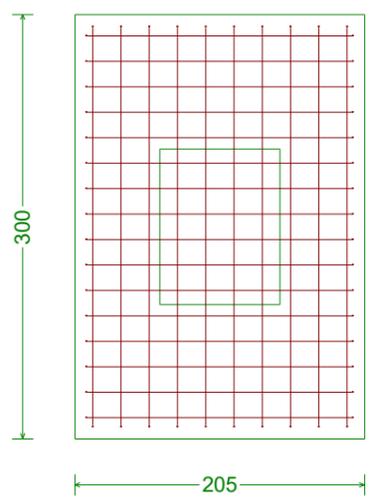
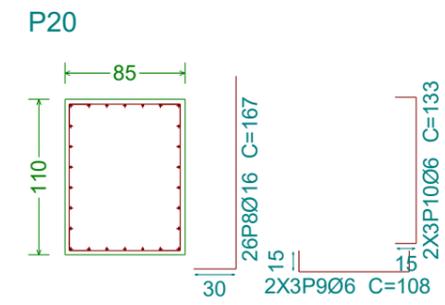
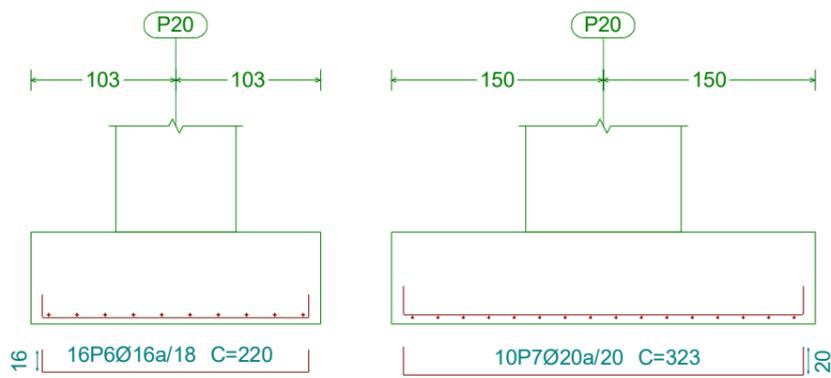
Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:50

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P13=P21=P1	1	Ø16	11	170	1870	29.5
	2	Ø20	9	203	1827	45.1
	3	Ø16	16	182	2912	46.0
	4	Ø6	6	108	648	1.4
	5	Ø6	6	133	798	1.8
					Total+10%:	136.2
					(x3):	408.6
P15=P19	6	Ø16	18	220	3960	62.5
	7	Ø20	10	333	3330	82.1
	8	Ø16	28	172	4816	76.0
	9	Ø6	6	108	648	1.4
	10	Ø6	6	133	798	1.8
					Total+10%:	246.2
					(x2):	492.4
					Ø6:	17.5
					Ø16:	554.1
					Ø20:	329.4
					Total:	901.0

P16, P17 e P18



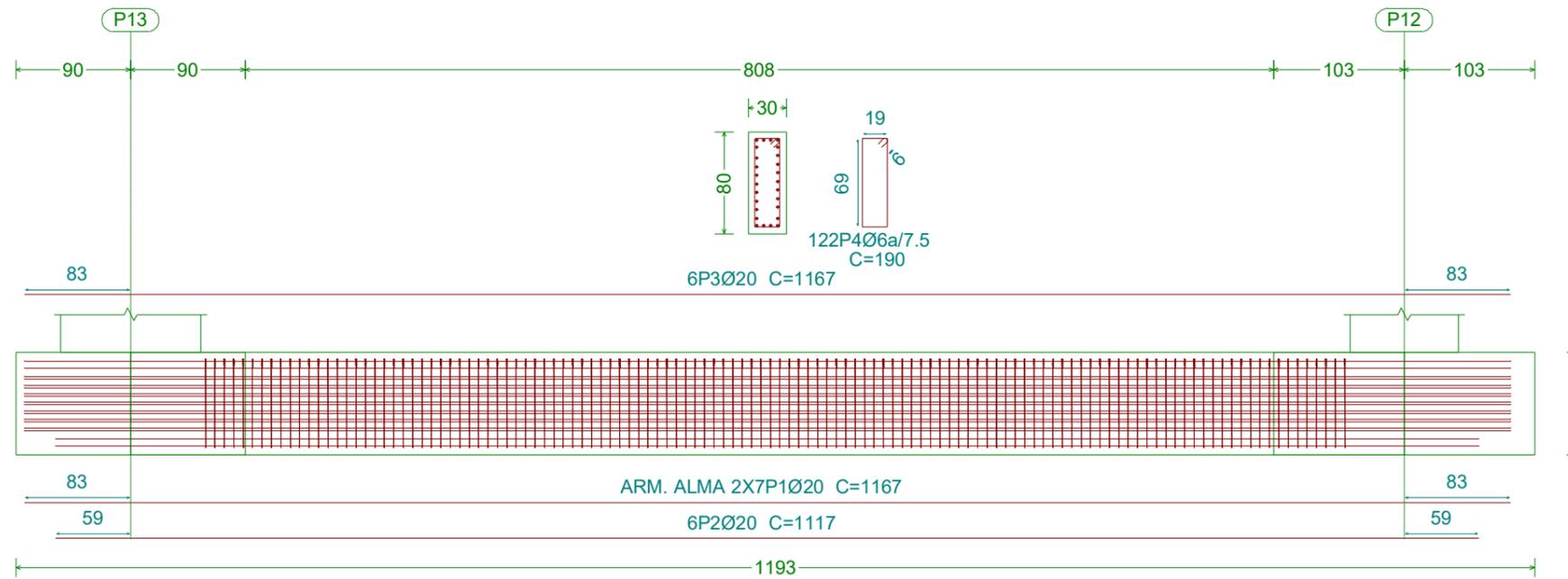
P20 e P2



Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:50

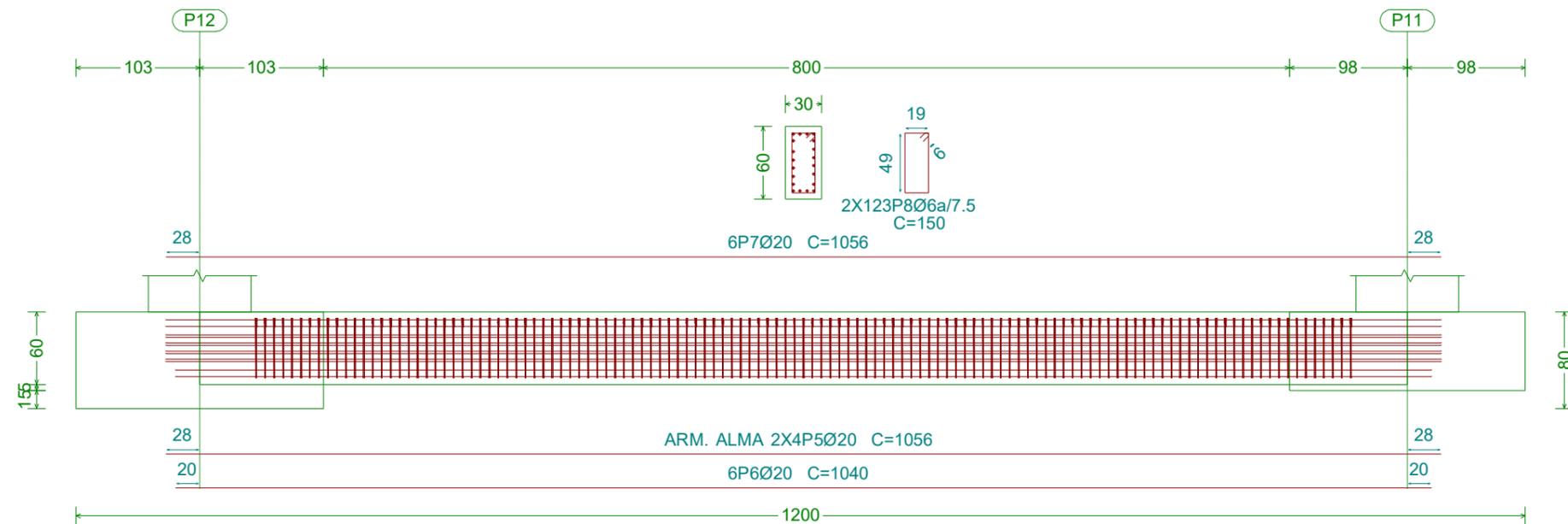
Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P16=P17=P18	1	Ø16	19	230	4370	69.0
	2	Ø16	16	305	4880	77.0
	3	Ø16	32	177	5664	89.4
	4	Ø6	6	108	648	1.4
	5	Ø6	6	133	798	1.8
					Total+10%:	262.5
					(x3):	787.5
P20=P2	6	Ø16	16	220	3520	55.6
	7	Ø20	10	323	3230	79.7
	8	Ø16	26	167	4342	68.5
	9	Ø6	6	108	648	1.4
	10	Ø6	6	133	798	1.8
					Total+10%:	227.7
					(x2):	455.4
					Ø6:	17.8
					Ø16:	1049.7
					Ø20:	175.4
					Total:	1242.9

Viga de Equili Empena [P13-P12] e Viga de Equili Empena [P1-P24]



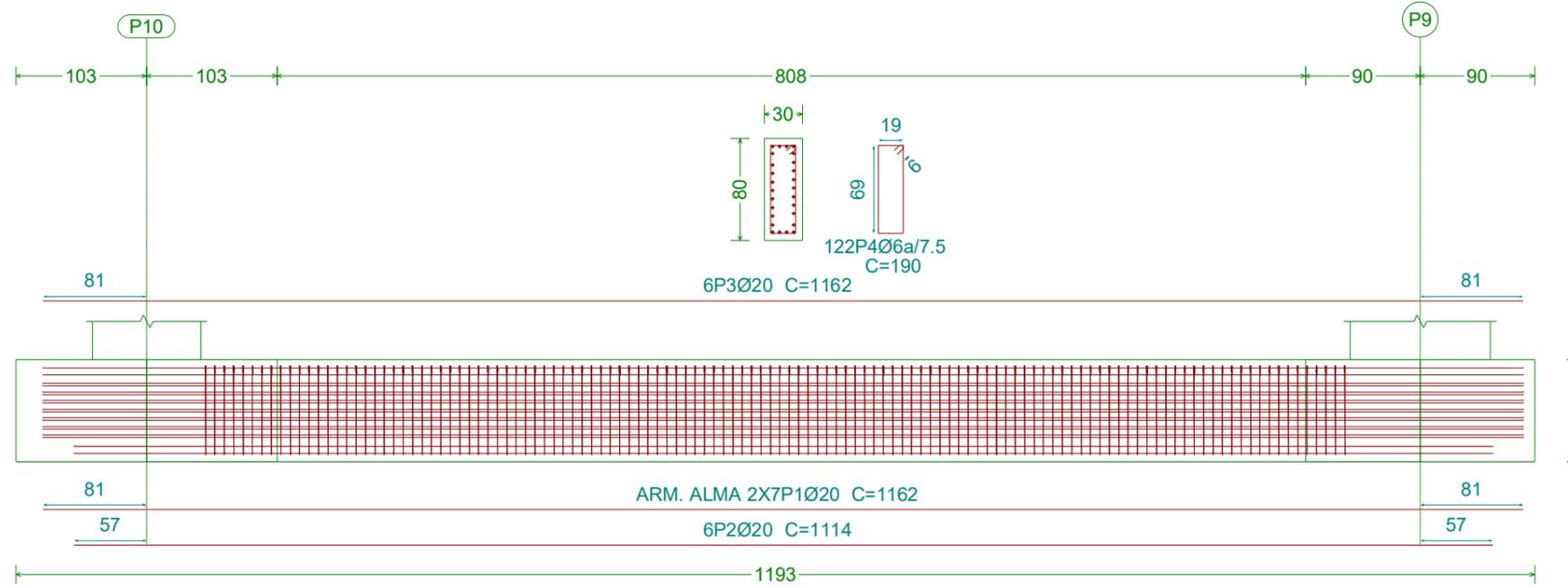
Neldo Macita  
 TL  
 Escala: 1:50

Viga de Equilibrio [P12-P11], Viga de Equilibrio [P11-P10], Viga de Equilibrio [P24-P23] e Viga de Equilibrio [P23-P22]



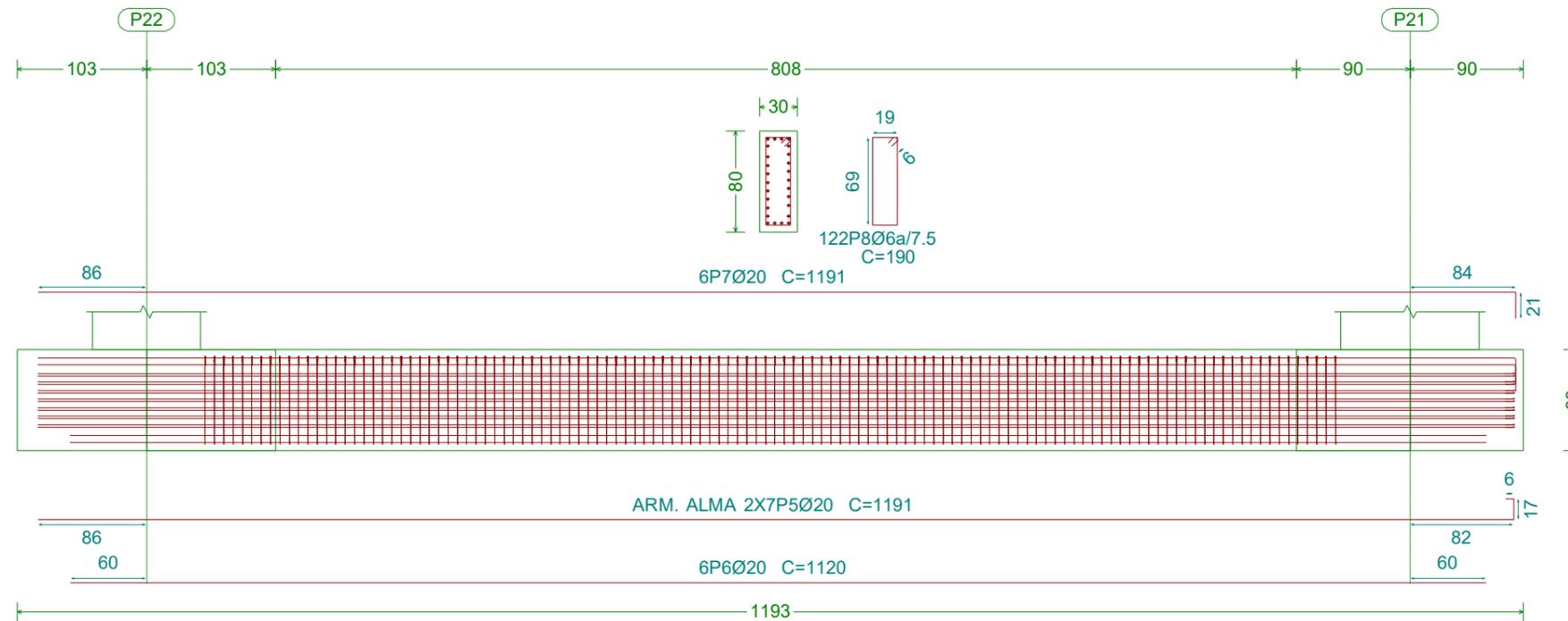
Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
Viga de Equili Empena [P13-P12]	1	Ø20	14	1167	16338	402.9
Viga de Equili Empena [P1-P24]	2	Ø20	6	1117	6702	165.3
	3	Ø20	6	1167	7002	172.7
	4	Ø6	122	190	23180	51.4
Total+10%:						871.5
						(x2)1743.0
Viga de Equilibrio [P12-P11]	5	Ø20	8	1056	8448	208.3
Viga de Equilibrio [P11-P10]	6	Ø20	6	1040	6240	153.9
Viga de Equilibrio [P24-P23]	7	Ø20	6	1056	6336	156.3
Viga de Equilibrio [P23-P22]	8	Ø6	246	150	36900	81.9
Total+10%:						660.4
						(x4)2641.6
						Ø6: 473.0
						Ø20:3911.6
Total:						4884.6

Viga de Equili Empena [P10-P9]



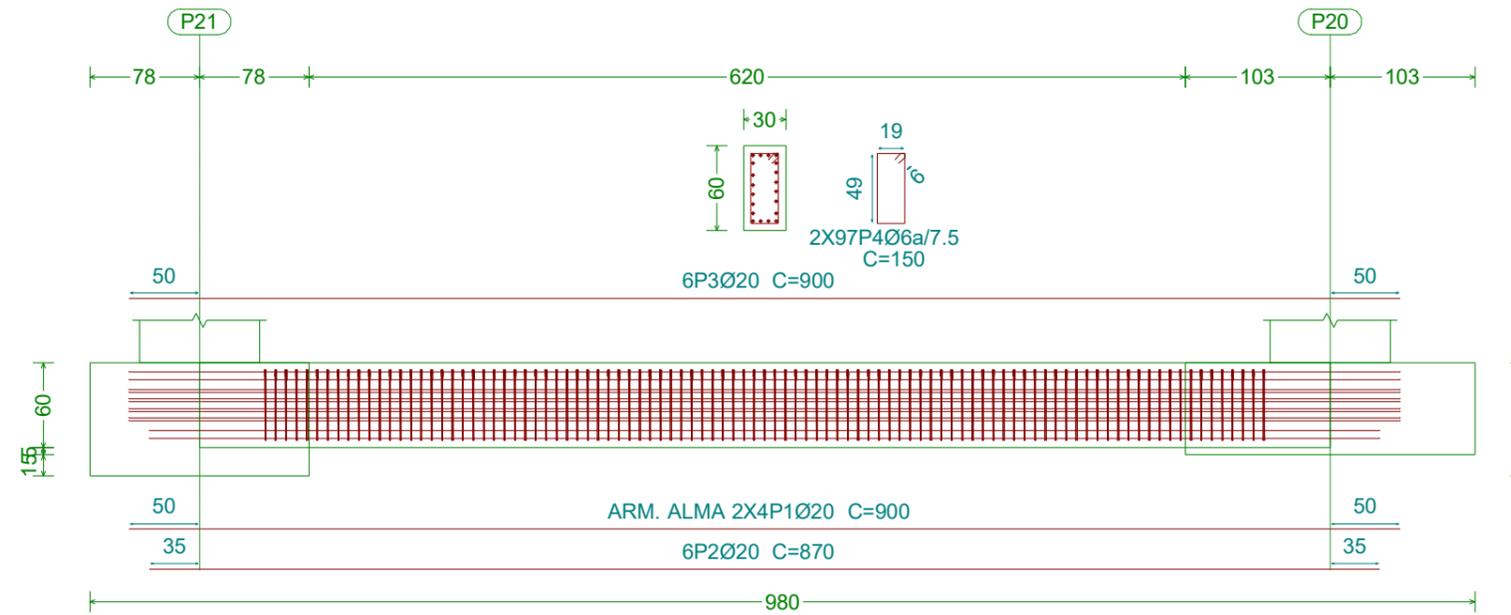
Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:50

Viga de Equili Empena [P22-P21]



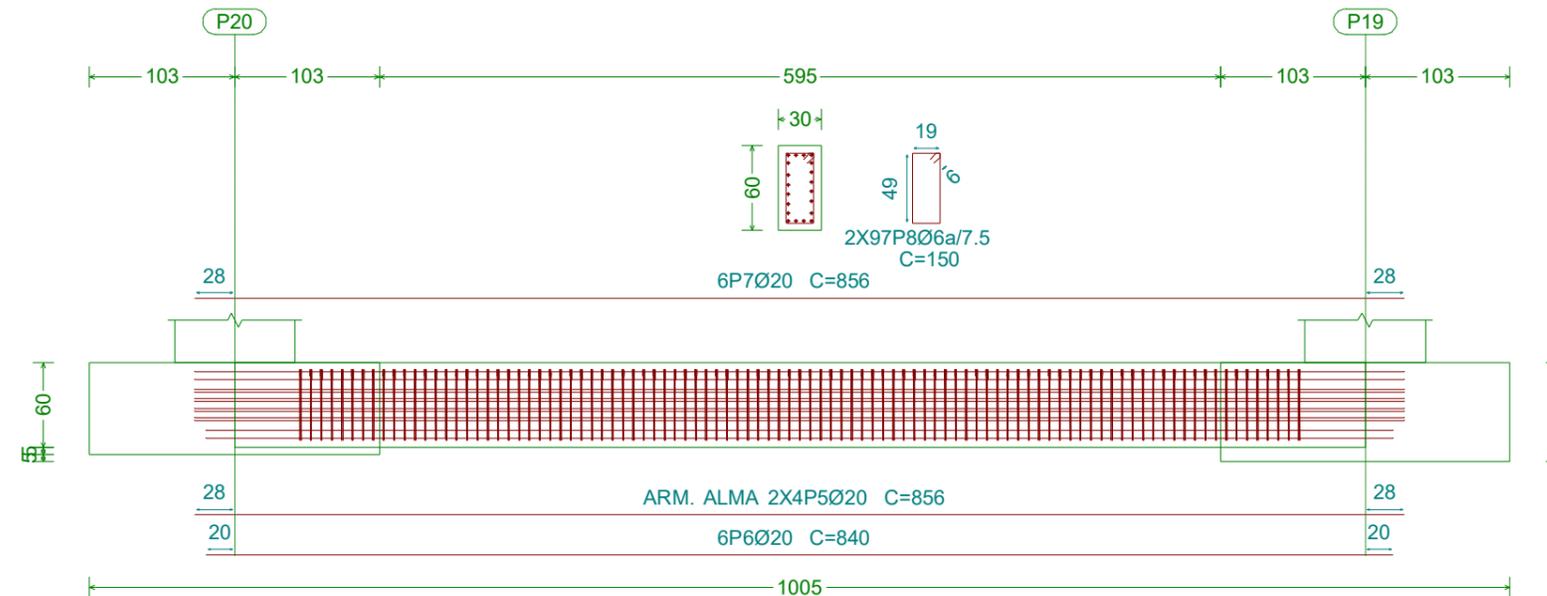
Elemento	Pos.	Diám.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
Viga de Equili Empena [P10-P9]	1	Ø20	14	1162	16268	401.2
	2	Ø20	6	1114	6684	164.8
	3	Ø20	6	1162	6972	171.9
	4	Ø6	122	190	23180	51.4
Total+10%:						868.2
Viga de Equili Empena [P22-P21]	5	Ø20	14	1191	16674	411.2
	6	Ø20	6	1120	6720	165.7
	7	Ø20	6	1191	7146	176.2
	8	Ø6	122	190	23180	51.4
Total+10%:						885.0
						Ø6: 113.1
						Ø20: 1640.1
						Total: 1753.2

Viga de Equilibrio [P21-P20]



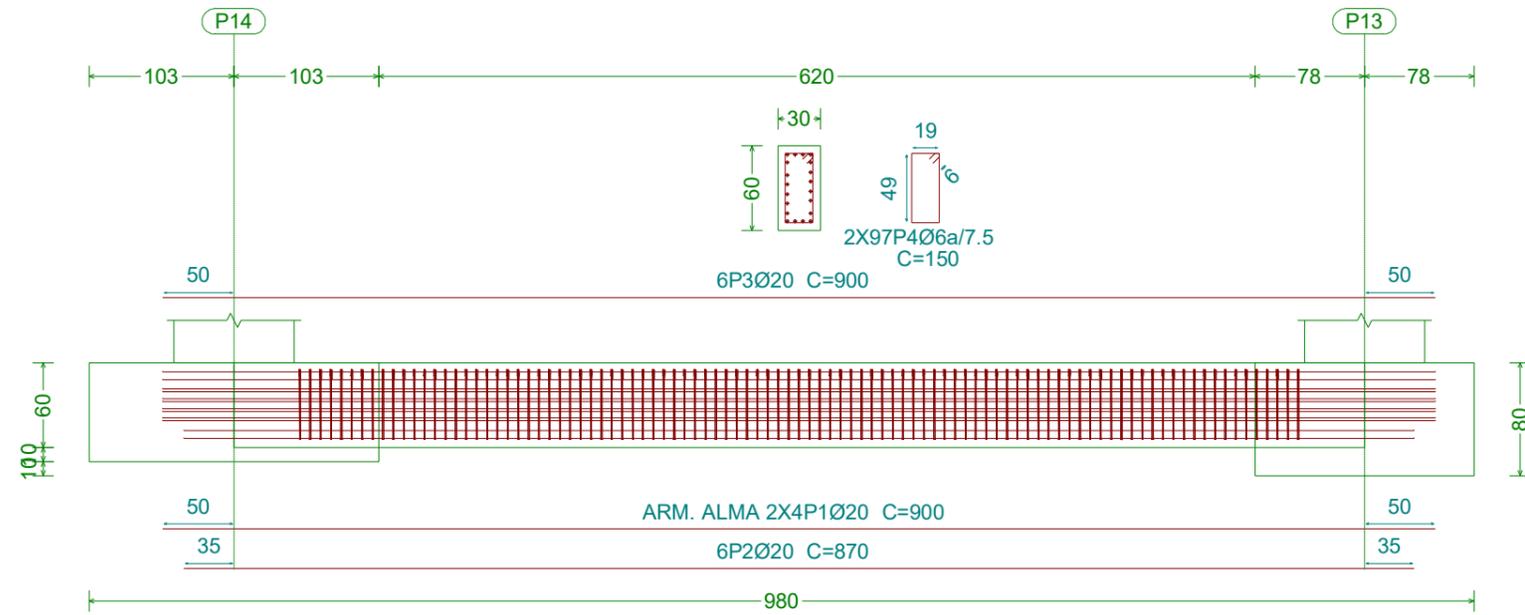
Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:50

Viga de Equilibrio [P20-P19], Viga de Equilibrio [P19-P18], Viga de Equilibrio [P18-P17], Viga de Equilibrio [P17-P16],  
Viga de Equilibrio [P16-P15], Viga de Equilibrio [P15-P14], Viga de Equilibrio [P2-P3], Viga de Equilibrio [P3-P4],  
Viga de Equilibrio [P4-P5], Viga de Equilibrio [P5-P6], Viga de Equilibrio [P6-P7] e Viga de Equilibrio [P7-P8]



Elemento	Pos.	Diám.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
Viga de Equilibrio [P21-P20]	1	Ø20	8	900	7200	177.6
	2	Ø20	6	870	5220	128.7
	3	Ø20	6	900	5400	133.2
	4	Ø6	194	150	29100	64.6
Total+10%:						554.5
Viga de Equilibrio [P20-P19]	5	Ø20	8	856	6848	168.9
Viga de Equilibrio [P19-P18]	6	Ø20	6	840	5040	124.3
Viga de Equilibrio [P18-P17]	7	Ø20	6	856	5136	126.7
Viga de Equilibrio [P17-P16]	8	Ø6	194	150	29100	64.6
Viga de Equilibrio [P16-P15]						
Viga de Equilibrio [P15-P14]						
Viga de Equilibrio [P2-P3]						
Viga de Equilibrio [P3-P4]						
Viga de Equilibrio [P4-P5]						
Viga de Equilibrio [P5-P6]						
Viga de Equilibrio [P6-P7]						
Viga de Equilibrio [P7-P8]						
Total+10%:						533.0
						(x12) 396.0
						Ø6: 924.2
						Ø20: 6026.3
						Total 6950.5

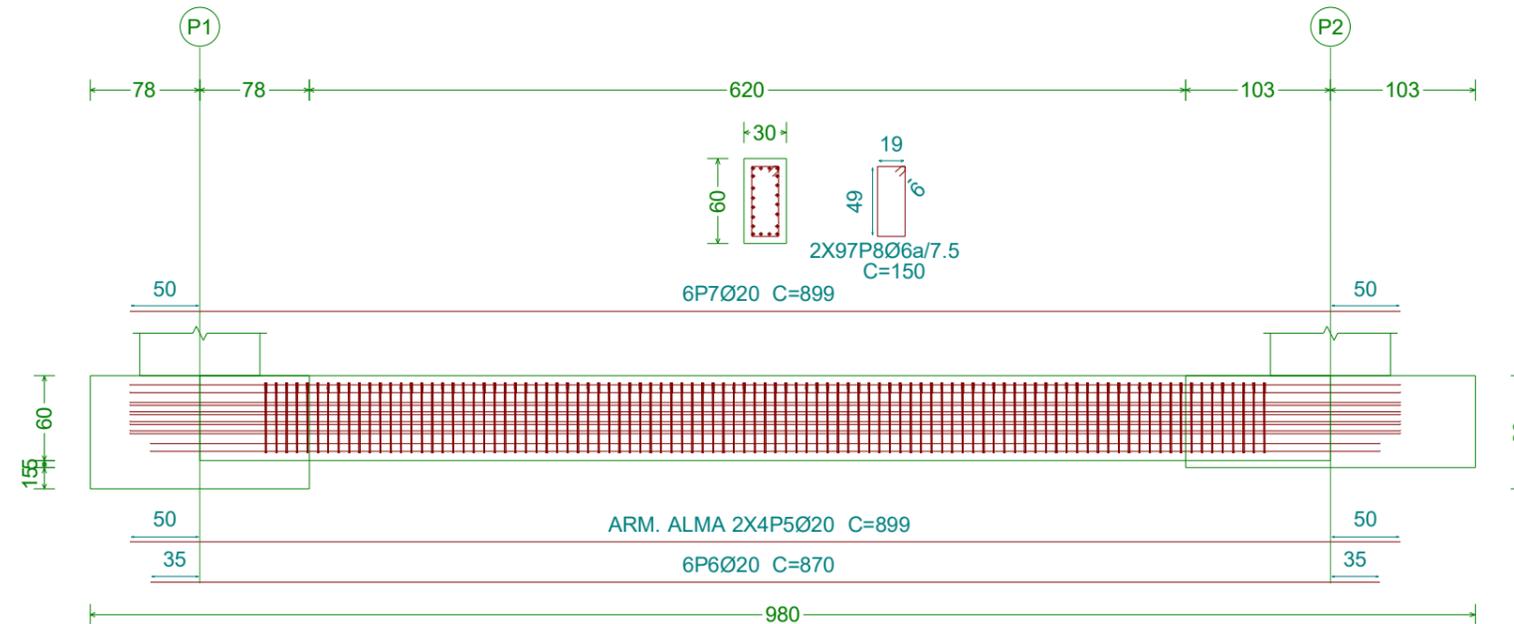
Viga de Equilíbrio [P14-P13]



Quadro de arranques	
Referências	Armaduras Cantos
P3 e P7	30Ø16
P4, P5, P6, P16, P17 e P18	32Ø16
P8, P14, P20 e P24	26Ø16
P9, P13, P21 e P1	16Ø16
P10, P12, P22 e P2	24Ø16
P11 e P23	22Ø16
P15 e P19	28Ø16

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)	
Viga de Equilíbrio [P14-P13]	1	Ø20	8	900	7200	177.6	
	2	Ø20	6	870	5220	128.7	
	3	Ø20	6	900	5400	133.2	
	4	Ø6	194	150	29100	64.6	
Total+10%						554.5	
Viga de Equilíbrio [P1-P2]	5	Ø20	8	899	7192	177.4	
Viga de Equilíbrio [P8-P9]	6	Ø20	6	870	5220	128.7	
	7	Ø20	6	899	5394	133.0	
	8	Ø6	194	150	29100	64.6	
Total+10%						554.1	
						(x2)	108.2
						Ø6:	213.2
						Ø20:	1449.5
Total						1662.7	

Viga de Equilíbrio [P1-P2] e Viga de Equilíbrio [P8-P9]



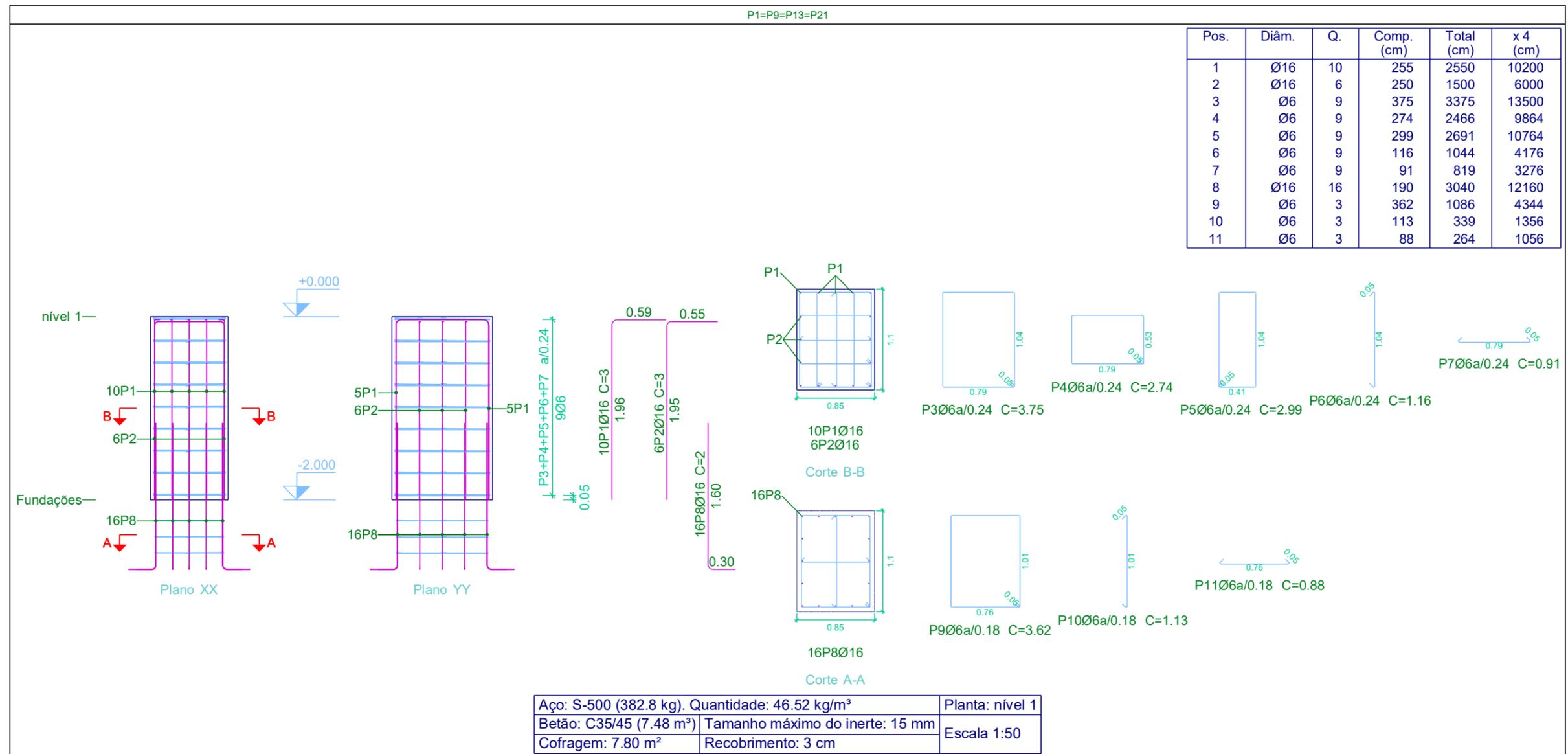
Neldo Macita  
TL  
Escala: 1:50

QUADRO DE VIGAS DE EQUILÍBRIO	
<p>Viga de Equilíbrio Empena Arm. sup.: 6Ø20 Arm. inf.: 6Ø20 Arm. alma: 7x2Ø20 Estribos: 1xØ6a/7.5</p>	<p>Viga de Equilíbrio Arm. sup.: 6Ø20 Arm. inf.: 6Ø20 Arm. alma: 4x2Ø20 Estribos: 2xØ6a/7.5</p>

Resumo Aço Elemento e Viga	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
S-500 Ø6	7406.2	1808	
Ø16	2319.9	4028	
Ø20	5247.2	14234	20070

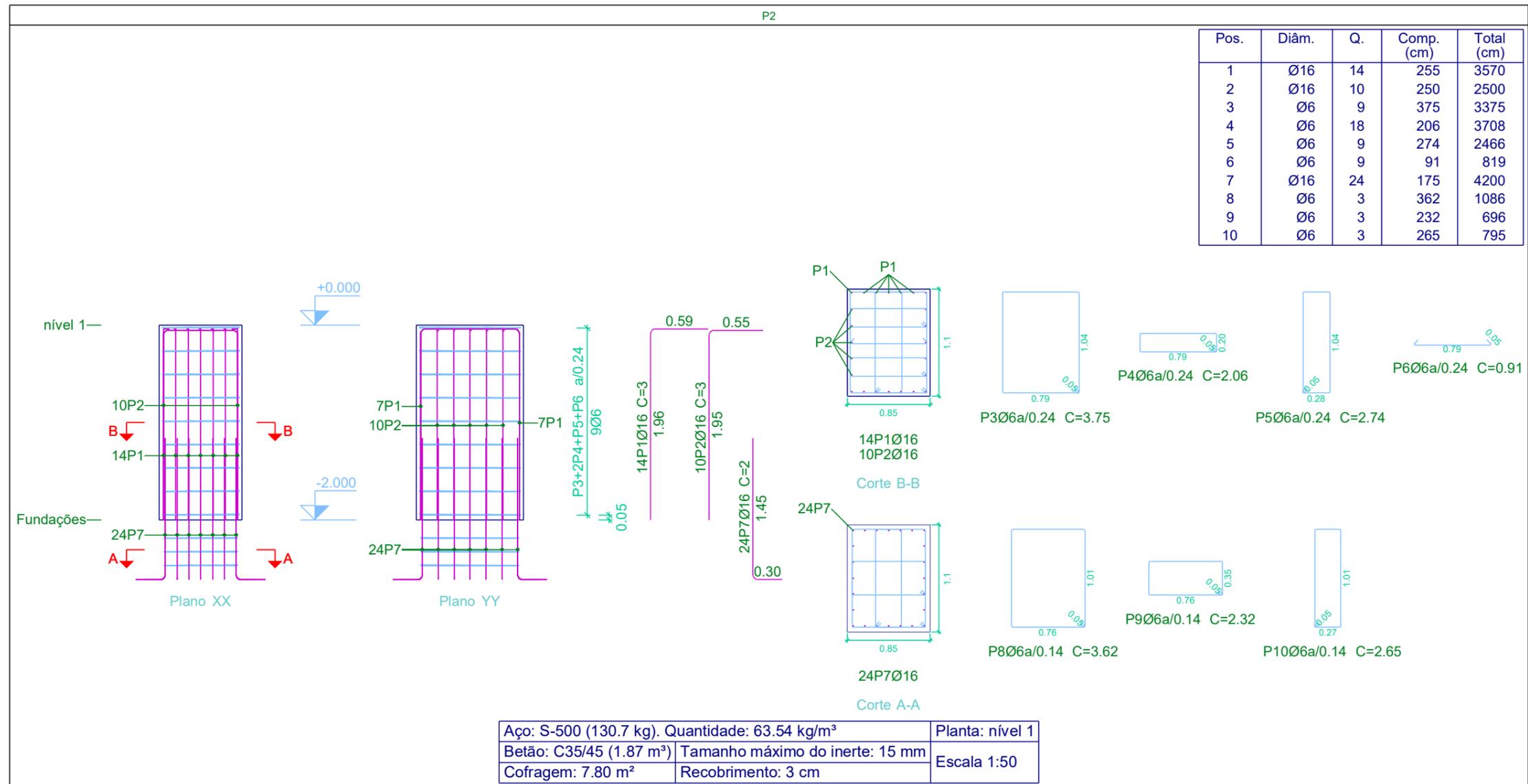
Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P1=P9=P13=P21	1	Ø16	10				255	2550	40.2
	2	Ø16	6				250	1500	23.7
	3	Ø6	9				375	3375	7.5
	4	Ø6	9				274	2466	5.5
	5	Ø6	9				299	2691	6.0
	6	Ø6	9				116	1044	2.3
	7	Ø6	9				91	819	1.8
	8	Ø16	16				190	3040	48.0
	9	Ø6	3				362	1086	2.4
	10	Ø6	3				113	339	0.8
	11	Ø6	3				88	264	0.6
Total+10%:									152.7
(x4):									610.8
									Ø6: 118.4
									Ø16: 492.4
									Total: 610.8



Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)	
P2	1	Ø16	14				255	3570	56.3	
	2	Ø16	10				250	2500	39.5	
	3	Ø6	9				375	3375	7.5	
	4	Ø6	18				206	3708	8.2	
	5	Ø6	9				274	2466	5.5	
	6	Ø6	9				91	819	1.8	
	7	Ø16	24				175	4200	66.3	
	8	Ø6	3				362	1086	2.4	
	9	Ø6	3				232	696	1.5	
	10	Ø6	3				265	795	1.8	
Total+10%:									209.9	
									Ø6:	31.6
									Ø16:	178.3
									Total:	209.9

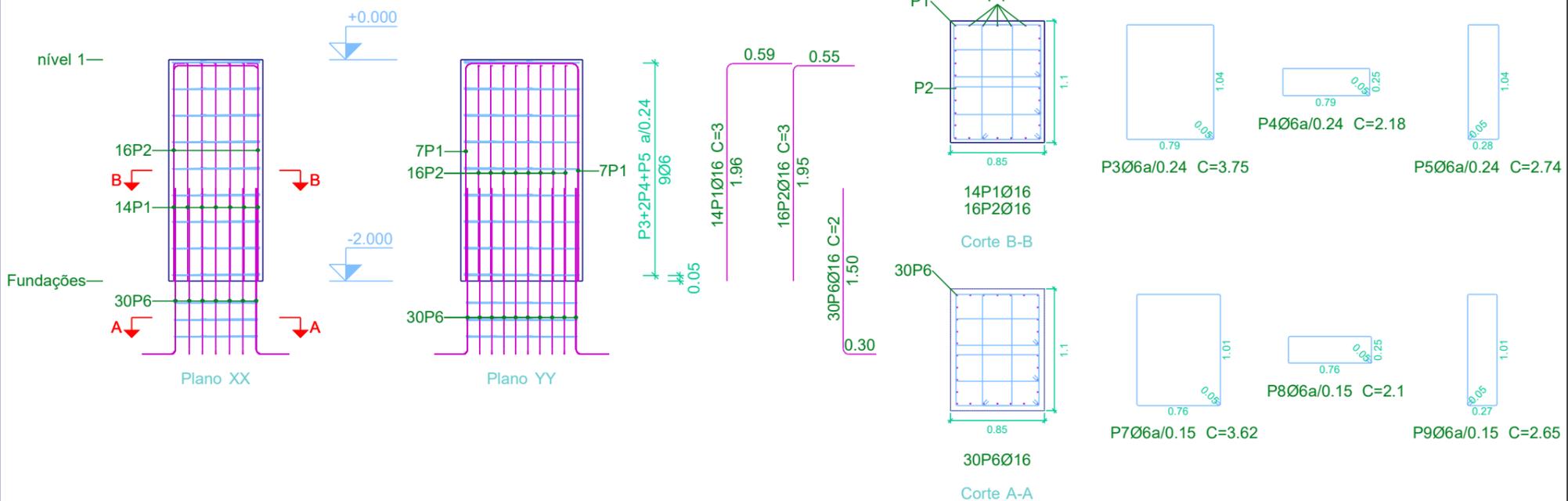


Aço: S-500 (130.7 kg). Quantidade: 63.54 kg/m³	Planta: nível 1
Betão: C35/45 (1.87 m³)	Tamanho máximo do inerte: 15 mm
Cofragem: 7.80 m²	Recobrimento: 3 cm
	Escala 1:50

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P3	1	Ø16	14				255	3570	56.3
	2	Ø16	16				250	4000	63.1
	3	Ø6	9				375	3375	7.5
	4	Ø6	18				218	3924	8.7
	5	Ø6	9				274	2466	5.5
	6	Ø16	30				180	5400	85.2
	7	Ø6	3				362	1086	2.4
	8	Ø6	6				210	1260	2.8
	9	Ø6	3				265	795	1.8
Total+10%:								256.6	
								Ø6:	31.5
								Ø16:	225.1
								Total:	256.6

P3

Pos.	Diâm.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	14	255	3570
2	Ø16	16	250	4000
3	Ø6	9	375	3375
4	Ø6	18	218	3924
5	Ø6	9	274	2466
6	Ø16	30	180	5400
7	Ø6	3	362	1086
8	Ø6	6	210	1260
9	Ø6	3	265	795



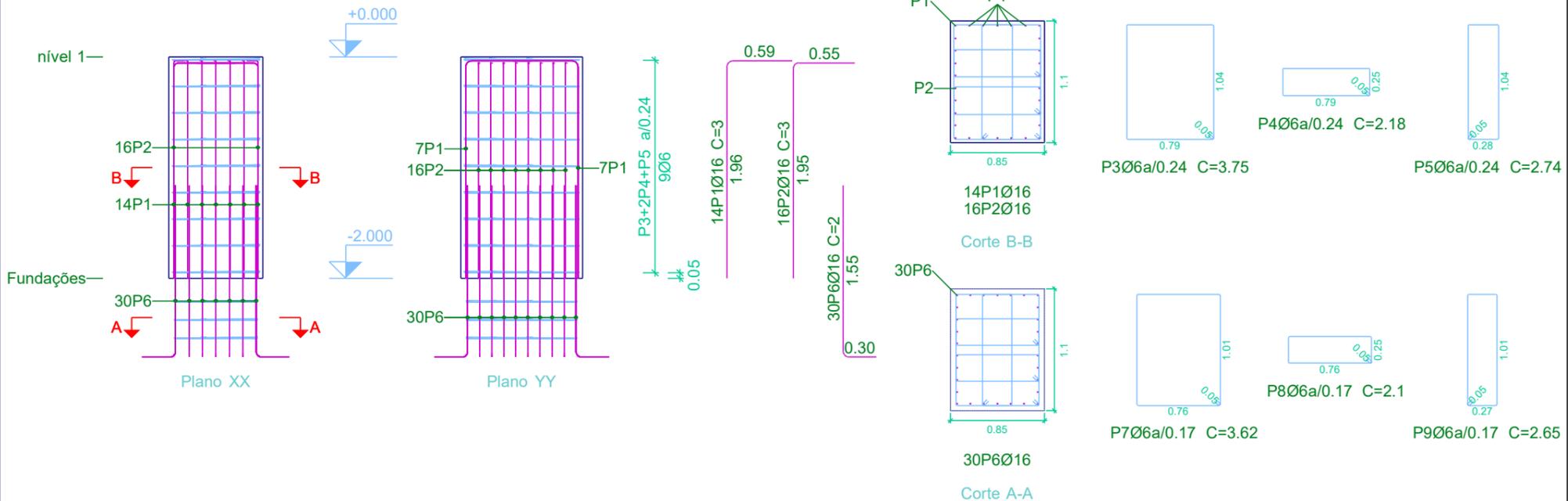
Aço: S-500 (155.3 kg). Quantidade: 75.48 kg/m³	Planta: nível 1
Betão: C35/45 (1.87 m³)	Tamanho máximo do inerte: 15 mm
Cofragem: 7.80 m²	Recobrimento: 3 cm
Escala 1:50	

Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)	
P7	1	Ø16	14				255	3570	56.3	
	2	Ø16	16				250	4000	63.1	
	3	Ø6	9				375	3375	7.5	
	4	Ø6	18				218	3924	8.7	
	5	Ø6	9				274	2466	5.5	
	6	Ø16	30				185	5550	87.6	
	7	Ø6	3				362	1086	2.4	
	8	Ø6	6				210	1260	2.8	
	9	Ø6	3				265	795	1.8	
Total+10%:									259.3	
									Ø6:	31.6
									Ø16:	227.7
									Total:	259.3

P7

Pos.	Diâm.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	14	255	3570
2	Ø16	16	250	4000
3	Ø6	9	375	3375
4	Ø6	18	218	3924
5	Ø6	9	274	2466
6	Ø16	30	185	5550
7	Ø6	3	362	1086
8	Ø6	6	210	1260
9	Ø6	3	265	795

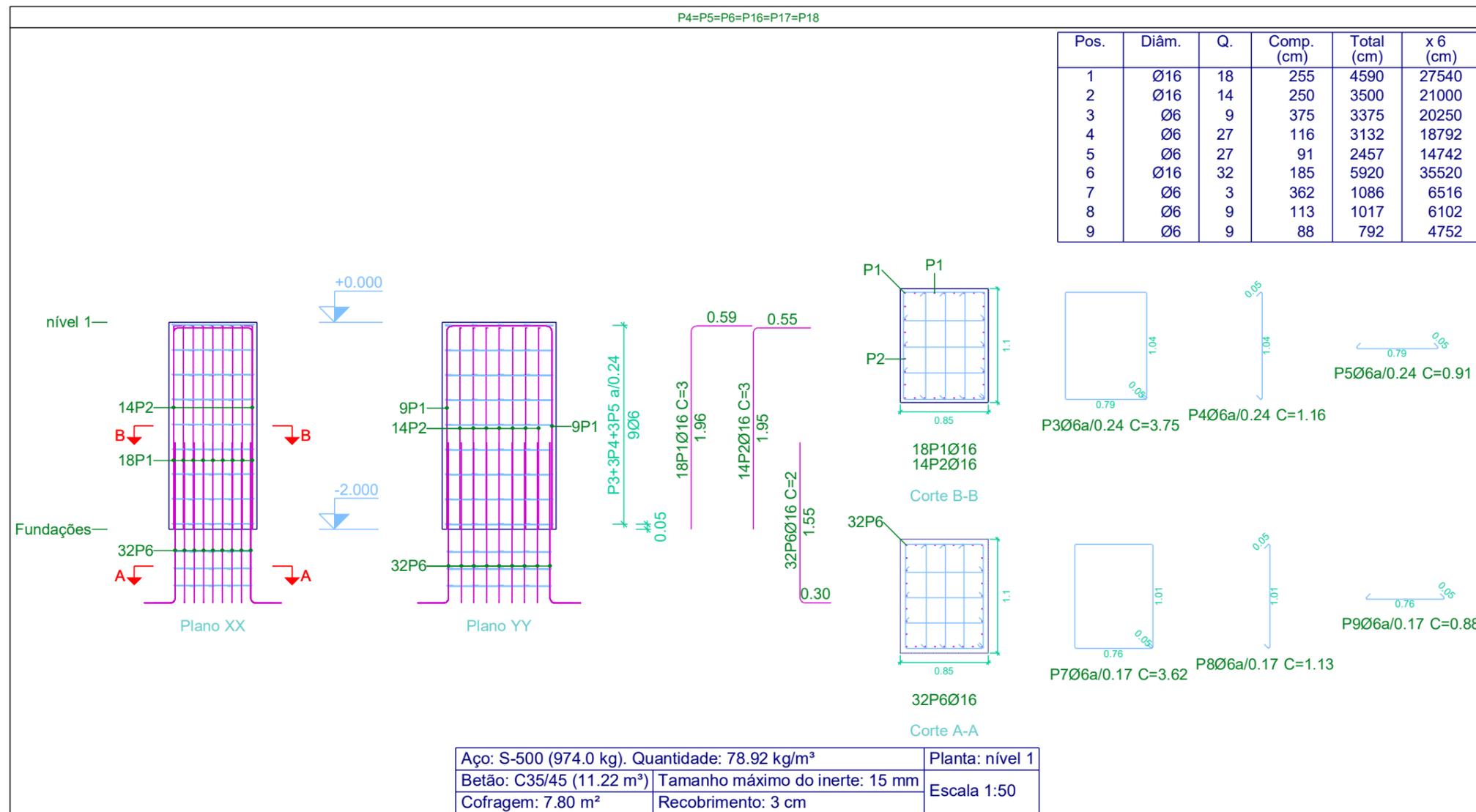


Aço: S-500 (155.3 kg). Quantidade: 75.48 kg/m³	Planta: nível 1
Betão: C35/45 (1.87 m³)	Tamanho máximo do inerte: 15 mm
Cofragem: 7.80 m²	Recobrimento: 3 cm
Escala 1:50	

Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500

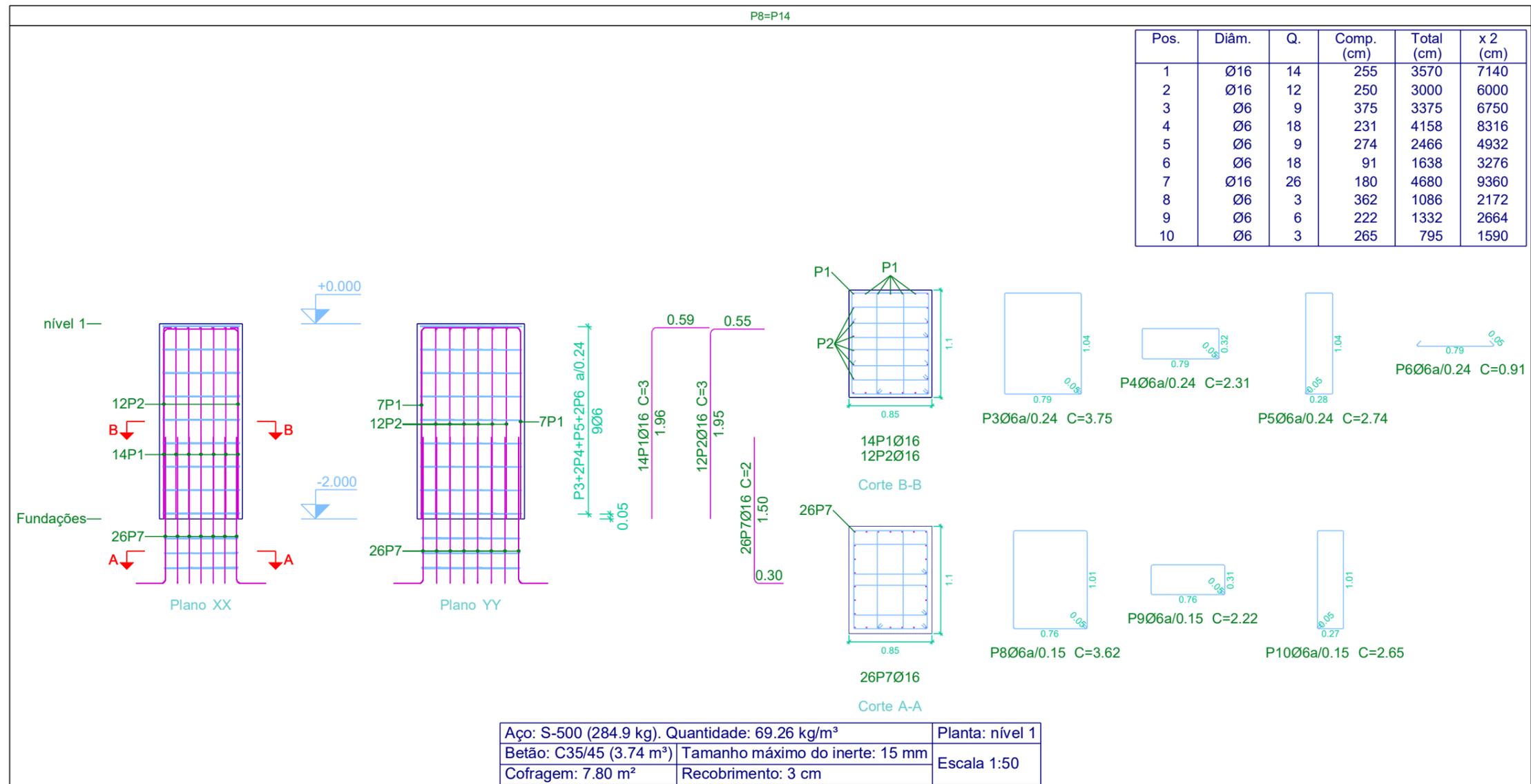
Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)	
P4=P5=P6=P16=P17 P18	1	Ø16	18				255	4590	72.4	
	2	Ø16	14				250	3500	55.2	
	3	Ø6	9				375	3375	7.5	
	4	Ø6	27				116	3132	7.0	
	5	Ø6	27				91	2457	5.5	
	6	Ø16	32				185	5920	93.4	
	7	Ø6	3				362	1086	2.4	
	8	Ø6	9				113	1017	2.3	
	9	Ø6	9				88	792	1.8	
Total+10%:									272.3	
(x6):									1633.8	
									Ø6:	175.2
									Ø16:	1458.6
									Total:	1633.8



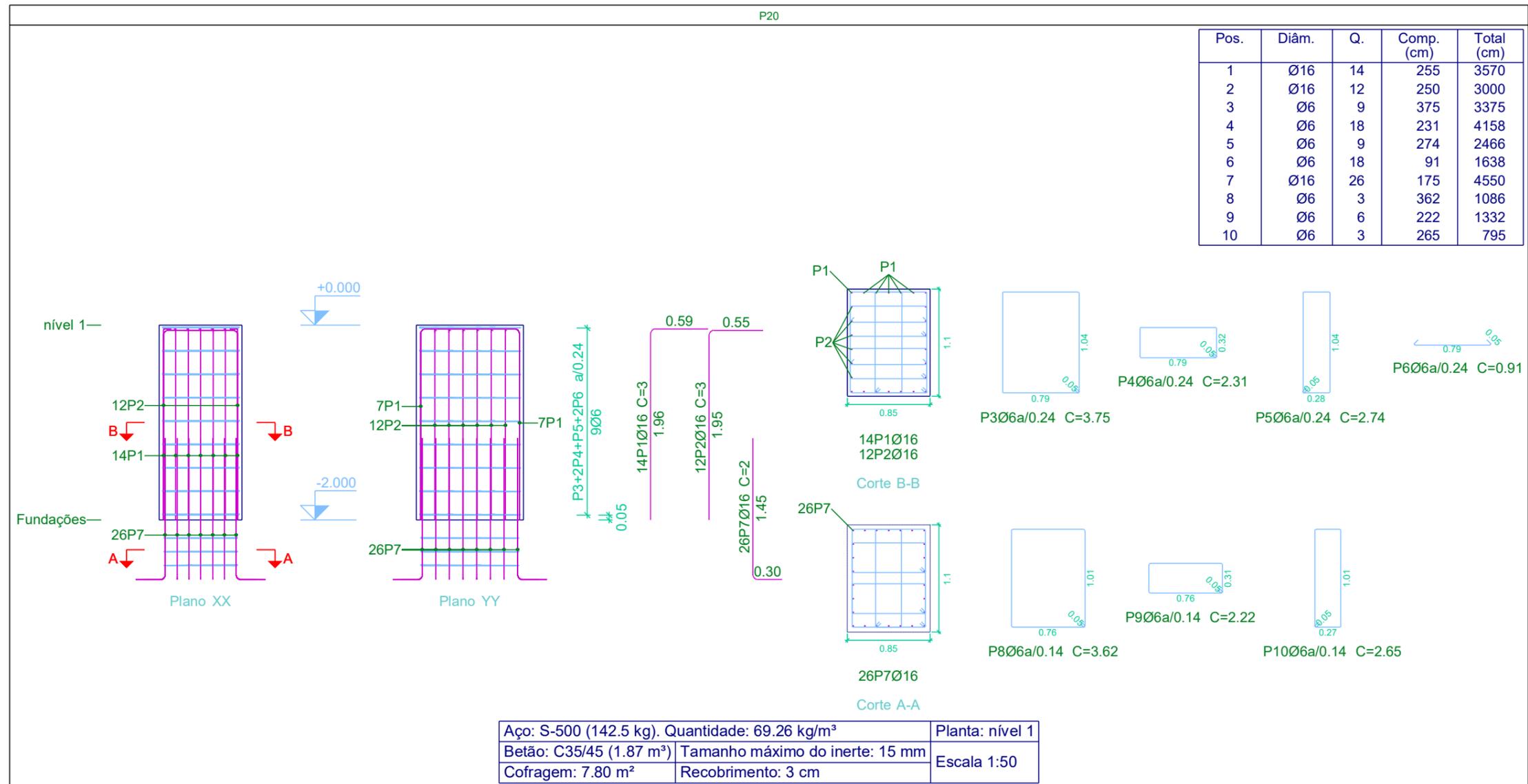
Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P8=P14	1	Ø16	14				255	3570	56.3
	2	Ø16	12				250	3000	47.3
	3	Ø6	9				375	3375	7.5
	4	Ø6	18				231	4158	9.2
	5	Ø6	9				274	2466	5.5
	6	Ø6	18				91	1638	3.6
	7	Ø16	26				180	4680	73.9
	8	Ø6	3				362	1086	2.4
	9	Ø6	6				222	1332	3.0
	10	Ø6	3				265	795	1.8
Total+10%:								231.6	
(x2):								463.2	
								Ø6:	72.6
								Ø16:	390.6
								Total:	463.2



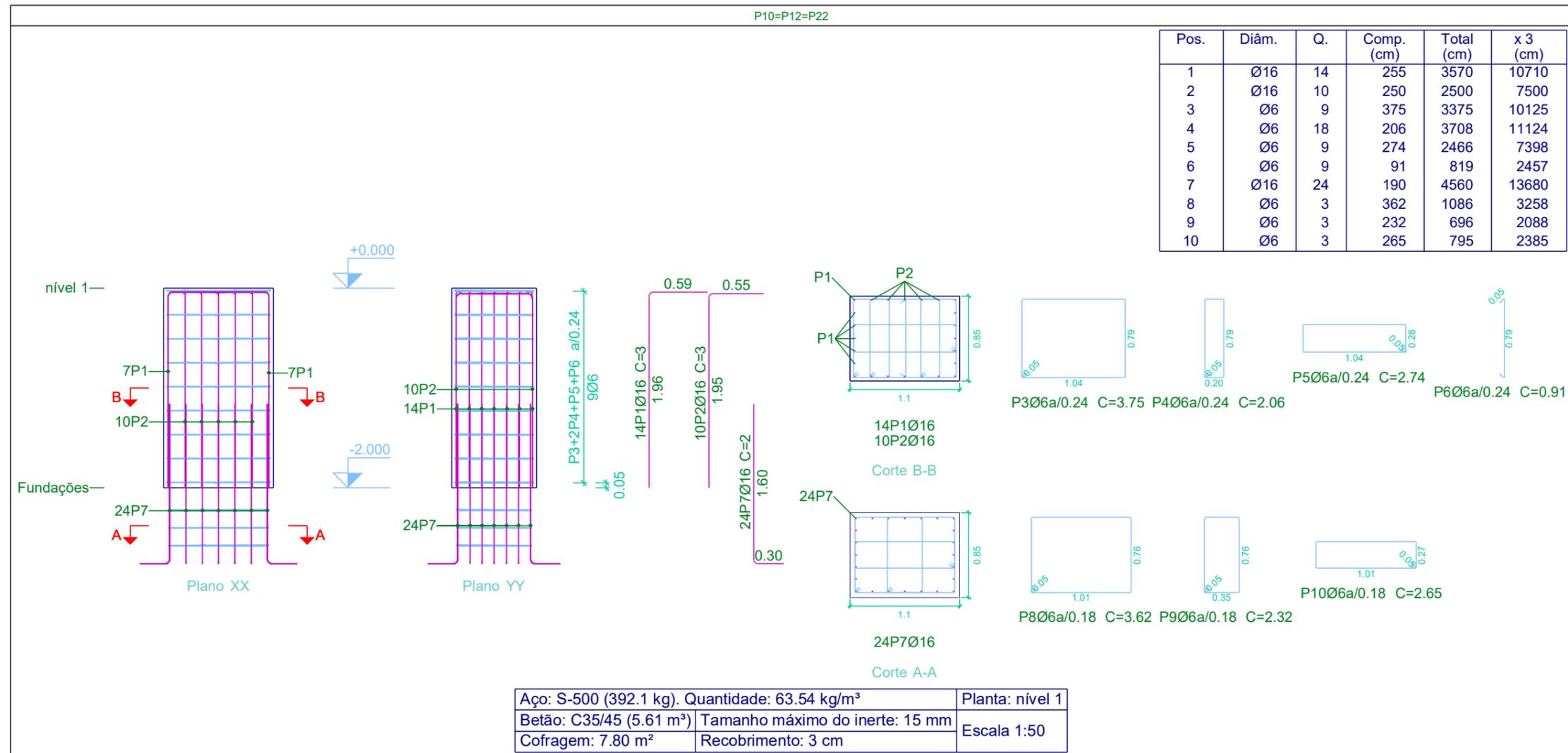
Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)	
P20	1	Ø16	14				255	3570	56.3	
	2	Ø16	12				250	3000	47.3	
	3	Ø6	9				375	3375	7.5	
	4	Ø6	18				231	4158	9.2	
	5	Ø6	9				274	2466	5.5	
	6	Ø6	18				91	1638	3.6	
	7	Ø16	26				175	4550	71.8	
	8	Ø6	3				362	1086	2.4	
	9	Ø6	6				222	1332	3.0	
	10	Ø6	3				265	795	1.8	
Total+10%:									229.2	
									Ø6:	36.3
									Ø16:	192.9
									Total:	229.2



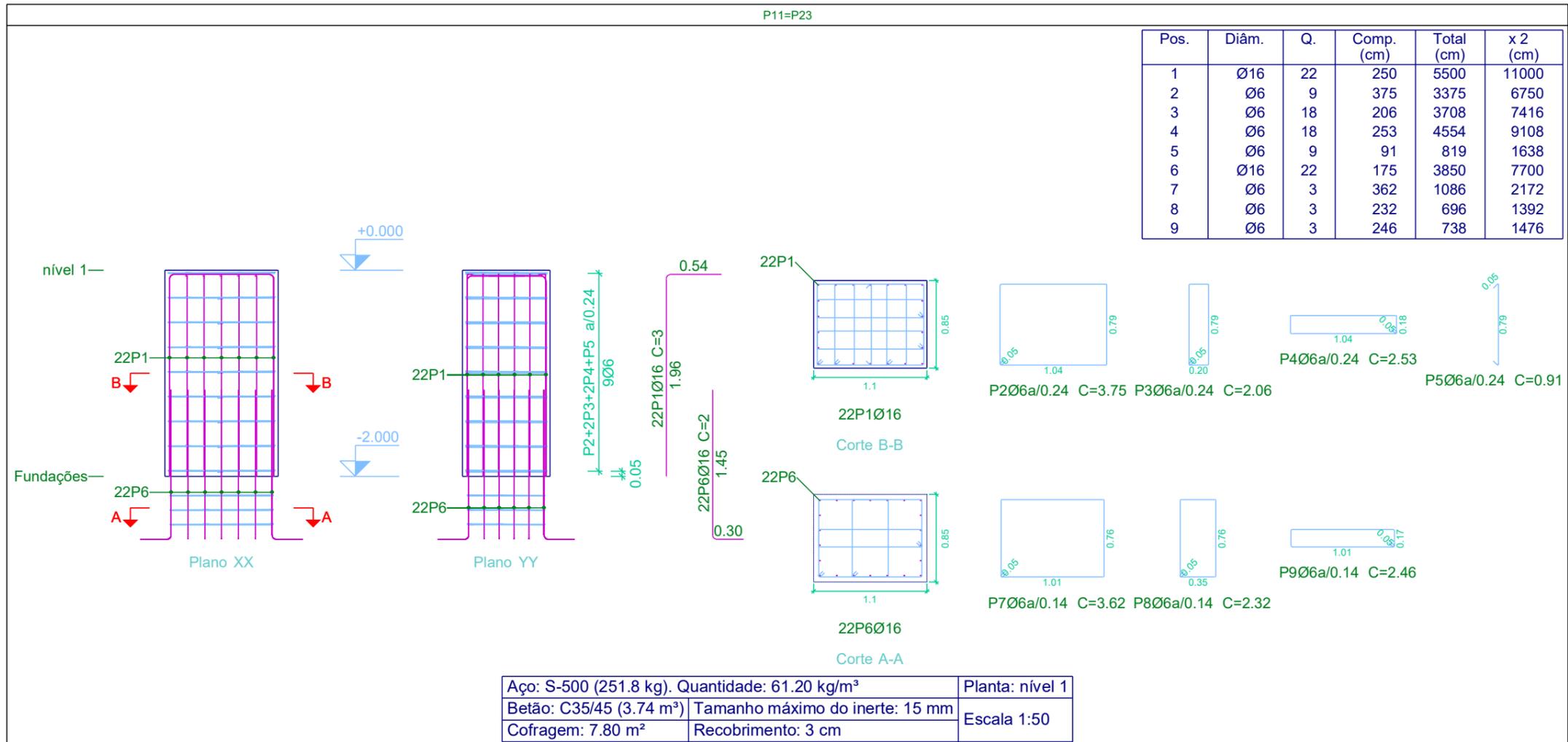
Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P10=P12=P22	1	Ø16	14				255	3570	56.3
	2	Ø16	10				250	2500	39.5
	3	Ø6	9				375	3375	7.5
	4	Ø6	18				206	3708	8.2
	5	Ø6	9				274	2466	5.5
	6	Ø6	9				91	819	1.8
	7	Ø16	24				190	4560	72.0
	8	Ø6	3				362	1086	2.4
	9	Ø6	3				232	696	1.5
	10	Ø6	3				265	795	1.8
Total+10%:								216.2	
(x3):								648.6	
								Ø6:	94.8
								Ø16:	553.8
								Total:	648.6

Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500



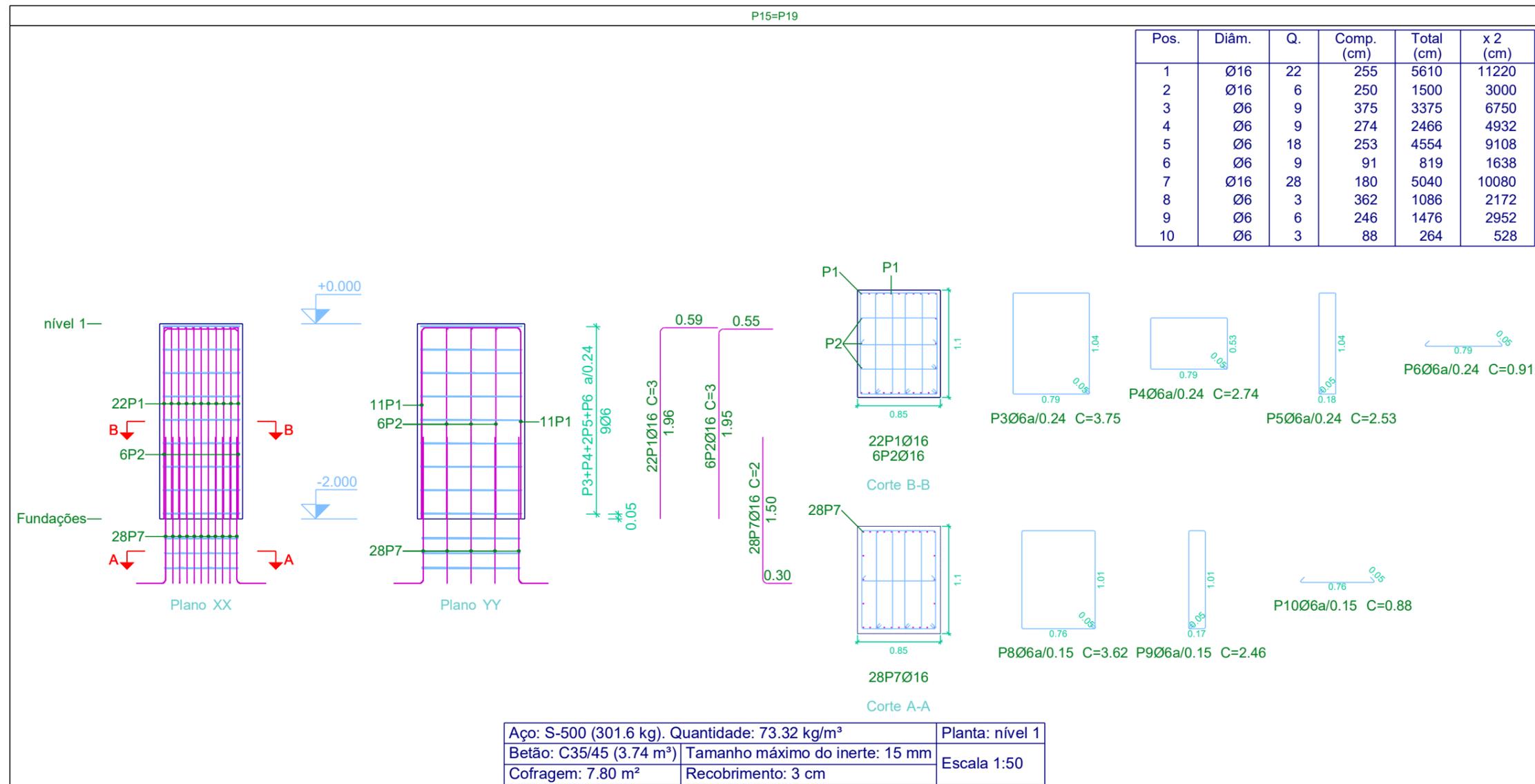
Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)	
P11=P23	1	Ø16	22				250	5500	86.8	
	2	Ø6	9				375	3375	7.5	
	3	Ø6	18				206	3708	8.2	
	4	Ø6	18				253	4554	10.1	
	5	Ø6	9				91	819	1.8	
	6	Ø16	22				175	3850	60.8	
	7	Ø6	3				362	1086	2.4	
	8	Ø6	3				232	696	1.5	
	9	Ø6	3				246	738	1.6	
Total+10%:									198.8	
(x2):									397.6	
									Ø6:	72.8
									Ø16:	324.8
									Total:	397.6

Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500



Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)
P15=P19	1	Ø16	22				255	5610	88.5
	2	Ø16	6				250	1500	23.7
	3	Ø6	9				375	3375	7.5
	4	Ø6	9				274	2466	5.5
	5	Ø6	18				253	4554	10.1
	6	Ø6	9				91	819	1.8
	7	Ø16	28				180	5040	79.5
	8	Ø6	3				362	1086	2.4
	9	Ø6	6				246	1476	3.3
	10	Ø6	3				88	264	0.6
Total+10%:								245.2	
(x2):								490.4	
								Ø6:	68.6
								Ø16:	421.8
								Total:	490.4



Planta: nível 1  
 Betão: C35/45  
 Aço em varões: S-500  
 Aço em estribos: S-500

Resumo Aço Pilares	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
S-500 Ø6	3145.1	768	
Ø16	2688.0	4667	5435

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	S-500 (kg)	
P24	1	Ø16	14				255	3570	56.3	
	2	Ø16	12				250	3000	47.3	
	3	Ø6	9				375	3375	7.5	
	4	Ø6	18				231	4158	9.2	
	5	Ø6	9				274	2466	5.5	
	6	Ø6	18				91	1638	3.6	
	7	Ø16	26				190	4940	78.0	
	8	Ø6	3				362	1086	2.4	
	9	Ø6	6				222	1332	3.0	
	10	Ø6	3				265	795	1.8	
Total+10%:									236.1	
									Ø6:	36.3
									Ø16:	199.8
									Total:	236.1

