



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ

**ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURA METÁLICA E
ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA UM CASO ESPECÍFICO DE
GALPÃO INDUSTRIAL EM JOÃO PESSOA - PB**

JOÃO PESSOA
2020

LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ

**ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURA METÁLICA E
ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA UM CASO ESPECÍFICO DE
GALPÃO INDUSTRIAL EM JOÃO PESSOA - PB**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal da Paraíba,
como requisito para obtenção do grau de
bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Givanildo Alves de
Azeredo

JOÃO PESSOA

2020

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

Q1a Queiroz, Lucas Matheus Oliveira de.
 Análise orçamentária comparativa entre estrutura
 metálica e estrutura de concreto pré-moldado para um
 caso específico de galpão industrial em João Pessoa -
 PB / Lucas Matheus Oliveira de Queiroz. - João Pessoa,
 2020.
 258 f. : il.

 Orientação: Givanildo Alves de Azeredo.
 Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

 1. Estrutura - Pré-Moldados - Metálicas - Orçamento. I.
 Azeredo, Givanildo Alves de. II. Título.

UFPB/BC

LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ

**ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURA METÁLICA E
ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA UM CASO ESPECÍFICO DE
GALPÃO INDUSTRIAL EM JOÃO PESSOA - PB**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba, como requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil. Aprovado em 15 de abril de 2020 pela Comissão Julgadora formada por:


Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo

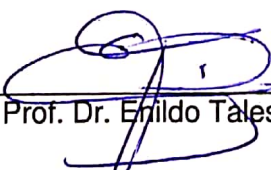
APROVADO

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental
do CT/UFPB


Prof. Dr. Carlos Antônio Taurino de Lucena

APROVADO

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental
do CT/UFPB


Prof. Dr. Enildo Tales Ferreira

APROVADO

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental
do CT/UFPB

Profa. Dra. Andrea Brasiliano Silva
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

*“Valeu a pena? Tudo vale a pena
Se a alma não é pequena.
Quem quer passar além do Bojador
Tem que passar além da dor.
Deus ao mar o perigo e o abismo deu,
Mas nele é que espelhou o céu.”*

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

O primeiro, maior, e mais simbólico agradecimento destina-se ao meu grande e primeiro amor: A pessoa de minha mãe, Eliete Queiroz, ou Leta, como é conhecida. Tudo devo a ela, que me suportou e suporta em meus piores dias. Essa infinita mulher que me ensina continuamente, dia após dia, com o vocabulário da vida, que a esperança, por mais difícil que seja, é essencial para a continuidade da vida humana. Ela que esteve ao meu lado por todos estes anos e derramou, junto comigo, sangue e suor para a concretização de mais esta etapa. A ela dedico todo o esforço desempenhado nos anos de graduação, e a ela está dedicado o presente trabalho.

Aos meus irmãos de caminhada José de Anchieta Martins Júnior e Reginaldo José da Silva Júnior. Irmãos testados a ferro e fogo durante a graduação, essenciais na construção do homem que sou hoje, com seus ensinamentos de vida, companheirismo e cumplicidade seguraram meu ímpeto sempre que pensei em desistir.

A todos os companheiros integrantes do maior clube da história da Copa Civil, o Piratas FC, que viveram momentos de descontração no meio do turbilhão que foi para mim, o curso de engenharia civil. Ali foram criados laços de amizade que ultrapassam os limites das quadras e perdurarão por meus anos.

A Joseane de Lima Batista, minha companheira e amiga, por ter cedido o espaço e o tempo, a paciência e o ombro, e ter suportado todo o estresse e dias ruins que antecederam a conclusão deste trabalho. Sem seus esforços e companheirismo a conclusão do mesmo seria inviável.

Ao grande mestre de obras Antoniel Santos Silva, mestre nas obras e na vida, grande professor e conselheiro, que me ensinou da melhor maneira possível os conhecimentos adquiridos em seus longos anos de vivência em obras. Figura paternal e amigável que acompanhou e contribuiu com meu crescimento profissional e pessoal.

A todos os integrantes da empresa Mindêlo Construções e Incorporações, local onde hoje exerço e aplico todo o conhecimento adquirido nos anos de

graduação e de vida. Aos meus companheiros de trabalho que caminham e crescem comigo dia após dia, lado a lado. Agradeço todo o conhecimento compartilhado e ajuda nos momentos de dilema profissional.

Ao meu orientador e professor Givanildo Azeredo pela ajuda e conhecimentos transmitidos no decorrer do curso e deste trabalho.

A todos os professores que contribuíram com meu crescimento intelectual, humano e profissional. Seres humanos que, com todas as limitações impostas por nosso sistema de ensino, transformam e salvam vidas, como transformaram a minha.

Em especial ao professor Geneci Costa, grande professor de matemática de meu ensino fundamental, que com suas ações de empenho e comprometimento com o ensino me mostrou que era possível almejar transformações maiores, na minha realidade, e na realidade das pessoas que mais precisam. Inconscientemente mudou minha perspectiva de mundo, transformou minha realidade, e influencia minhas ações até os dias de hoje. Meu profundo agradecimento.

À todas as pessoas que pregam e fazem o bem, que com suas pequenas ações diárias salvam o mundo constantemente. Seja o mundo de um, seja o mundo de todos. Estas pessoas me dão esperança e força para continuar na longa caminhada da vida.

Finalmente, meu profundo agradecimento a qualquer um que de alguma forma contribuiu para a realização e conclusão de mais esta etapa em minha vida.

RESUMO

A análise de custos e estudos de viabilidade de adoção de elementos dentro de uma obra são imprescindíveis para o sucesso do empreendimento. Neste sentido o presente trabalho trata-se de um estudo analítico orçamentário de custos diretos de materiais, mão de obra e equipamentos aplicados à tipos de estruturas associadas a um projeto arquitetônico padrão, definido pela ABNT 12721:2006, para galpões industriais. Os galpões tratam-se de estruturas aporticadas comumente utilizadas na indústria, onde grande parte de seu custo refere-se a seus componentes estruturais. As tipologias estudadas tratam-se de um projeto em estrutura metálica e um projeto em concreto pré-moldado, para os quais foram desenvolvidos os dimensionamentos, detalhadas as considerações de cálculo, confeccionadas pranchas estruturais, quantitativos de obra, para posterior análise orçamentária utilizando como referencial de preços a base de composições pública da SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) para o mês de fevereiro de 2020 no estado da Paraíba. Para a concepção, cálculo, detalhamentos e levantamentos de quantitativos das estruturas utilizaram-se os softwares Cype 3D aplicado à estrutura metálica e o CypeCad aplicado, sob algumas considerações e ajustes, para a estrutura de concreto pré-moldado. As análises realizadas relacionam, para os projetos concebidos, os custos diretos para os diferentes grupos de peças constituintes ao projeto estrutural do galpão, classificados em pilares, vigas de travamento, elementos sustentação de cobertura, terças e contraventamentos. A partir de tais análises constatou-se um maior custo direto total para a estrutura concebida em aço, muito embora, quando da análise entre os tipos de custos, constatou-se que as estruturas de concreto pré-moldado possuem maior custo direto relacionado a equipamentos e mão de obra. As análises orçamentárias também apontaram que as peças estruturais normalmente submetidas à flexão se mostram menos onerosas nas estruturas metálicas, enquanto que peças submetidas à compressão apontam o concreto pré-moldado como mais vantajoso, justificando assim a existência e adoção de estruturas mistas de aço e concreto.

Palavras-Chaves: Estrutura; Pré-Moldados; Metálicas; Orçamento; Comparativo.

ABSTRACT

Cost analysis and feasibility studies for the adoption of elements within a work are essential for the success of the project. In this sense, the present work is a budgetary analytical study of direct costs of materials, labor and equipment applied to a standard architectural project, defined by ABNT 12721: 2006 for industrial warehouses. The warehouses are structural structures commonly used in industry, where a large part of their cost refers to their structural components. The typologies studied are a project in metallic structure and a project in precast concrete, for which the dimensioning was developed, the calculation considerations were detailed, structural planks were made, quantitative works, for later budget analysis using as a reference of prices based on public compositions of SINAPI (National System of Research of Costs and Indices of Civil Construction) for the month of February 2020 in the state of Paraíba. For the design, calculation, details and quantitative surveys of the structures, the software Cype 3D applied to the metallic structure was used and CypeCad applied, under some considerations and adjustments, to the precast concrete structure. The analyzes carried out relate, for the projects conceived, the direct costs for the different groups of constituent parts to the structural design of the shed, classified into pillars, locking beams, roof support elements, thirds and braces. From such analyzes it was found a higher total direct cost for the structure designed in steel, although, when analyzing the types of costs, it was found that precast concrete structures have a higher direct cost related to equipment and labor. Budgetary analysis also found that structural parts normally subjected to bending are less costly in metal structures, while parts subjected to compression point precast concrete as more advantageous, thus justifying the existence and adoption of mixed steel and concrete structures. .

Key words: Structure; Pre-Molded; Metallic; Budget; Comparative.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Aqueduto denominado Pont du Gard, Nimes, França, 60 d.C.	26
Figura 2 - Pórticos apoiando a cobertura e os elementos da fachada	33
Figura 3 - Indicações de vão e dimensões ideais para galpões pré-moldados	34
Figura 4 - Pilares mistos de concreto e aço	35
Figura 5 - Cobertura metálica apoiada sobre pilares de concreto	36
Figura 6 - Haste em tração simples.....	38
Figura 7 - Diagrama simplificado de tração versus deformação dos aços estruturais	39
Figura 8 - Elementos componentes de uma estrutura metálica para galpões industriais	43
Figura 9 - Tipos de perfis utilizados em peças tracionadas: (a) barras redondas; (b) barras chatas; (c) perfis de cantoneiras laminados; (d) seções compostas de dois perfis de cantoneiras laminados.....	48
Figura 10 - Seção líquida de peças com furos: furação reta (a) e furação em zigue-zague (b)	49
Figura 11 - Área bruta das seções de cantoneiras.....	50
Figura 12 - Coeficiente para o cálculo da área líquida efetiva em seções com ligação soldada.....	52
Figura 13 - Conjunto de curvas para χ e curva única da abnt nbr 8800:2008	54
Figura 14 - Movimentos de torção uniforme e empenamento na flambagem por torção	55
Figura 15 - Elementos apoiados em uma ou em duas bordas longitudinais	56
Figura 16 - Tipos de solda.....	57
Figura 17 - Tipos de solda de penetração	58
Figura 18 - Dimensões de solda de filete	59
Figura 19 - Planta baixa do nível térreo do projeto arquitetônico	60
Figura 20 – Planta baixa do nível 01 do projeto arquitetônico.....	61
Figura 21 - Elevações frontais e posteriores do projeto arquitetônico.....	61
Figura 22 - Elevações laterais do projeto arquitetônico.....	62
Figura 23 - Pré disposição de eixos e pilares na arquitetura.....	63
Figura 24 - Altura de vedação e de pilares considerada pelo projeto arquitetônico ..	64
Figura 25 - Gráfico para pré-dimensionamento de treliça metálica de duas águas...	67

Figura 26 – Caminhão-toco grade baixa	68
Figura 27 - Esquema inicial da concepção das treliças de cobertura	69
Figura 28 - Fluxograma de considerações de verticais em treliças estruturais	69
Figura 29 - Consideração de sobrecarga de utilização de cobertura	72
Figura 30 - Isopletas da velocidade básica v_0 (m/s)	73
Figura 31 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular.....	75
Figura 32 - Dimensões de trechos de paredes para diferentes coeficientes de ponderação	75
Figura 33 - Configurações dos coeficientes de ponderação para paredes externas.	76
Figura 34 - combinação dos coeficientes de pressão interna para ventos a 0°	77
Figura 35 - combinação dos coeficientes de pressão interna para ventos a 0°	79
Figura 36 - Combinação dos coeficientes de pressão interna para ventos a 90°	79
Figura 37 – Esforços resultantes internos de ventos a 0°	80
Figura 38 - Esforços resultantes internos de ventos a 90°	80
Figura 39 - Configuração de treliça adotada no projeto	81
Figura 40 - Forma básica empregada às duas tipologias de estrutura estudadas	82
Figura 41 - Catálogos de fabricantes pré-definidos pelo programa.....	84
Figura 42 – Modelagem inicial no CYPE 3D	84
Figura 43 - Agrupamento das barras do projeto.....	85
Figura 44 - Ilustração da aplicação de planos de carga sobre a cobertura	86
Figura 45 - Barras do projeto com a representação de aplicação de todas as forças e hipóteses do projeto	87
Figura 46 - Esquema estrutural adotado no projeto	89
Figura 47 - Posicionamento das terças de cobertura do projeto	89
Figura 48 - Descrição da seção máxima das vigas de cobertura.....	90
Figura 49 – Ligação entre viga e pilar considerada no projeto	91
Figura 50 - Concepção de estrutura em concreto pré-moldado adotada no projeto .	93
Figura 51 – Planta baixa de estrutura em concreto pré-moldado adotada no projeto	94
Figura 52 - Concepção da estrutura de concreto pré-moldado adotada no projeto ..	98
Figura 53 - interface de alimentação de dados para perfis genéricos das terças “T” no CYPECAD	99
Figura 54 – Gráfico de composição de custos diretos para pilares metálicos.....	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Comportamento de Materiais Estruturais	24
Tabela 2 - Propriedades mecânicas dos aços-carbonos.....	37
Tabela 3 – Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga.....	37
Tabela 4 - Definição do valor redutor da força axial de compressão.....	53
Tabela 5 - Peso próprio de telhas	71
Tabela 6 - Coeficientes e cargas dinâmicas de vento sobre as paredes externas da edificação	76
Tabela 7 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular	77
Tabela 8 – Coeficientes de cargas dinâmicas de vento sobre a cobertura da edificação	78
Tabela 9 - Coeficientes e cargas para pressão externa média	78
Tabela 10 - Lista de telhas, respectivas distâncias de apoio e cargas admissíveis. .	81
Tabela 11 - Dimensões normais para vigas de cobertura com altura variável	90
Tabela 12 - Classe de agressividade considerada no projeto	92
Tabela 13 - Cobrimentos adotados no projeto	92
Tabela 14 - Sobrecargas consideradas e distribuídas sobre as terças	96
Tabela 15 - Composição de pilares laminados com seus respectivos insumos	102
Tabela 16 – Custos diretos para pilares metálicos.....	105
Tabela 17 – Análise detalhada de orçamento de pilares metálicos por insumo	105
Tabela 18 – Custos diretos para pilares de concreto pré- moldados	107
Tabela 19 – Análise detalhada de orçamento de pilares de concreto pré-moldado por insumo.....	107
Tabela 20 – Custo direto para vigas de travamento metálicas.....	109
Tabela 21 – Análise detalhada de orçamento de vigas de travamento metálicas ...	110
Tabela 22 – Custo direto para vigas de travamento em concreto pré-moldado	111
Tabela 23 – Análise detalhada de orçamento de vigas de travamento de concreto pré-moldado	112
Tabela 24 – Custo direto para vigas metálicas de sustentação da cobertura (treliça).	114
Tabela 25 – Análise detalhada do orçamento de vigas metálicas de sustentação da cobertura (treliça)	114

Tabela 26 – Custo direto para vigas de concreto pré-moldado de sustentação da cobertura	115
Tabela 27 – Análise detalhada do orçamento de vigas de concreto pré-moldado de sustentação da cobertura	116
Tabela 28 – Custo direto para terças metálicas	117
Tabela 29 – Análise detalhada do orçamento de terças metálicas	118
Tabela 30 – Custo direto para terças em concreto pré-moldado.....	119
Tabela 31 – Análise detalhada do orçamento de terças em concreto pré-moldado	119
Tabela 32 – Custo direto para elementos de contraventamento da estrutura metálica	121
Tabela 33 – Análise detalhada do orçamento dos elementos de contraventamento da estrutura metálica.....	121

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Estimativas Percentuais de Custos Por etapa da Obra.....	19
Quadro 2 – Descrição dos elementos estruturais conforme a NBR 6118/2014	22
Quadro 3 – Sistemas estruturais e principais aplicações	31
Quadro 5 - Coeficientes de segurança para os diferentes materiais.....	47
Quadro 6 - Espessuras de utilização das soldas de penetração.....	58
Quadro 7 - Especificação astm para aço a 36.....	65
Quadro 8 - Características do veículo de transporte considerado.....	68
Quadro 9 - Resumo dos fatores de ponderação do esforço de arrasto.....	74
Quadro 10 - Elementos considerados no projeto estrutural	83
Quadro 11 - Hipóteses de carga consideradas no projeto	85
Quadro 12 – Pré-dimensionamento dos elementos componentes à estrutura.....	93
Quadro 13 - Considerações de Cargas.....	95

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Composição de custos diretos para pilares em concreto pré-moldado.	108
Gráfico 2 – Comparação entre os custos diretos de pilares metálicos e de concreto pré-moldado por isumo	108
Gráfico 3 - Composição de custos diretos para vigas de travamento metálicas	111
Gráfico 4 – Composição de custos diretos para vigas de concreto pré-moldadas..	112
Gráfico 5 – Comparação entre os custos diretos de vigas metálicos e de concreto pré-moldado por isumo.	113
Gráfico 6 – Composição de custos diretos para vigas metálicas de sustentação da cobertura – Treliça.....	115
Gráfico 7 – Composição de custos diretos para vigas de concreto pré-moldado de sustentação da cobertura	116
Gráfico 8 – Comparação entre os custos diretos de vigas de sustentação da cobertura metálicas e de concreto pré-moldado por isumo.....	117
Gráfico 9 – Composição de custos diretos para terças metálicas	119
Gráfico 10 – Composição de custos diretos para terças em concreto pré-moldado	120
Gráfico 11 – Comparação entre os custos diretos de terças metálicas e de concreto pré-moldado por isumo.	120
Gráfico 12 – Composição de custos diretos para elementos de contraventamento metálicos	122
Gráfico 13 – Composição de custos diretos para a estrutura metálica	123
Gráfico 14 – Composição de custos diretos para a estrutura de concreto pré-moldado	123
Gráfico 15 – Comparação entre os custos diretos de estruturas metálicas e de concreto pré-moldado por isumo.....	124
Gráfico 16 – Comparação entre os custos diretos de estruturas metálicas e de concreto pré-moldado por peças estruturais.	124

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	18
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS E JUSTIFICATIVAS	18
1.2	OBJETIVOS.....	21
1.2.1.	Objetivos Gerais	21
1.2.2.	Objetivos Específicos.....	21
2.	REFERÊNCIAL TEÓRICO	22
2.1	ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	22
2.1.1	Projeto de Estruturas	22
2.1.2	Breve Histórico da Engenharia Estrutural Mundial	25
2.1.3	Engenharia Estrutural no Brasil.....	27
2.2	ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO	28
2.2.1-	Definições	28
2.2.2.	Princípios Básicos de Projeto	29
2.2.3 -	Sistemas Construtivos Pré-Moldados	31
2.2.4 -	Ligações Entre Elementos Pré-moldados	32
2.2.4 -	Estruturas Aporticadas de Concreto Pré-moldado.....	33
2.3	ESTRUTURAS METÁLICAS	35
2.3.1 –	Definições.....	35
2.3.1 –	Tipos de Aço Estrutural	36
2.3.2 –	Sistemas Estruturais em Aço	41
2.3.3 –	Métodos de Cálculo	44
2.3.4 –	Peças Tracionadas.....	47
2.3.5 –	Peças Comprimidas.....	52
2.3.6 –	Ligações com Solda	56
3.	METODOLOGIA.....	59
3.1	PROJETO BASE DE ARQUITETURA.....	59
3.1.1 –	Critérios de Escolha do Projeto Arquitetônico Base	59
3.2	PROJETO DE ESTRUTURA METÁLICA	64
3.2.1 –	Considerações iniciais.....	64
3.2.2 –	Pré-Dimensionamento e Concepção.....	67
3.2.3 –	Ações Consideradas.....	70

3.2.4 – Apresentação do Software de Cálculo Estrutural Utilizado e Análise Estrutural.....	82
3.2.5 – Dimensionamento e quantitativos	87
3.3 PROJETO DE ESTRUTURA EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO	88
3.3.1 – Considerações iniciais.....	88
3.3.2 – Pré Dimensionamento:	91
3.3.3 – Ações Atuantes no Pórtico:.....	95
3.3.4 – Utilização de Programa Computacional e Dimensionamentos:	98
3.4 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA.....	100
3.4.1 – Definições Gerais:	100
3.4.2 – Orçamento Estrutura Metálica:	101
3.4.1 – Orçamento Estrutura de Concreto Pré-Moldado:	103
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	104
4.1 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DOS PILARES	105
4.2 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DAS VIGAS DE TRAVAMENTO.....	109
4.3 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DAS VIGAS DE SUSTENTAÇÃO DA COBERTA	113
4.4 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DAS TERÇAS	117
4.5 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DOS CONTRAVENTAMENTOS.....	121
4.6 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DO CUSTO TOTAL DAS ESTRUTURAS DIMENSIONADAS	123
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	125
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127
APÊNDICE A – PROJETO BASE DE ARQUITETURA PARA GALPÃO INDUSTRIAL.....	130
APÊNDICE B – PROJETO EM ESTRUTURA METÁLICA.....	131
APÊNDICE C – PROJETO EM ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA.....	132
APÊNDICE D – QUANTITATIVOS DO PROJETO COM ESTRUTURA METÁLICA.....	133
APÊNDICE E – QUANTITATIVOS DO PROJETO COM ESTRUTURA EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO	134

APÊNDICE F – PLANILHA DE COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	136
APÊNDICE G – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DA ESTRUTURA METÁLICA	146
APÊNDICE H – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DA ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO	149
ANEXO A – RELATÓRIOS DE DIMENSIONAMENTO E LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS PARA ESTRUTURAS METÁLICAS GERADOS PELO SOFTWARE CYPE3D.....	149
ANEXO B – RELATÓRIOS DE DIMENSIONAMENTO E LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO GERADOS PELO SOFTWARE CYPECAD.....	216

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS E JUSTIFICATIVAS

A estrutura de um edifício corresponde a parte responsável por manter a forma do mesmo sob a influência de forças, cargas, ou outros fatores ambientais aos quais o sistema está sujeito. É importante que a estrutura como um todo (ou qualquer parte dela) não venha à ruína, trinque ou deforme a um grau inaceitável quando submetida a tais forças ou cargas. (Garrison, 2005)

Segundo Philip Garrison (2005), a função básica de uma estrutura é transmitir cargas da posição de aplicação para os pontos de apoio, e conseqüentemente às fundações sobre o solo.

O processo de concepção da estrutura trata-se da compreensão, entendimento e capacidade de explicitação da mesma. Compreende-se como uma etapa anterior ao dimensionamento propriamente dito. Desta forma, conceber uma estrutura é compreender aspectos essenciais para sua materialização, como a possibilidade de existência, sua relação com o espaço gerado, se o sistema escolhido é capaz de transmitir as cargas ao solo, e os materiais que, de maneira mais adequada, se adaptarão ao sistema escolhido. (REBELLO, 2000).

Em sua tese, Albuquerque (1999) afirma que, sendo uma responsabilidade do engenheiro, a concepção estrutural deve levar em conta a integração entre a estrutura e a arquitetura, a função à qual a edificação se destina, a noção dos esforços atuantes, métodos executivos e custos. Sob tal perspectiva, Albuquerque ainda conclui: “A escolha do sistema estrutural de um edifício, em geral, é influenciada por imposições arquitetônicas, por rotinas construtivas ou ainda pela infraestrutura da região. Mesmo assim, o engenheiro de estruturas tem de buscar, entre todas as possibilidades, a estruturação mais econômica para o seu projeto”.

Vale ressaltar que, segundo Dórea Mattos (2006), uma devida elaboração de orçamento ou análise de custos para um empreendimento é uma etapa da construção de fundamental importância para o sucesso do construtor. Uma vez que

a área da construção civil se torna cada vez mais competitiva, não somente pela redução do mercado, mas também com o surgimento de novas empresas e sua crescente capacitação relacionada a elaboração de orçamentos, a aplicação consistente dos conceitos e fundamentos de engenharia de custos torna-se fundamental, de modo a obter-se um preço competitivo e mínimo para o empreendimento. (DIAS, 2011).

O projeto estrutural corresponde à etapa de maior expressão orçamentária dentro das fases integrantes da incorporação de um projeto. Correspondendo, normalmente, a cerca de 15% a 20% do custo total da obra (COSTA,1997, *apud* ALBUQUERQUE,1999).

Em seu livro “Como preparar orçamentos de Obra”, Dórea Mattos (2009) apresenta uma tabela de percentuais de modo a basear a estimativa de custos por etapa de obra:

Quadro 1 - Estimativas Percentuais de Custos Por etapa da Obra

Mês de Referência: Junho/06

ETAPAS CONSTRUTIVAS	RESIDENCIAL			HABITACIONAL			COMERCIAL		
				PRÉDIO COM ELEVADOR	PRÉDIO SEM ELEVADOR		PRÉDIO COM ELEVADOR	PRÉDIO SEM ELEVADOR	INDUSTRIAL GALPÃO
	FINO(1)	MÉDIO(2)	POPULAR (3)	FINO(4)	MÉDIO (5)	POPULAR (6)	FINO(7)	MÉDIO(8)	MÉDIO (9)
Serviços Preliminares	2,7 a 3,3	2,8 a 4,5	0,7 a 1,5	0,2 a 0,3	0,4 a 0,8	1,3 a 2,5	0 a 1	0,5 a 0,9	1,2 a 2,3
Movimento de Terra	0 a 1	0 a 1	0 a 1	0 a 1	0 a 1	0 a 1	0 a 1	0 a 1	0 a 1
Fundações Especiais	-	-	-	3 a 4	3 a 4	3 a 4	3 a 4	3 a 4	4 a 5
Infra-Estrutura	6,9 a 7,5	3,6 a 4,2	2,2 a 4,1	1,9 a 2,5	3,6 a 4,2	4,4 a 5	2,9 a 3,4	4,4 a 5,3	3,4 a 4,3
Superestrutura	15,9 a 18,7	13,2 a 18,3	11,5 a 14,6	29,2 a 35,7	26,5 a 33,1	22,6 a 28,1	25,4 a 30,4	22,5 a 26,9	6,8 a 9
Vedação	3,9 a 6,5	6,7 a 10,5	6,9 a 12,2	2,7 a 3,8	3,7 a 7,3	6,9 a 11,8	2,8 a 3,9	4,3 a 6,8	2,1 a 3,7
Esquadrias	2,6 a 5,2	7,3 a 13,5	8 a 13,3	6,9 a 12,7	4,2 a 7,5	2,8 a 4,9	7,1 a 14,1	7,9 a 14,6	10,1 a 19,1
Cobertura	0 a 0,5	3,3 a 7,6	8,5 a 16,8	-	0,6 a 1,7	-	-	-	20,5 a 30,8
Instalações Hidráulicas	11,6 a 13,7	11,5 a 13,5	11,7 a 12,7	10,8 a 12,6	9,9 a 11,6	10,4 a 11,4	9,5 a 10,5	7,4 a 8,4	4,6 a 5,5
Instalações Elétricas	3,8 a 4,8	3,8 a 4,8	3,8 a 4,8	4,5 a 5,4	3,7 a 4,6	3,8 a 4,8	3,7 a 4,6	3,8 a 4,7	5 a 6
Impermeabilização e Isolação Térmica	13,1 a 13,1	0,3 a 0,7	0,4 a 0,8	1,3 a 2,6	1,3 a 1,9	3 a 6,4	1,9 a 2,6	6,4 a 7,8	1 a 1,5
Revestimento (pisos, paredes e forros)	20,8 a 28,1	23,7 a 29,5	21,9 a 30,2	17,8 a 23,1	23,2 a 29,5	21,5 a 30,3	14,9 a 21	15,9 a 19,2	6,9 a 9,6
Vidros	1,9 a 3,5	0,5 a 1	0,9 a 1,8	1,5 a 3	0,5 a 0,9	0,4 a 0,8	1,7 a 3,1	1,5 a 2,9	0 a 0,4
Pintura	3,6 a 5,2	5,7 a 7,6	3,8 a 4,7	3,1 a 4	4,6 a 6,2	2,5 a 3,3	6,1 a 9,2	6 a 7,7	5 a 7,5
Serviços Complementares	1,9 a 2,9	0,5 a 0,6	0,5 a 1	0,2 a 0,3	0 a 1	0,5 a 1	0 a 0,9	0 a 7,7	9,6 a 13,8
Elevadores	-	-	-	2,7 a 3,3	-	-	5,2 a 6,4	-	-

Veja as informações relativas às tipologias construtivas na tabela do CUPE - Custo Unitário Pror de Edificações

FONTE: Construção Mercado, 2006 *apud* MATTOS,2009

Sob tal perspectiva o presente trabalho busca estabelecer uma comparação entre o aço, o concreto pré-moldado e a estrutura híbrida, como opções para uma mesma concepção estrutural, trabalhando com a tipologia padrão de Galpão Industrial com parâmetros definidos pela NBR 12721:2006 – “Avaliação de custos unitários de construção para incorporação imobiliária e outras disposições para condomínios de edifícios”. Busca-se, através de tal Projeto Padrão, estabelecer uma

base comparativa de custos diretos, cronogramas, equipamentos e mão de obra para as três opções de escolha de material.

Para a tipologia de edificação estudada, a tabela 1 apresenta uma estimativa de 6,8% a 9% para a superestrutura e 20,5% a 30,8% para a cobertura.

O projeto padrão de galpões industriais, definido pela ABNT NBR 12721:2006, conta com uma área aproximada de 1000m² e é referido na tabela de Custos Unitários Básicos da Construção Civil (CUB), mensalmente disponibilizada pela Sinduscon-PB, com o custo por metro quadrado de aproximadamente R\$ 626,48 , estimando-se o custo total estimado de R\$ 626 480,00 para o projeto padrão.

Desta forma, inter-relacionando as informações, presume-se que, para o tipo de edificação em questão, a estrutura (superestrutura e coberta) corresponde a um valor entre R\$ 171 029,04 e R\$ 249 339,04. Dentro de tal contexto, e diante de valores tão expressivos, torna-se fundamental a busca pela alternativa mais eficiente relacionada à escolha de materiais para a superestrutura e coberta de tais edificações.

Vale salientar que este trabalho não se propõe a estabelecer um arquétipo perfeito, ou definitivo para galpões industriais, mas a apresentar dados científicos, para servir de referência nas etapas de anteprojeto.

Partindo de um projeto exemplo, dentro de parâmetros padronizados por norma para avaliações de custo de edificações, foi concebido um esquema estrutural aporticado possuindo as vigas de travamento e pilares pré-moldados, e vigas de cobertura em peça pré-fabricada, e outro em estrutura metálica com vigas de cobertura treliçadas. Onde analisou-se o modelo e material dos pórticos definidos, tal como das terças de sustentação e do material de vedação da cobertura. Em seguida será elaborado, para cada opção estudada, o orçamento analítico avaliando-se o custo de materiais e mão de obra, estimativa de equipamentos utilizados e, por fim, comparar-se-á os modelos estudados com relação a cada um destes itens.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1. Objetivos Gerais

- Desenvolver um estudo comparativo, em termos de custo direto de materiais, custo de mão de obra e custos de equipamentos relacionados e necessários à adoção de um sistema de superestrutura pré-moldada de pilares engastados e vigas de seção transversal variável, em comparação com um sistema de superestrutura em aço e vigas de cobertura treliçadas para um mesmo projeto arquitetônico padrão.
- Contribuir com a análise realizada por profissionais responsáveis pela avaliação de viabilidade econômica de construções típicas de galpões aporricados.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Partindo de uma única planta arquitetônica conceber um esquema estrutural que atenda a adoção dos materiais a serem estudados.
- Estabelecer um processo de cálculo e dimensionamento de tais estruturas segundo as normas regulamentadoras vigentes.
- Orçar cada um dos projetos estruturais estabelecidos, analisando os custos diretos de materiais, mão de obra e equipamentos.
- Analisar resultados e estabelecer gráficos comparativos entre os modelos estruturais adotados.

2. REFERÊNCIAL TEÓRICO

2.1 ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

2.1.1 Projeto de Estruturas

Rebello (2000) apresenta a estrutura, partindo de um panorama geral, como “tudo aquilo que sustenta” dentro de um corpo. Para o caso de edificações, a estrutura apresenta-se como conjunto de elementos destinados à criação de um espaço de realização de diversas atividades, exercendo o papel de caminho pelo qual as forças que atuam sobre a edificação devem transitar até chegar ao seu destino final (REBELLO,2000)

De acordo com Clímaco (2008), a estrutura de uma edificação consiste no conjunto dos elementos considerados resistentes da mesma, tendo sua resistência assegurada pelo conhecimento prévio do comportamento das peças estruturais que a compõem.

Tais peças são definidas pela idealização e posterior discretização da estrutura real em elementos geométricos que se comportam de forma semelhante, de acordo com sua forma e função estrutural. Em seu item 14.4, a NBR 6118/2014 define os elementos estruturais e classifica-os em "Elementos Lineares" e "Elemento de Superfície" (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), conforme o quadro abaixo:

Quadro 2 – Descrição dos elementos estruturais conforme a NBR 6118/2014

ELEMENTOS ESTRUTURAIS – NBR 6118/2014		
TIPO	ELEMENTO	DEFINIÇÃO
LINEARES	VIGAS	Elementos Lineares em que a flexão é preponderante.
	PILARES	Elementos Lineares de Eixo Reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.
	TIRANTES	Elementos lineares de eixo reto em que as forças normais de tração são preponderantes.

	ARCOS	Elementos lineares curvos em que as forças normais de compressão são preponderantes, agindo ou não simultaneamente com esforços solicitantes de flexão, cujas ações estão contidas em seu plano.
SUPERFICIAIS	PLACAS	Elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. As placas de concreto são usualmente denominadas lajes. Placas com espessura maior que 1/3 do vão devem ser estudadas como placas espessas.
	CHAPAS	Elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações contidas em seu plano. As chapas de concreto em que o vão for menor que três vezes a maior dimensão da seção transversal são usualmente denominadas vigas-parede.
	CASCAS	Elementos de superfície não plana.
	PILARES PAREDE	Elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural.

FONTE: NBR 6118 / 2014

Entende-se Engenharia Estrutural, portanto, como a área da engenharia civil cujas atividades destinam-se ao planejamento, projeto, construção e manutenção de estruturas dos mais diversos tipos, portes e finalidades. (MARTHA,2010).

Segundo Neto (2015), o projeto de estruturas, desde as mais complexas até as mais simples, destina-se a garantir que ela desempenhe a função a qual se destina com a máxima economia e eficiência. Ainda completa que, para assegurar o caráter econômico da estrutura, deve-se analisar os materiais e tecnologias passíveis de utilização, em termos de custo de material, equipamentos, mão de obra e tempo de execução.

Rebello (2000) interpreta a escolha do material a ser empregado na composição da estrutura como um ponto chave da concepção do projeto estrutural. Afirmando que tal escolha, leva em consideração, basicamente, dois fatores: Economia e Estética.

“O fator econômico leva em consideração, além da quantidade de material e da mão de obra envolvidas, o tempo gasto para a execução da obra.” (REBELLO,2000).

Rebello (2000), diante de tal contexto, apresenta o "Índice de Eficiência"(K), que se trata, basicamente, de um índice que pode ser usado como fator significativo relacionado ao comportamento do material quanto à economia. Tal Índice é definido pela razão entre a Tensão de Resistência do Material (σ) e o seu Peso Específico (γ), equação 1. Assim, o valor de K é diretamente proporcional a sua eficiência de utilização, de forma que o material resiste mais com um menor peso.

$$K = \frac{\sigma}{\gamma} \quad \text{Eq. (1)}$$

Rebello (2000) define como principais materiais estruturais o Aço, a Madeira e o Concreto Armado, e inter-relaciona tais materiais estabelecendo numericamente, segundo critérios próprios, pontuações de maior ou menor aptidão de cada material para diferentes situações. Como mostra o quadro a seguir:

Tabela 1 - Comportamento de Materiais Estruturais

ITEM	MADEIRA	AÇO	CONCRETO
1.0 – MATERIAL X ESFORÇO			
1.1 – Índice de Eficiência	4	5	2
1.2 – Índice de Confiança	2	5	4
1.3 – Tração Simples	3	5	2
1.4 – Compressão Simples	4	3	5
1.5 – Momento Fletor	3	4	4
SUBTOTAL	17	22	17
2.0 – MATERIAL X SEÇÃO			
2.1 – Obtenção das Seções	4	4	4
2.2 – Tração Simples	4	5	2
2.3 – Compressão Simples	4	5	4
2.4 – Momento Fletor	4	5	4
SUBTOTAL	16	19	14

3.0 – MATERIAL X OBTENÇÃO APLICAÇÃO E MANUTENÇÃO

3.1 - Fatores Ecológicos	3	4	4
3.2 – Processo de Obtenção	3	4	4
3.3 – Disponibilidade do Material	3	4	5
3.4 – Velocidade de Aplicação	4	5	3
3.5 – Disponibilidade de Mão de Obra	3	3	5
3.6 – Interface com outros Materiais	3	3	5
3.7 – Durabilidade	4	3	4
3.8 -Exposição ao Fogo	1	2	4
SUBTOTAL	24	28	34
TOTAL	57	69	65

FONTE: (REBELLO, 2000)

De acordo com Rebello, as notas de 1 a 5 são resultado da avaliação de 5 pontos:

1 – Péssimo; 2 - Ruim; 3 – Regular; 4 – Bom; 5 – Ótimo.

Definindo também “Índice de Confiança” como o inverso do valor do coeficiente de segurança dos materiais. “Os valores de subtotalização dos pontos, para cada item, mostram a maior ou menor aptidão do material para aquela situação” (Rebello, 2000).

2.1.2 Breve Histórico da Engenharia Estrutural Mundial

Conforme nos fala Martha (2010), as raízes da engenharia estrutural remetem, embora de forma empírica, aos grandes monumentos e pirâmides do antigo Egito e nas grandes obras da Grécia e Roma Antiga.

Mais precisamente, acredita-se que o início do desenvolvimento de técnicas de construção, mesmo que empíricas, tenha sido marcado pela civilização suméria, na Mesopotâmia, há aproximadamente 4000 a.C., com a construção de "zigurates": "Que eram pirâmides de tijolos de barro queimados ao sol, servindo para depósitos de grãos e tempos religiosos na civilização suméria" (MUNAIA NETO, 2015).

Munaiar Neto (2015) supõe que a inspiração inicial de concepções estruturais antigas, tenha surgido da natureza, como a exemplo de um tronco caído sobre um rio formando algo semelhante a uma ponte.

“Os construtores da Antiguidade devem ter desenvolvido técnicas próprias dentro das suas especialidades, mas acredita-se que uma característica comum a todos era a de procurar construir uma estrutura nova com o aperfeiçoamento de uma estrutura já construída, a qual servia de referência.” (MUNAIAR NETO, 2015, p.08)



Figura 1 - Aqueduto denominado Pont du Gard, Nîmes, França, 60 d.C.

FONTE: <http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/gard.htm>

Para Martha (2010), o início da legitimação da engenharia estrutural como ciência é atribuído à publicação do livro "Duas Ciências" de Galileu Galilei (MARTHA, 2010), que desenvolveu estudos relacionados à resistência de materiais em barras submetidas a forças de tração, concluindo que a "resistência absoluta à fratura" era proporcional à correspondente área da seção transversal e não dependia do comprimento da barra (MUNAIAR NETO, 2015).

Vale ressaltar que, desde então, muitos autores deram notórias contribuições para o estudo da engenharia estrutural em seus moldes atuais.

"Até o início do século XX pode-se citar, dentre outros, Jacob Bernoulli (1654-1705), Euler (1707-1783), Lagrange (1736-1813), Coulomb (1736-1806), Navier (1785-1836), Thomas Young (1773-1829), Saint-Venant (1797- 1886), Kirchhoff (1824-1887), Kelvin (1824-1907), Maxwell (1831-1879) e Mohr (1835-1918)." (MARTHA, 2010, P. 02)

Isto posto, compreende-se que a formalização da engenharia estrutural como ciência permitiu ao engenheiro estrutural estabelecer parâmetros técnicos e científicos relacionados às escolhas de seções e materiais de peças estruturais, visando a garantia de um comportamento funcional e seguro das estruturas. (MARTHA, 2010).

2.1.3 Engenharia Estrutural no Brasil

Segundo Telles, o termo “engenheiro” já era usado desde o Século XVII nas línguas latinas, para designar a pessoa responsável por construir fortificações e engenhos bélicos. Partindo para um panorama nacional, observa-se que o termo “engenheiro” designava, também o dono ou capatazes de engenho, instalações rudimentares destinadas a fabricação de açúcar, cachaça, farinha, etc. (TELLES,1984).

Em termos jurídicos e legislativos, os construtores, empreiteiros ou arquitetos só foram citados em documento oficial no ano de 1900, quando o Código Civil Brasileiro definiu os direitos, deveres e responsabilidades dos indivíduos que executam uma obra (TELLES,1984).

No final do século XIX, com a revolução industrial, a engenharia estrutural nacional alcançou um grande progresso, com a descoberta de novos materiais aplicados a construção civil, como o concreto armado, ferro fundido e o aço (MARTHA,2010).

Atualmente, a Engenharia Estrutural se desenvolve ao passo que são desenvolvidos novos métodos de análise das estruturas. Os métodos numéricos apresentam-se como ferramentas principais à engenharia. Um método que se destaca é o "Método dos Elementos Finitos", que permite a realização de análises complexas para os mais diversos tipos de estruturas. Por outro lado, atualmente, existe um grande avanço na "Mecânica das Estruturas", uma vez que, com o avanço relacionado aos modelos de materiais é possível aproximar ao máximo o modelo idealizado e teórico dos resultados apresentados experimentalmente. (NOGUEIRA, 2005).

2.2 ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

2.2.1- Definições

A construção civil de modo geral tem sido considerada uma indústria primitiva (arcaica) uma vez que tal modalidade de indústria apresenta características relacionadas à baixa produtividade, perda de materiais, lentidão e baixo controle de qualidade. Neste contexto, a utilização de elementos pré-moldados de concreto, segundo El Debs (2017) surge como uma das formas de modernizar e renovar as metodologias construtivas atualmente empregadas.

É válida a observação relacionada às diferenças existentes entre elementos recorrentemente confundidos: Elementos de Concreto Pré-moldado e Elementos de Concreto Pré-Fabricado. Segundo a NBR 9062/1985 “Projeto E Execução De Estruturas De Concreto Pré-Moldado” (ABNT,2017), as duas definições diferem nos seguintes termos:

- a) Elemento Pré-Fabricado: Elemento pré-moldado, executado industrialmente, mesmo em instalações temporárias em canteiros de obra, sob condições rigorosas de controle de qualidade. Os elementos produzidos em usina ou instalações analogamente adequadas aos recursos para produção e que disponham de pessoal, organização de laboratório e demais instalações permanentes para o controle de qualidade, devidamente inspecionada pela fiscalização do proprietário, recebem a classificação de pré-fabricados.
- b) Elemento Pré-Moldado: Elemento que é executado fora do local de utilização definitiva na estrutura, com controle de qualidade. Os elementos produzidos em condições menos rigorosas de controle de qualidade e classificados como pré-moldados devem ser inspecionados individualmente ou por lotes, através de inspetores do próprio construtor, da fiscalização do proprietário ou de organizações

especializadas, dispensando-se a existência de laboratório e demais instalações congêneres próprias.

Segundo Van Acker (2002, p.2), a pré-fabricação possui um maior potencial econômico, desempenho estrutural e durabilidade com relação a estruturas moldadas in loco, pelo maior aproveitamento e potencialização dos materiais empregados nas peças estruturais, devido ao grande controle de procedimentos de fabricação associados na fabricação.

2.2.2. Princípios Básicos de Projeto

2.2.2.1. Princípios Gerais

Segundo El Debs (2017), em uma analogia relacionada ao uso de concreto moldado in loco para concepções e análise estrutural, temos que a análise para projetos em concreto pré-moldado diferencia-se, basicamente, em dois pontos:

- Necessidade de considerar situações de cálculo adicionais: Para o elemento de concreto pré-moldado devem ser levadas em consideração, além da situação final de cálculo, combinações de cálculo correspondentes às situações transitórias equivalentes às fases de manuseio, estocagem, transporte e içamento das peças. (El Debs, 2017) Tais fases de trabalho das peças pré-moldadas podem expor as ligações a casos especiais de carregamento. “Apoios temporários, carregamentos excêntricos durante o levantamento, forças de vento antes que a estrutura esteja completa, içamento e estabilização temporária são exemplos de situações transientes” (Van Acker, 2002).

- Particularidades do projeto das ligações entre os elementos pré-moldados que formam a estrutura: As ligações entre os elementos de concreto pré-moldado constituem uma das principais partes do cálculo de tais estruturas. A confecção do projeto de estrutura pré-moldada, incluindo a escolha do tipo de ligação, deve ser analisada e escolhida a cada caso. (El Debs, 2017) Entretanto, deve-se buscar, quando possível, obedecer a certas padronizações aplicadas pelos fabricantes de estruturas pré-moldadas. Tais padronizações, em geral, limitam-se a detalhes,

dimensões, e geometria das seções transversais, tendo como principais produtos padronizados os pilares, vigas e lajes de piso. (Van Acker,2002).

Para a concepção do projeto de estruturas pré-moldadas, El Debs (2017), aponta as seguintes condições norteadoras:

- a) Que a arquitetura da obra seja elaborada visando a utilização do concreto pré-moldado,
- b) Que a interação entre as partes da estrutura e os outros elementos constituintes da obra sejam pensados.
- c) Que o número de ligações seja minimizado
- d) Que haja a busca pela padronização das peças
- e) Utilização de elementos com a mesma faixa de peso.

2.2.2.2. Estudo de Rendimento Mecânico de Seções Transversais

De forma geral, como em projetos de estrutura de concreto moldados in loco, procura-se, nos projetos de estrutura de concreto pré-moldado, minimizar o consumo de materiais, tendo como parâmetros definidores a forma da seção transversal e a forma do elemento ao longo do seu comprimento. (El Debs, 2017).

“A análise da forma da seção transversal de elementos submetidos predominantemente à flexão, conjuntamente com a resistência e o peso específico dos materiais, pode ser feita em função de um parâmetro m ” (El Debs,2017, p. 76):

$$m = \frac{M_{res}}{h \cdot g} \quad \text{Eq.2}$$

Onde:

M_{res} = *momento resistente da seção;*

h =*Altura da seção Transversal;*

g =*peso próprio do elemento por unidade de comprimento.*

Tomando-se as considerações a respeito dos comportamentos elástico linear dos materiais, temos a equação 3, abaixo:

$$m = \frac{1}{2} * \left(\frac{k_{inf} + k_{sup}}{h} \right) * \frac{\delta_{adm}}{\gamma} \quad \text{Eq.3}$$

Onde:

k_{inf} e k_{sup} = distâncias das extremidades do núcleo central ao centróide da seção;

γ = Peso específico do material composto;

δ_{adm} = tensão admissível determinada em função da resistência do concreto;

h = Altura da seção Transversal;

Por conseguinte, pode-se concluir que “para reduzir o peso do elemento deve-se procurar elevar o valor de metros, o que pode ser obtido com o aumento do valor do rendimento da seção, k, relacionado apenas com o consumo de material”. (El Debs, 2017).

2.2.3 - Sistemas Construtivos Pré-Moldados

Segundo Van Acker, embora existam distintas e variadas aplicações e soluções técnicas para o concreto pré-moldado, estas podem ajustar-se a sistemas estruturais já definidos (Van Acker, 20117):

Quadro 3 – Sistemas estruturais e principais aplicações

SISTEMA	APLICAÇÃO
Estruturas Aporticadas	Construções Industriais, armazéns, construções comerciais, etc;
Estruturas em esqueleto	Edificações de alturas médias, baixas e com um número pequeno de paredes de contraventamento para estruturas altas, escritórios, escolas, hospitais, estacionamentos e etc;
Estruturas em Painéis Estruturais	Construção de casas e apartamentos, hotéis, escolas e etc;
Estruturas para Pisos	Usados em conjuntos com todos os

	tipos de sistemas construtivos e materiais;
Sistemas para fachadas	Painéis em concreto arquitetônico para escritórios e fachadas importantes;
Sistemas Celulares	Blocos de banheiros, cozinhas, garagens, etc;

FONTE: Adaptado de Acker. (2002, p. 11)

2.2.4 - Ligações Entre Elementos Pré-moldados

Em termos gerais, segundo Van Acker (2002), o cálculo e dimensionamento de ligações entre elementos pré-moldados constitui um dos tópicos mais importantes com relação à tipologia de estrutura supracitada. Tais ligações devem atender a parâmetros de projeto e desempenho, podendo destinar-se a conectar elementos, garantir o comportamento global de estruturas, transferir forças para o subsistema de estabilização.

As principais ligações entre elementos pré-moldados, apresentadas El Debs (2017), podem ser agrupadas em ligações entre:

- Ligação Pilar x Fundação

As ligações Pilar x Fundação podem ser divididas em ligação por meio de cálice, por meio de chapa de base e ligação por emendas das barras longitudinais dos pilares.

- Ligações Pilar x Pilar

Geralmente utilizados em edificações de grande altura, sendo executadas em emendas das barras da armadura do pilar ou com chapas e conectores metálicos soldados ou parafusados.

- Ligações Vigas x Pilar (ou vigas x vigas em cima dos pilares)

Tais ligações apresentam-se como perfeitamente rígidas, onde são previstas as transmissões de momentos fletores mediante conectores metálicos e soldas, ou

perfeitamente articuladas com a utilização de chumbadores ou chapas metálicas soldadas no topo do pilar.

- Ligações Viga Principal x Viga Secundária

Ocorrem em pisos e coberturas ou em terças e a estrutura principal de galpões, e é, normalmente, articulado.

2.2.4 - Estruturas Aporticadas de Concreto Pré-moldado

A Denominação de sistemas aporticados de concreto pré-moldado refere-se a estruturas desenvolvidas sobre componentes de traves planas, compostas por dois pilares e uma viga de fechamento (Cobertura). De forma a possibilitar a estabilidade dos pórticos para ações horizontais e verticais constituintes da estrutura, os pilares são engastados na fundação e funcionam como vigas em balanço. As vigas, por sua vez, são ligadas aos pilares com ligações articuladas compostas por chumbadores. (VAN ACKER, 2002).

Em geral, segundo El Debs (2017), construções aporticadas, devido a suas características relacionadas à capacidade de alcançar grandes vãos e simplicidade de concepção e execução, são normalmente destinadas à indústria, ao comércio, aos depósitos em geral, às oficinas e etc.



Figura 2 - Pórticos apoiando a cobertura e os elementos da fachada

FONTE: VAN ACKER (2002).

A distribuição de cargas verticais segue o fluxo natural de estruturas em esqueleto, onde a força é transferida do ponto de aplicação pelas terças até as vigas de sustentação da cobertura, e estas, por sua vez, conduzem as cargas até os pilares e conseqüentemente às fundações. As forças horizontais são absorvidas e distribuídas pelos elementos de fundação aos pilares de sustentação, e estes, uma vez engastados, transferem tais esforços às fundações. A coberta também transmite esforços horizontais aos pilares pela ação de diafragma associada à esta. (VAN ACKER, 2002).

“As vigas de cobertura podem ter superfície inclinada ou perfil reto. As mesmas soluções para os elementos de cobertura também são empregadas aqui. A inclinação da cobertura para drenagem da água de chuva é conseguida alternando-se a altura das linhas de sustentação da viga. Na fachada, as lajes de cobertura são apoiadas em vigas ou em paredes portantes.” (Van Acker, 2002, p. 57)

Segundo Van Acker (2002), o comprimento recomendado para os vãos de edificações aporticadas usuais são apresentadas a seguir:

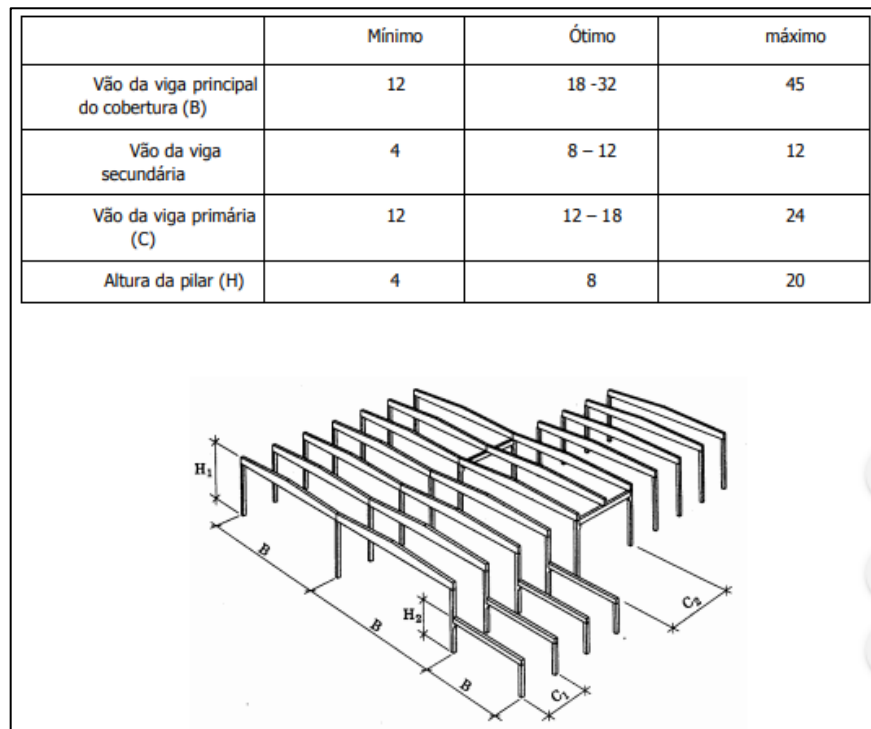


Figura 3 - Indicações de vão e dimensões ideais para galpões pré-moldados
 FONTE: VAN ACKER (2002)

2.3 ESTRUTURAS METÁLICAS

2.3.1 – Definições

O aço trata-se de uma liga ferro-carbono, onde o teor de carbono na liga varia desde 0,008% até 2,11%, em um sistema interno de composição química onde o carbono é responsável por incorporar à liga metálica uma característica de maior resistência e menor ductibilidade. (PFEIL, 2009).

As características relacionadas às estruturas concebidas em aço no tocante à flexibilidade e plasticidade da estrutura coexistente com a arquitetura, as propriedades mecânicas dos aços estruturais e a fluidez, exatidão técnica e rapidez executiva de tais estruturas aumentam, no contexto atual da construção brasileira, a procura por edifícios em aço no Brasil, dentre os quais, destaca-se os Galpões em aço.(CHAVES,2007).

Em tais estruturas, os elementos em aço são aplicados de forma integral, na forma de treliças, vigas, pilares, contraventamentos e barras de pórticos, ou de forma complementar, subdividindo-se, por sua vez em estruturas mistas ou híbridas. (FAKURY, 2016).

Estruturas mistas de concreto e aço são aquelas estruturas onde materiais diferentes trabalham solidarizados em uma mesma peça estrutural, a exemplo de um pilar formado por perfis de aço e revestido de concreto.

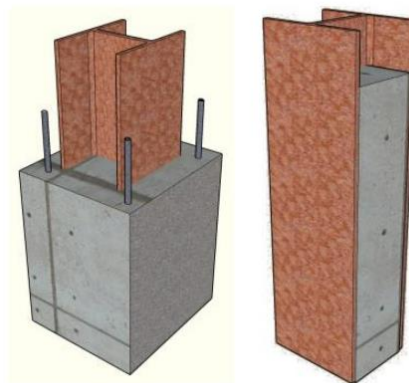


Figura 4 - Pilares mistos de concreto e aço

FONTE:<https://repositorio.ufscar.br/bitstream/handle/ufscar/4691/5850.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Estruturas Híbridas, por sua vez, são estruturas formadas por elementos em concreto armado e outros em aço, os quais desempenham papéis diferentes na dinâmica do sistema estrutural. A exemplo de uma cobertura em treliças metálicas apoiada sobre pilares de concreto. (FAKURY,2016).



Figura 5 - Cobertura metálica apoiada sobre pilares de concreto
FONTE:http://www.pellizzer.com.br/old/galeria/air_bp_campo_marte/foto02.html

Dentre as principais estruturas usualmente construídas em aço, destacam-se os Galpões Industriais, definidos por Chaves, como “um edifício de um único pavimento, com grande área construída, destinada a diversas finalidades como pequenas fábricas, depósitos, academias, ginásios, garagens, dentre outros”. (CHAVES, 2007, P. 01).

2.3.1 – Tipos de Aço Estrutural

Dos aços estruturais, as características mais solicitadas referem-se a boa ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, além de elevada relação entre tensão resistente e tensão de escoamento. (PFEIL,2009).

Segundo Pfeil (2009), a classificação básica dos aços utilizados em estruturas civis, dá-se segundo a sua composição química, dividindo-se em dois grupos: Aços – carbono e Aços de Baixa Liga.

- Aços – Carbono - Como dito anteriormente, o aumento do teor de carbono nos aços estruturais aumenta sua resistência e diminui sua ductilidade, dificultando, conseqüentemente os processos de solda do

material. Desta forma, usualmente, os aços utilizados na construção civil possuem baixo teor de carbono. (Pfeil,2009)

Os principais aços-carbono e suas características mecânicas são apresentados a seguir:

Tabela 2 - Propriedades mecânicas dos aços-carbonos

Especificação	Teor de carbono %	Limite de Escoamento f_y (Mpa)	Resistência à ruptura f_u (Mpa)
ABNT MR 250	Baixo	250	400
ASTM A7	-	240	370-500
ASTM A36	0,25-0,29	250 (36ksi)	400-500
ASTM A307 (parafuso)	Baixo	-	415
ASTM A325 (parafuso)	Médio	635 (min)	825 (min)
EM S235	Baixo	235	360

FONTE: PFEIL (2009)

- Aços de Baixa Liga – Os aços de baixa liga são aços – carbono processados com outros elementos de ligação com a finalidade de melhoria de uma ou outra propriedade mecânica do elemento. (Pfeil,2009)

Tabela 3 – Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga

Especificação	Principais Elementos de Liga	Limite de Escoamento f_y (Mpa)	Resistência à ruptura f_u (Mpa)
ASTM 572 Gr.50	C<0,23% Mn < 1,35%	345	450
ASTM A588	C<0,17% Mn<1,2%	345	485

	Cu<0,50%		
ASTM A992	C<0,23% Mn<1,5%	345	450

FONTE: PFEIL (2009)

De modo a garantir que as propriedades mecânicas dos elementos de aço serão plenamente respeitadas, são realizados alguns ensaios em laboratório com o objetivo de aferir e estudar as relações entre tensão (σ) e deformação (ϵ) do material. (FAKURY,2016)

Dentre os quais, destacam-se os seguintes ensaios:

a) Ensaio de Tração Simples: As condições associam-se à temperatura atmosférica e corpos de prova apropriados e isentos de tensões residuais. As máquinas de ensaio predem uma haste metálica com garras especiais, e submetem-na a esforços crescentes de tração, medindo em cada estágio a carga de alongamento Δl de um trecho com comprimento inicial de l_0 . Cada vez que a barra é tracionada, ela sofre uma redução de sua seção transversal, de modo que a tensão é obtida a força pela área de seção transversal medida no estágio.

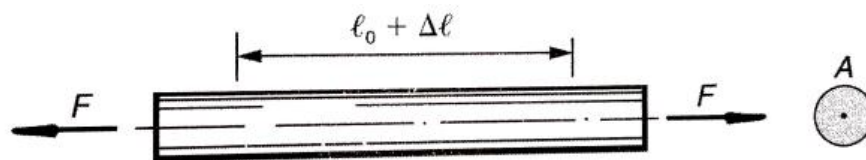


Figura 6 - Haste em tração simples

FONTE: PFEIL (2009)

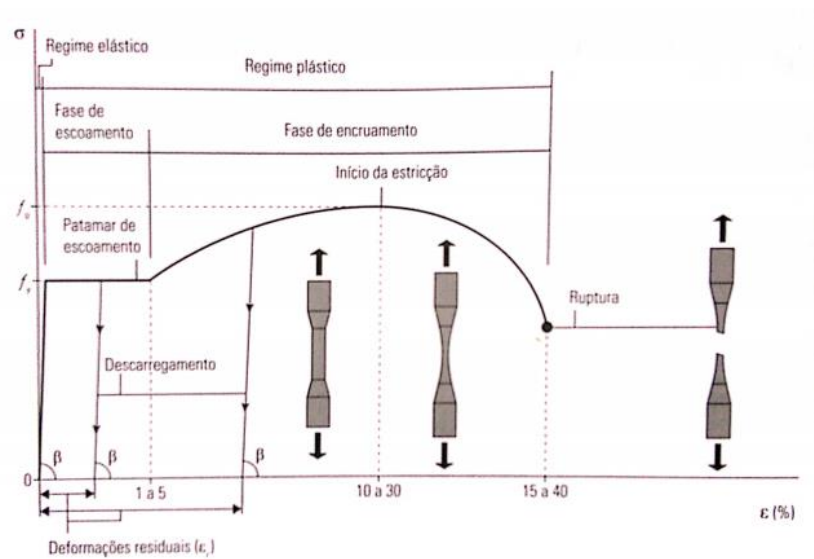


Figura 7 - Diagrama simplificado de tração versus deformação dos aços estruturais
 FONTE: FAKURY (2016)

Dentro do regime elástico, apresentado acima, as tensões (σ) são proporcionais às deformações (ϵ), segundo o seguinte coeficiente de proporcionalidade, para os aços estruturais:

$$\sigma = \frac{\text{Força de tração aplicada}}{\text{Área da seção}} \quad \text{Eq.4}$$

Da mesma forma define-se a deformação (ϵ), como:

$$\epsilon = \frac{\text{Comprimento acrescido}}{\text{Comprimento total inicial}} \quad \text{Eq.5}$$

e, segundo a Lei de Hooke, temos:

$$\sigma = E * \epsilon \quad \text{Eq.6}$$

Onde E trata-se da constante de proporcionalidade entre as duas grandezas e, segundo Pfeil (2009) é praticamente igual para todos os tipos de aço, variando entre:

$$200\,000 < E < 210\,000 \text{ MPa}$$

b) Ensaio de Cisalhamento Simples – Segundo Fakury (2016), “um corpo de prova submetido à tensão de cisalhamento possui um diagrama de tensão versus deformação parecido com aquele relacionado às tensões normais de tração”. A

partir de tal ensaio é possível aferir o módulo de rigidez do aço (G_a), cujo o valor pode ser obtido pela seguinte equação:

$$G_a = \frac{E_a}{2*(1+\nu_a)} \quad \text{Eq.7}$$

Substituindo os valores, e considerando o coeficiente de deformação transversal (ν_a) igual a 0,3 para o regime elástico, temos que:

$$G_a = 77\,000 \text{ MPa} \quad \text{Eq.8}$$

Ainda de tais ensaios, segundo Pfeil (2009), pode-se estabelecer uma relação entre a tensão de escoamento a cisalhamento f_v e a tensão de escoamento a tração simples f_y , de tal forma que a proporcionalidade se apresenta aproximadamente como:

$$f_v \cong 0,6 f_y \quad \text{Eq.9}$$

Os aços estruturais brasileiros apresentam-se de diversas formas, dentre as quais pode-se destacar: chapas, barras, perfis laminados, fios trefilados, cordoalhas e cabos.

Quadro 4 - Produtos siderúrgicos estruturais produzidos no Brasil

Produto Laminado	Definição
Barras	São produtos laminados nos quais uma dimensão (comprimento) apresenta-se muito maior que outras duas (seção transversal)
Chapas	São produtos laminados onde uma dimensão (espessura) é muito menor que as outras duas (largura e comprimento)
Perfis Laminados	São perfis de grande eficiência estrutural em forma de H, I, C e L. Em geral, um perfil laminado pode ser

	designado pelas suas dimensões externas nominais (altura, ou altura x largura).
Trilhos	São produtos destinados a servir de apoio para as rodas metálicas de pontes rolantes ou trens.
Tubos	São produtos ocos de seção circular, retangular ou quadrada.

FONTE: PFEIL(2009)

2.3.2 – Sistemas Estruturais em Aço

Como citado anteriormente, as hastes tratam-se de um dos principais produtos nacionais, e tratam-se de elementos onde uma dimensão sobrepõe-se às demais (Pfeil,2009).

As hastes podem ser classificadas conforme o esforço de solicitação predominante no elemento (Pfeil,2009):

Quadro 5 - Elementos estruturais e seus esforços preponderantes

Elemento	Força Predominante
Tirantes	Tração axial
Colunas ou escoras	Compressão Axial
Vigas	Cargas Transversais produzindo momentos fletores e esforços cortantes
Eixos	torção

FONTE: PFEIL (2009)

Vale salientar que tais considerações aplicam-se em um plano ideal de aplicação de forças, e que, na prática, os elementos lineares trabalham sob a ação de solicitações compostas, por exemplo: solicitações de tração ou compressão atuando com excentricidade com relação ao eixo da peça originando esforços de flexocompressão.(Pfeil,2009).

As estruturas metálicas, apresentam-se nas edificações com diferentes disposições sistemáticas, dentre os quais destaca-se os sistemas planos de elementos lineares, constituídos por tirantes, colunas e vigas. As *treliças*, por exemplo, são estruturas formadas por hastes que trabalham predominantemente a tração ou a compressão, e são comumente utilizadas em cobertas de edifícios industriais (galpões). Os modelos teóricos de análise de treliças planas estruturais apresentam as ligações entre as barras rotuladas perfeitamente, o que não acontece na prática, onde essas ligações apresentam-se rígidas (Pfeil,2009).

Em uma estrutura usual, as ações consideradas dividem-se entre esforços permanentes, variáveis e acidentais, dentre os quais, para galpões industriais, destaca-se os esforços devido às ações dos ventos sobre a edificação. Portanto, em estruturas metálicas de galpões industriais, existem subestruturas que, devido à grande rigidez lateral, resistem quase à totalidade de esforços horizontais gerados pelos ventos. (FAKURY, 2016)

Tais estruturas, ditas “estruturas de contraventamento” podem apresentar-se como:

- Pórticos em forma de treliça.
- Pórticos cuja estabilidade é garantida apenas pela rigidez à flexão das barras.
- Paredes de cisalhamento ou núcleos de concreto.

As estruturas tridimensionais, usualmente retangulares, precisam possuir subestruturas de contraventamento que garantam a estabilidade lateral em suas duas direções principais, onde tais estruturas podem variar de tipo e forma para as direções. (FAKURY,2016).

Em galpões industriais, pode-se identificar diversos elementos com diferentes finalidades, como descrito abaixo:

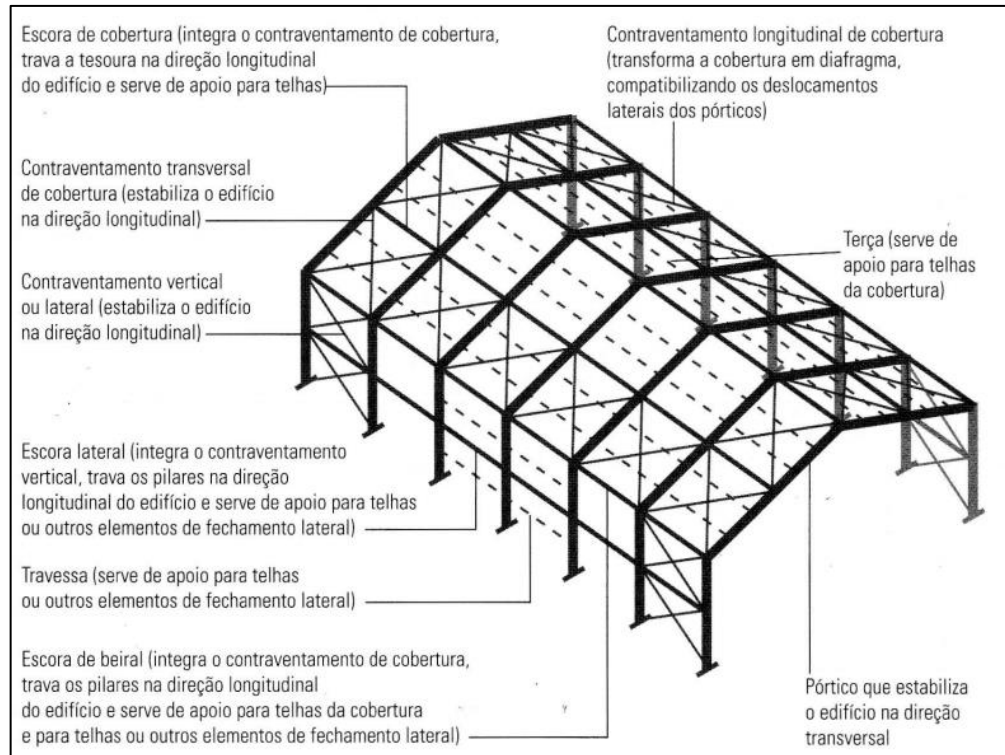


Figura 8 - Elementos componentes de uma estrutura metálica para galpões industriais

FONTE: FAKURY(2016,P.63)

O esquema estrutural para edificações em estrutura metálica composta por pórticos subsequentes, classifica-se, a priori, de acordo com as ligações entre elementos de viga-pilar, podendo ser: Pórtico com ligações rígidas ou Estrutura contraventada com ligações flexíveis (Pfeil,2009).

Em galpões industriais simples, as terças são vigas contínuas com apoios, em geral, a cada 6 metros e que tem, basicamente, a função de transferir para os pórticos as forças verticais aplicadas sobre os planos de cobertura (peso próprio das telhas, sobrepressão do vento, eventuais sobrecargas de utilização). Tais elementos também possuem a função de transferir as forças horizontais aplicadas sobre os pórticos de fachada aos demais pórticos, participando dos sistemas de contraventamento. (Pfeil, 2009).

O sistema portante principal em tais edificações, trata-se de pórticos de ligação rígida entre treliças de cobertura e os pilares de fechamento lateral, onde tal pórtico deve resistir às ações do vento nas laterais da edificação e às cargas gravitacionais verticais transmitidas pelas terças. (Pfeil,2009).

Os sistemas de contraventamento de tais estruturas são, em geral, compostos por barras organizadas em x, possuindo a função principal de garantir a estabilidade global ao sistema, além de distribuir as cargas de vento. Nos casos dos galpões com cobertas metálicas, os contraventamentos em x no plano da cobertura, tem a função de garantir a estabilidade lateral dos banzos superiores das treliças, comprimidos pelas ações gravitacionais (Pfeil,2009).

2.3.3 – Métodos de Cálculo

No que se refere à garantia de segurança e dimensionamento de estruturas metálicas, até meados dos anos 80, utilizava-se o critério das tensões Admissíveis, quando, no Brasil, começou-se a adotar o método dos coeficientes parciais, também conhecido como método dos estados limites. (Pfeil,2009).

As normas aplicáveis a tais estruturas correspondem, no Brasil, à NBR 8800:2008 “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”, atualmente baseando-se no método dos estados limites para o dimensionamento de peças estruturais de aço, que é, essencialmente, semelhante à norma americana AISC-LRFD (2005). (Pfeil,2009).

A norma brasileira, leva em consideração os estados-limite últimos (ELU) e os estados-limite de Serviço (ELS), relacionando os ELU com a segurança estrutural sob combinações desfavoráveis consideradas em toda sua vida útil, durante a construção, ou quando atuar alguma ação excepcional sobre a estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

As condições usuais de segurança referentes aos estados-limites últimos são expressas por desigualdades do tipo:

$$\theta(S_d, R_d) \geq 0 \quad \text{Eq. 10}$$

Onde:

S_d = representa os valores de cálculo dos esforços atuantes, obtidos com base nas combinações últimas ações dadas.

R_d =representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes, obtidos em diversas partes desta Norma, conforme o tipo de situação.

Quando a segurança é verificada em cada um dos esforços atuantes, pode-se concluir que:

$$R_d \geq S_d$$

Os esforços relacionados aos estados-limites últimos estão associados à proteção da estrutura contra a perda de equilíbrio como corpo rígido, plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção, ruptura de uma ligação ou seção, flambagem em regime elástico ou não, ruptura por fadiga (Pfeil,2009).

Um estado limite também pode ser causado por mais de um esforço atuando simultaneamente sobre uma peça, a exemplo de uma peça solicitada por flexão composta. Nestes casos, empregam-se expressões de iteração do tipo:

$$\omega_1 \left(\frac{S_{d1}}{R_{d1}} \right)^{k1} + \omega_2 \left(\frac{S_{d2}}{R_{d2}} \right)^{k2} + \dots + \omega_{n-1} \left(\frac{S_{d_{n-1}}}{R_{d_{n-1}}} \right)^{k_{n-1}} + \omega_n \left(\frac{S_{dn}}{R_{dn}} \right)^{kn} \leq 1,0 \quad \text{Eq. 11}$$

Onde S_{dn} são os n esforços solicitantes de cálculo que, em conjunto, provocam o estado-limite último, e os índices kn e ω_n são fatores de ponderação oriundos de análises numéricas experimentais (FAKURY,2016).

De modo geral, as estruturas estão em sua vida útil submetidas aos esforços permanentes e a uma ou mais ações variáveis. Quando as ações variáveis atuantes em uma estrutura se resumem a apenas uma, pode-se considerar as ações de cálculo como a soma do valor característico da mesma com as forças permanentes atuantes sobre a estrutura. Quando existem mais de uma ação variável, é bastante improvável que todas elas estejam atuando sobre a estrutura com um valor maior que o valor característico. Nestes casos, assume-se que a ação mais desfavorável do conjunto de ações variáveis acontece quando uma das outras ações está com seu valor característico, e as demais com valores reduzidos em até 50% a depender do tipo de ação considerada. (FAKURY, 2016)

Segundo a NBR 8800:2008, as ações devem ser ponderadas conforme um coeficiente de ponderação γ_f o qual pode ser expresso por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3} \quad \text{Eq.12}$$

Onde:

γ_{f1} = parcela do coeficiente que considera a variabilidade das ações.

γ_{f2} = parcela que leva em consideração a simultaneidade das ações.

γ_{f3} = parcela que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado de valor igual ou superior a 1,10.

Segundo Pfeil (2009), as ações de cálculo (S_d) devem ser descritas como combinações de Solicitações (S) devido às ações (F_{ik}) como:

$$S_d = \sum \gamma_{f3} * S[(\gamma_{f1} * \gamma_{f2} * F_{ik})] \quad \text{Eq.13}$$

Explicitando tal formulação, pode-se obter os valores reduzidos das ações variáveis multiplicando os valores característicos pelo fator de combinação ψ_0 , o qual depende basicamente do tipo de ação, do local onde ele atua e do elemento estrutural (FAKURY,2016).

Desta forma, a equação 13 pode ser expressa por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{ql} * F_{Ql,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} * \psi_{0j} * F_{Qj,k}) \quad \text{Eq.14}$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ = representa os valores característicos das ações permanentes

$F_{Ql,k}$ = é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação.

$F_{Qj,k}$ = representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Existem, para as tensões resistentes de cálculo, coeficientes de ponderação que, por outro lado, tenta prever a situação onde a resistência do elemento seja menor que a prevista em cálculo. Tais variações na resistência podem dar-se devido à variabilidade das propriedades mecânicas dos materiais (aço ou concreto) e, de incertezas relativo ao comportamento das pelas no colapso, à execução da estrutura, às dimensões das seções transversais das peças e etc (FAKURY,2016). Desta forma, a tensão resistente de cálculo pode ser expressa por:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma} \quad \text{Eq. 15}$$

Onde:

R_k = Trata-se do esforço ou tensão nominal para o estado-limite último em consideração.

γ = Constante superior à unidade (1,0), denominado coeficiente de ponderação da resistência (ou comumente chamado de coeficiente de segurança).

Tal coeficiente de ponderação toma valores diferentes para os diferentes tipos de materiais estruturais. Como pode-se observar no quadro a seguir:

Quadro 4 - Coeficientes de segurança para os diferentes materiais

Material	Coeficiente de Ponderação (γ)
Aço dos Perfis Estruturais	$\gamma_{a1} = 1,10$ (escoamento e instabilidade)
	$\gamma_{a2} = 1,35$ (relacionado à ruptura)
Aço das Armaduras	$\gamma_s = 1,15$
Concreto	$\gamma_c = 1,4$

FONTE: FAKURY (2016)

Vale salientar, que as tensões e esforços considerados e descritos em cálculo tratam-se de grandezas probabilísticas, de modo que não existe uma garantia plena de que uma estrutura seja absolutamente segura. De toda forma, os coeficientes de ponderação da resistência, os coeficientes de ponderação e os fatores de combinação das ações garantem que a estrutura trabalha sobre uma probabilidade de segurança considerados aceitáveis pela sociedade (FAKURY,2016).

2.3.4 – Peças Tractionadas

Como dito anteriormente, as treliças estruturais, principais componentes de coberturas metálicas (tesouras de cobertura), são elementos que, em sua análise primária e ideal têm suas peças trabalhando à tração ou à compressão, tais elementos podem ser dos mais diversos tipos, a depender do formato de seus banzos inferiores e superiores e a dinâmica de compressão e tração dentro das peças. (FAKURY,2016)

As treliças planas de planos de coberta, em geral, apresentam seus banzos superiores inclinados, de modo a evitar o acúmulo de sujeira e a garantir a perfeita drenagem de água pluvial. Assim, são amplamente utilizadas treliças com o banzo inferior horizontal e os superiores inclinados em, no mínimo, 3%, a depender das recomendações dos fabricantes das telhas. (FAKURY,2016).

Os principais tipos de perfis utilizados em tais peças, são os perfis laminados simples L, U e I. Os quais são ligados dentro do elemento estrutural com ligações que podem ser soldadas, com conectores aplicados em furos ou com rosca e porca para o caso de barras rosqueadas. O tipo de ligação aplicada sobre o elemento define, diretamente, como se dará a distribuição de tensões internas dentro da peça, uma vez que toda a área da seção transversal pode participar da transferência de esforços ou apenas as regiões definidas pelos furos dos conectores. (Pfeil,2009)

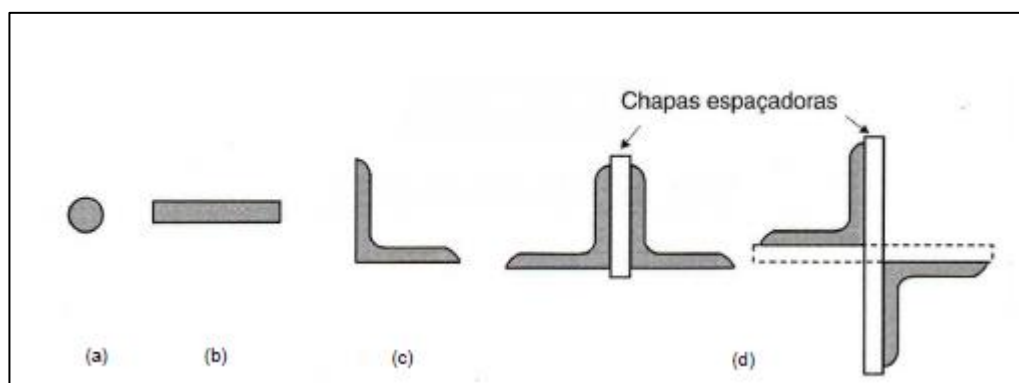


Figura 9 - Tipos de perfis utilizados em peças tracionadas: (a) barras redondas; (b) barras chatas; (c) perfis de cantoneiras laminados; (d) seções compostas de dois perfis de cantoneiras laminados

Fonte: Pfeil (2009)

A distribuição irregular das tensões internas dentro das peças acontece, em geral, quando as ligações são parafusadas. Para as ligações soldadas, as barras tracionadas possuem área líquida igual a área bruta da seção transversal (FAKURY,2016).

Pfeil (2009) demonstra que a resistência de uma peça submetida à tração axial pode ser determinada por Ruptura da seção com furos ou pelo escoamento generalizado da barra ao longo de seu comprimento, provocando deformações exageradas.

Para peças que veem à ruína pela ruptura da seção com furos, define-se Área Líquida (A_n) como a subtração das áreas de furos contidos em uma seção reta da peça da Área Bruta (A_g) da mesma. Desta forma, para peças tracionadas com furos, temos as seguintes igualdades (Pfeil,2009):

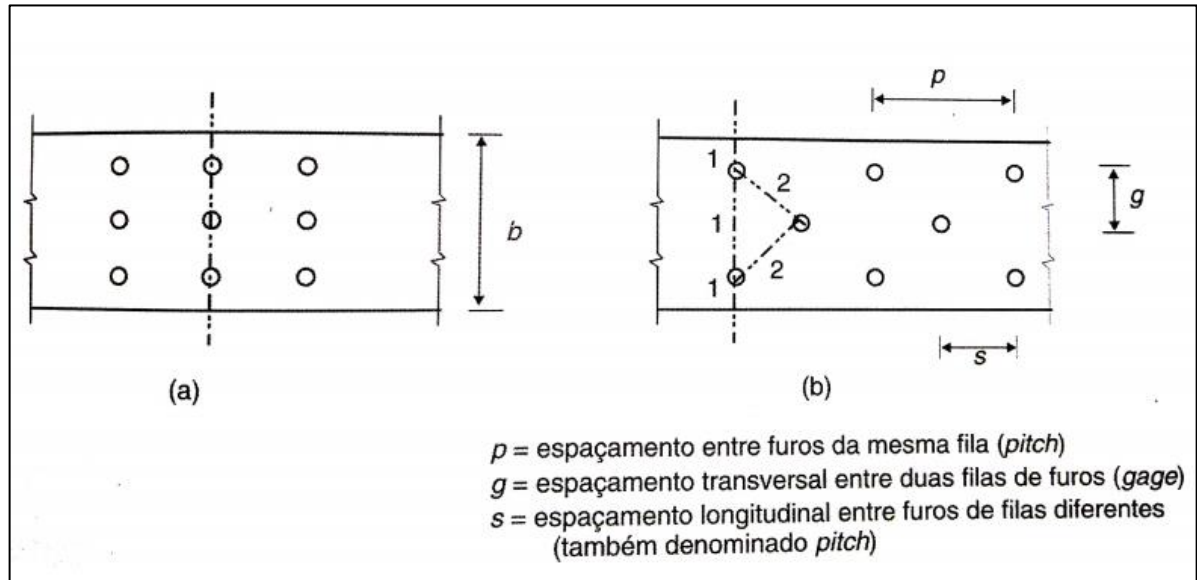


Figura 10 - Seção líquida de peças com furos: furação reta (a) e furação em zigue-zague (b)

FONTE: PFEIL (2009)

Os segmentos enviesados são calculados segundo a fórmula empírica:

$$g + \frac{s^2}{4g} \quad \text{Eq.16}$$

Onde:

s = espaçamento horizontal

g = Espaçamento Vertical

Desta forma, a Área Líquida (A_n) de uma barra com furos, onde o esforço se dá axialmente e não existem excentricidades com relação ao centro geométrico das seções transversais pode ser calculada por:

$$A_n = \left[b - \sum(d + 3,5mm) + \sum \frac{s^2}{4g} \right] * t \quad \text{Eq.17}$$

Onde b é a largura bruta da seção, d é o diâmetro efetivo do furo.

Para cantoneiras, a área bruta é calculada de maneira normal, onde:

$$A_g = (b_1 + b_2 - t) * t \quad \text{Eq.18}$$

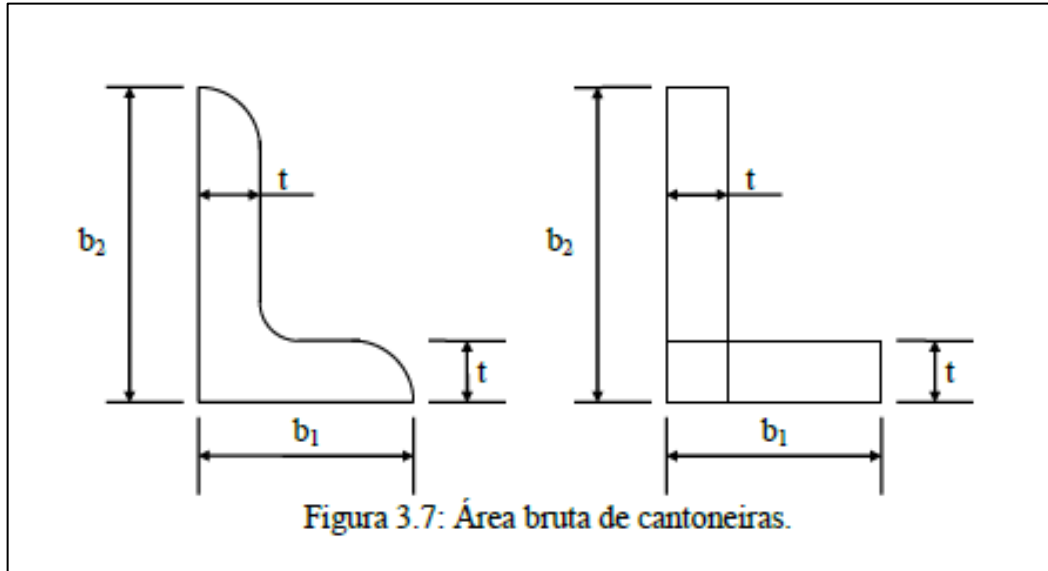


Figura 11 - Área bruta das seções de cantoneiras

Fonte: Miguel (2012)

Desta forma, chega-se aos resultados dos estados limite últimos de escoamento das seções brutas, considerando-se que toda a seção esteja solicitada por tensões de escoamento. Neste caso, define-se como resistência de cálculo da seção bruta (MIGUEL,2012):

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g * f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. 19}$$

Onde, f_y é a tensão de escoamento do aço.

Nos estados limite de ruptura da seção líquida efetiva considera-se que a ruptura deve ocorrer na seção mais frágil da peça, ou seja, a menor seção transversal.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e * f_u}{\gamma_{a2}} \quad \text{Eq. 20}$$

Onde, f_u é a tensão de ruptura do aço e A_e a Área efetiva.

Para peças rosqueadas, caso que acontece, normalmente, para elementos de contraventamento dos panos de coberta, a resistência de cálculo pode ser definida por (PFEIL,2009):

$$R_d = \frac{0,75 \cdot A_g \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{A_g (f_y)}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. 21}$$

Vale salientar que existem ainda, os casos onde as ligações não são feitas por todos os segmentos de um perfil metálico, nestes casos a transferência de tensões internas acontece através de uma aba da cantoneira, por exemplo, causando uma excentricidade dos esforços com relação ao centro geométrico da seção transversal (Pfeil,2009).

Em tais casos, a Área da Seção transversal Líquida Efetiva ($A_{n,ef}$), é calculada por:

$$A_{n,ef} = C_t \cdot A_n \quad \text{Eq.22}$$

Onde, a redução da Área Efetiva com perfis de seção aberta dá-se por:

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l} \geq 0,6 \quad \text{Eq.23}$$

e_c = excentricidade do plano da ligação em relação ao centro geométrico da seção toda ou da parte da seção que resiste ao esforço transferido.

l = é o comprimento da ligação, igual ao comprimento do cordão de solda em ligações soldadas, e em ligações parafusadas é igual à distância entre o primeiro e o último parafuso na direção da força.

Observa-se, também que, no caso de perfis tracionados por soldas transversais, onde o valor de l seria igual a 0, o valor de C_t define-se como:

$$C_t = \frac{A_c}{A_g} \quad \text{Eq. 24}$$

Onde A_c é a área do segmento ligado, conforme a figura abaixo:

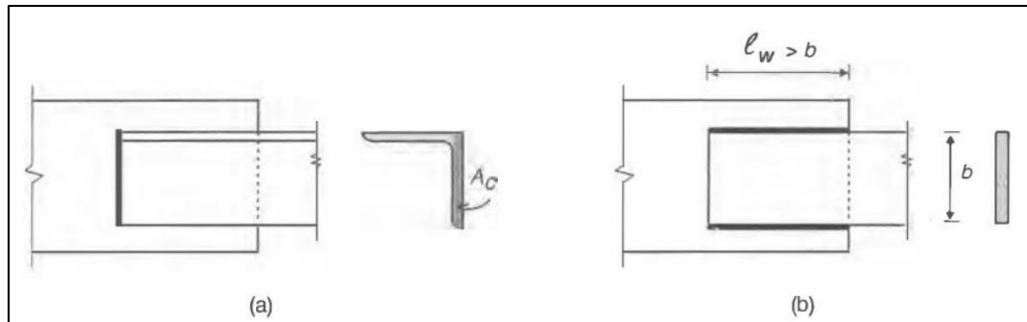


Figura 12 - Coeficiente para o cálculo da área líquida efetiva em seções com ligação soldada

FONTE: PFEIL (2009)

2.3.5 – Peças Comprimidas

Segundo Pfeil (2009), define-se o elemento vertical submetido à compressão centrada como “coluna”. As peças comprimidas axialmente são encontradas em treliças, sistemas de travejamento, e em pilares de sistemas contraventados de edifícios com ligações rotuladas.

No dimensionamento de tais peças, são levados em conta duas formas de colapso:

- Instabilidade de Barras com Curvatura Inicial: Trata-se da instabilidade causada por um pequeno deslocamento (v_0) da seção central, onde tal deslocamento aumenta continuamente com o aumento da força axial de compressão, até que a barra venha à ruína ao alcançar seu estado-limite último (FAKURY,2016).
- Flambagem Local: Em barras formadas por perfis de seção aberta, onde o apoio ocorre em uma ou em duas bordas longitudinais, sob forças de compressão axial, pode ocorrer a instabilidade de um ou mais elementos da seção (mesas, almas), quando o estado-limite último é denominado de Flambagem Local (FAKURY,2016).

Fakury (2016) ainda define o conceito de força axial resistente nominal:

$$N_{c,Rk,in} = \chi * A_g * f_y \quad \text{Eq. 25}$$

Onde " $A_g * f_y$ " trata-se da força de escoamento da seção bruta, tal qual nas peças tracionadas, e χ trata-se de um fator redutor da capacidade resistente da seção devido à curvatura inicial da barra (FAKURY,2016). De maneira empírica, a NBR 8800:2008 define, para barras com deslocamento v_0 da ordem de $L/1.500$, o fator redutor como:

Índice de Esbeltez	Fator Redutor
$\gamma_0 \leq 1,5$	$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$
$\gamma_0 > 1,5$	$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$

Tabela 4 - Definição do valor redutor da força axial de compressão

FONTE: FAKURY (2016)

Define-se também o índice de esbeltez da barra (λ_0) como:

$$\lambda_0 = \frac{1}{\pi} * \frac{K * L}{r} * \sqrt{\frac{f_y}{E_a}} \quad \text{Eq. 26}$$

Onde:

K = Coeficiente de Flambagem que depende basicamente das condições de apoio da barra.

L = Comprimento da barra;

r = raio de giração da seção transversal do perfil da barra;

Vale salientar que, tais considerações demonstram que o fator χ varia conforme as diferenças de tensões residuais de perfil pra perfil. Entretanto, a ABNT NBR 8800:2008 adota uma curva única:

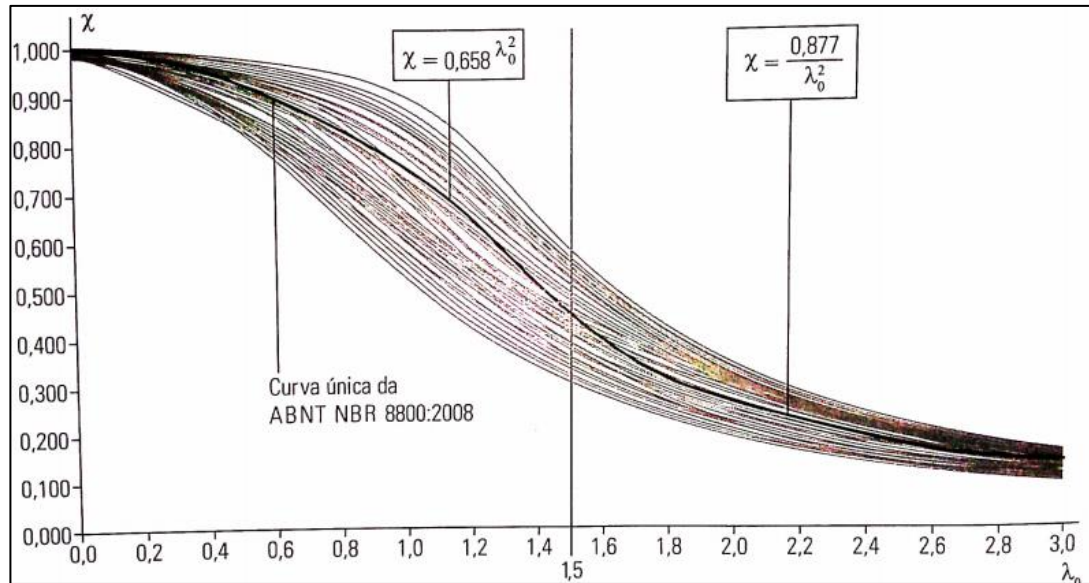


Figura 13 - Conjunto de curvas para χ e curva única da abnt nbr 8800:2008
 FONTE: FAKURY (2016)

Para os casos de instabilidade da barra devido a curvaturas iniciais, ainda se considera a existência e o tipo de simetrias entre as abas das seções transversais dos perfis metálicos estruturais. Para tais casos, as barras com seção duplamente simétricas podem flambar por flexão em relação aos eixos centrais de inercia x e y . (Fakury, 2016).

De tal forma que as forças axiais de flambagem elástica são dadas por:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 * E_a * I_x}{(K_x * L_x)^2} \quad \text{Eq. 27}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 * E_a * I_y}{(K_y * L_y)^2} \quad \text{Eq. 28}$$

Onde:

$K_x * L_x$ = Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x

$K_y * L_y$ = Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y

Tais barras também podem flambar por torção, conforme mostra a figura:

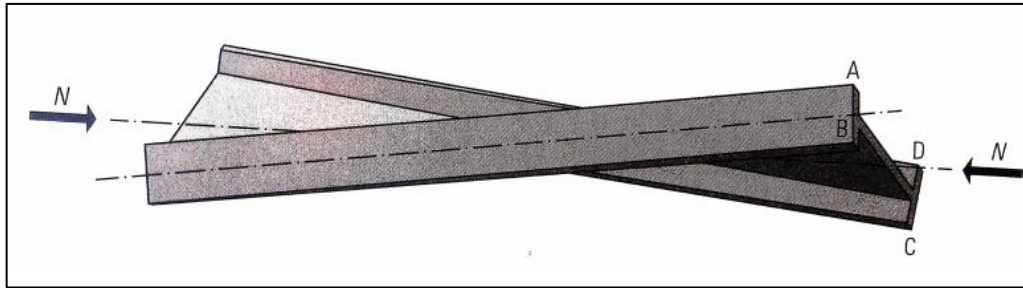


Figura 14 - Movimentos de torção uniforme e empenamento na flambagem por torção

FONTE: FAKURY (2016, p. 129)

Em tais casos, a força axial de flambagem elástica é igual a:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 * E_a * C_w}{(K_z * L_z)^2} + G_a * J \right] \quad \text{Eq. 29}$$

Onde:

- $K_z * L_z$ = é o comprimento de flambagem por torção.
- J = é a constante de torção que, para todas as seções abertas, pode ser obtida pela expressão:

$$J = \frac{1}{3} * \sum (b * t^3) \quad \text{Eq. 30}$$

Onde b é a largura e t é a espessura dos elementos retangulares que formam a seção transversal.

- C_w = é a constante de empenamento da seção transversal
- r_0 = é o raio de giração polar da seção transversal em relação ao centro de cisalhamento.

Entretanto, para os perfis estruturais, Fakury (2016) alerta que só é necessário verificar a flambagem por torção em dois casos:

1. Seção transversal com constante de empenamento nula, como uma seção cruciforme.

2. Comprimento de flambagem por torção ($K_z * L_z$) superior ao comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de menor momento de inércia ($K_x * L_x$ ou $K_y * L_y$) independente da forma da seção transversal.

As peças comprimidas podem falhar ainda devido à Flambagem Local. Vale a observação de que os elementos que formam os perfis de seção abertas são planos e apoiados em elementos longitudinais. As partes dos perfis apoiados em apenas um elemento longitudinal de borda serão representadas pela sigla AL, enquanto os apoiados em dois elementos longitudinais serão representados pela letra AA (Fakury,2016). Conforme ilustra a figura abaixo:

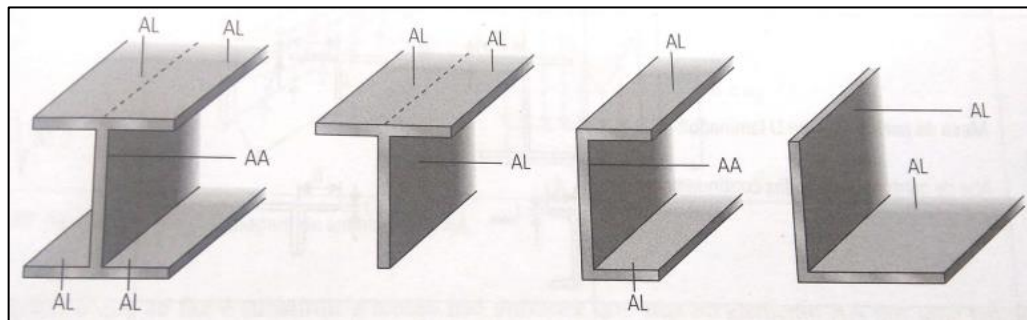


Figura 15 - Elementos apoiados em uma ou em duas bordas longitudinais
 FONTE: FAKURY (2016, P. 135)

Sob a ação de alguma força axial de compressão pode ocorrer certa instabilidade de placas (AA ou AL) componentes de um perfil. Tal instabilidade ocorre em perfis metálicos que, ao serem carregados, inicialmente, sofrem um encurtamento devido à compressão axial, e, ao atingir a carga crítica, subitamente sofrem translações normais ao seu plano médio, passando então a uma trajetória de pós-flambagem estável (Pfeil,2009).

2.3.6 – Ligações com Solda

Conforme define Pfeil (2009), a solda trata-se da junção por aderência de materiais, obtida por fusão das partes adjacentes dos elementos. De modo que a energia necessária para provocar a fusão pode ser de origem elétrica, química, óptica ou mecânica, dentre as quais a mais usada na indústria são as de energia elétrica.

Nos casos de aços estruturais, o aquecimento do material se dá por meio de um arco voltaico entre o eletrodo e o aço a ser soldado, quando ocorre a deposição do material do eletrodo. (Pfeil,2009)

Segundo Fakury (2016), na construção civil aplicam-se basicamente três tipos de solda:

- Solda de penetração total ou parcial: Usada nas juntas de topo, em tê, de canto e de aresta.
- Solda de Filete: Juntas com transpasse e juntas tê
- Solda de Tampão em furos e Rasgos: Juntas com transpasse.

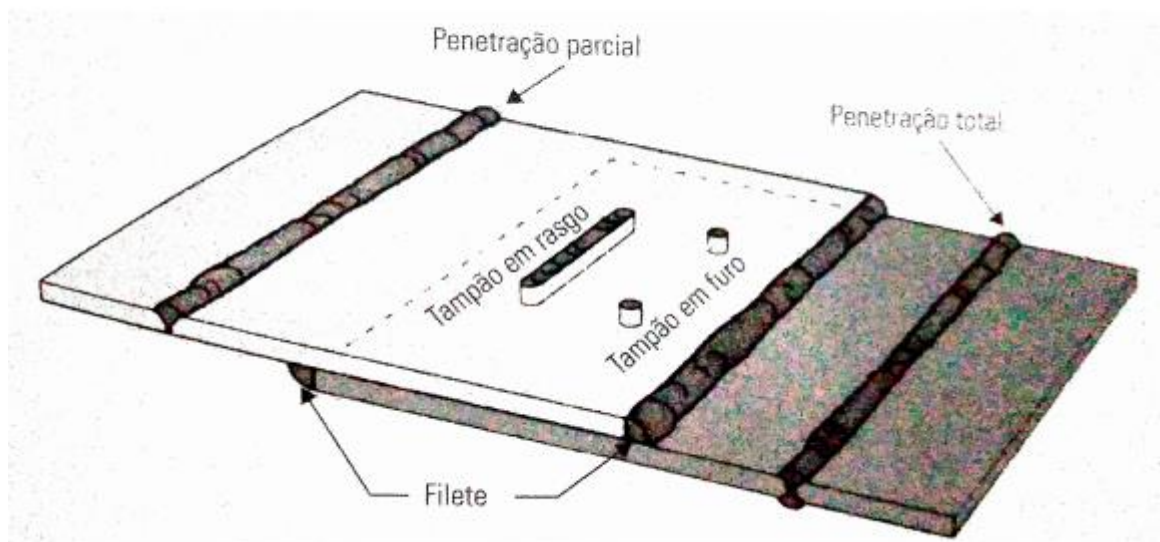


Figura 16 - Tipos de solda
FONTE: FAKURY (2016, P. 269)

As soldas de penetração são caracterizadas por unir as peças através de duas faces confeccionadas a partir de chanfros nas peças a serem unidas. Os chanfros, por sua vez, são aberturas preparadas para conter adequadamente a solda. Tal tipo de solda é chamada de total quando alcança as duas faces das peças proporcionando às mesmas uma continuidade total, enquanto que as soldas de penetração parciais são caracterizadas por unir apenas uma parte da seção transversal das peças (Fakury,2016).

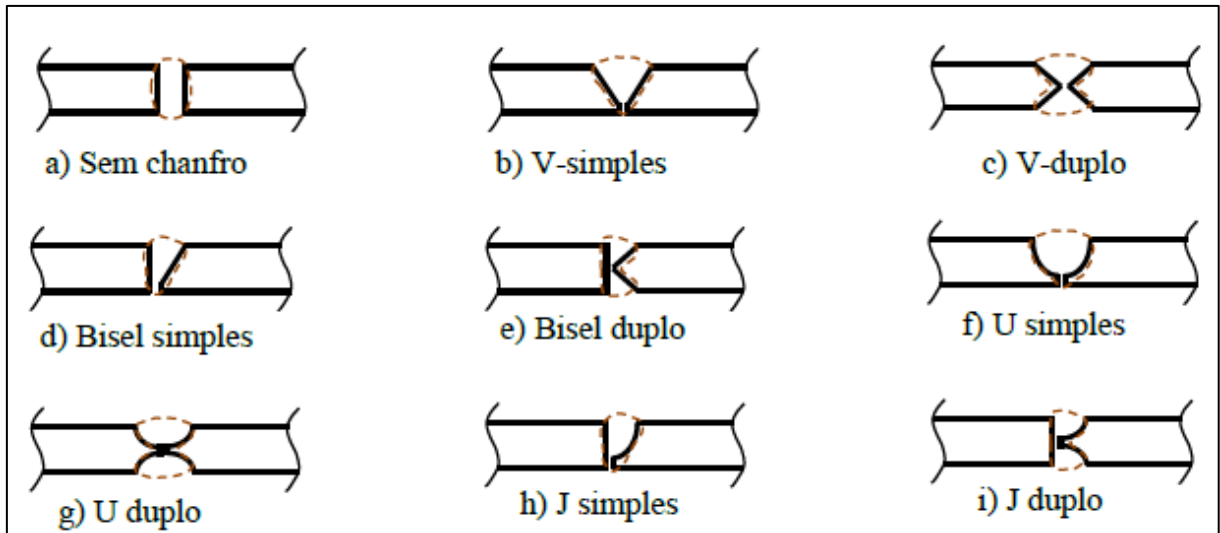


Figura 17 - Tipos de solda de penetração
 FONTE: CARQUEJA, (2012)

De modo geral, conforme afirma Fakury (2016), as soldas são utilizadas conforme o seguinte quadro:

Quadro 5 - Espessuras de utilização das soldas de penetração

TIPO DE SOLDA DE PENETRAÇÃO	ESPESSURA DE UTILIZAÇÃO
Solda Bisel	Para chapas de espessura até 19 mm
Solda V	Para chapas entre 19 mm e 25,4mm
Solda K	Para chapas maiores que 16 mm
Solda U duplo	Para espessuras maiores que 25,4 mm

Fonte: FAKURY (2016)

Nas soldas filete, também amplamente utilizadas na construção civil, a deposição de eletrodo na peça soldada possui seção transversal aproximadamente triangular, localizando-se externamente às superfícies. Segundo Fakury (2016), as soldas tipo filete podem ser contínuas ou intermitentes e são mais econômicas e simples de executar que as soldas de penetração, de modo que se recomenda que tal tipo de solda seja utilizada sempre que possível.

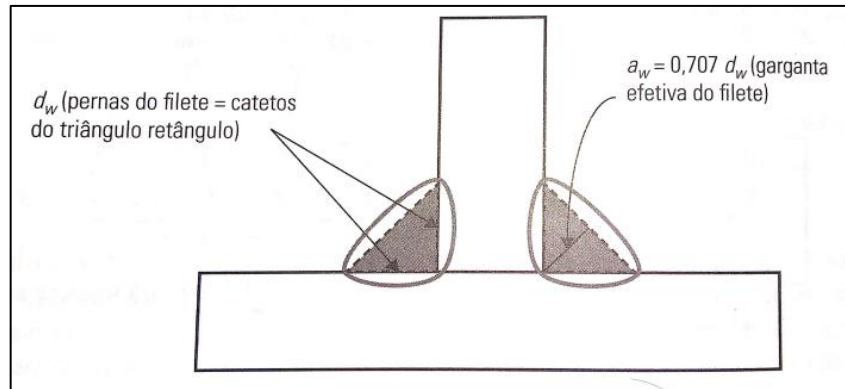


Figura 18 - Dimensões de solda de filete
 FONTE: FAKURY (2016,P. 272)

3. METODOLOGIA

3.1 PROJETO BASE DE ARQUITETURA

3.1.1 – Critérios de Escolha do Projeto Arquitetônico Base

De modo a elaborar a análise comparativa de custos entre a escolha de sistemas estruturais para um galpão industrial, buscou-se primeiramente o estabelecimento de um projeto padrão representativo da tipologia de edificação estudada.

Nesse sentido, a NBR 12721:2006 – “Avaliação de custos unitários de construção para incorporação imobiliária e outras disposições para condomínios de edifícios”, cujo escopo trata, entre outras disposições, do estabelecimento de um projeto padrão para a avaliação de custos unitários básicos, tal qual critérios para a execução de orçamentos de custos de construção, foi a norma norteadora à escolha do projeto arquitetônico base às estruturas.

Tal norma define, por sua vez, “projetos -padrão” como projetos selecionados para representar os diferentes tipos de edificações, que são usualmente objeto de incorporação para construção em condomínio e conjunto de edificações, definidos por suas características principais.

Tais características definem o número de pavimentos, número de dependências por unidade, áreas equivalentes, padrões de acabamento e número de unidades por lote.

Conforme a NBR 12721:2006 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 24), em sua Tabela 1, para Galpões Industriais, objeto deste trabalho, o projeto padrão é caracterizado como uma área composta de um galpão com área administrativa, dois banheiros, um vestiário e um depósito, possuindo área real de aproximadamente 1.000,00 m².

Vale salientar que é tal norma que lança base aos Sindicatos da Indústria da Construção Civil para o cálculo do Custo Unitário Básico da Construção (CUB), que, conforme cita Mattos (2009), representa o parâmetro mais utilizado para estimativas iniciais de custo de um empreendimento.

Sob tal contexto, o projeto arquitetônico adotado como base para as concepções estruturais, trata-se de um galpão industrial de armazenamento com mezanino administrativo, possuindo área de 1077,00 m², conforme as pranchas constituintes dos Apêndices A.

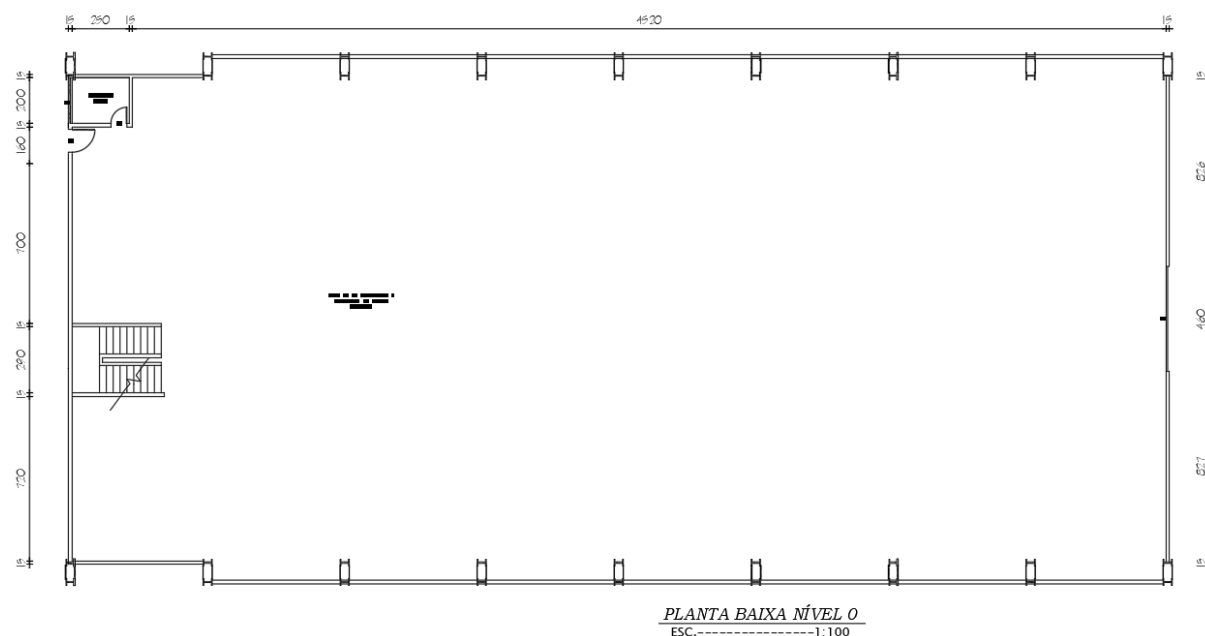


Figura 19 - Planta baixa do nível térreo do projeto arquitetônico
FONTE: Elaborado pelo autor

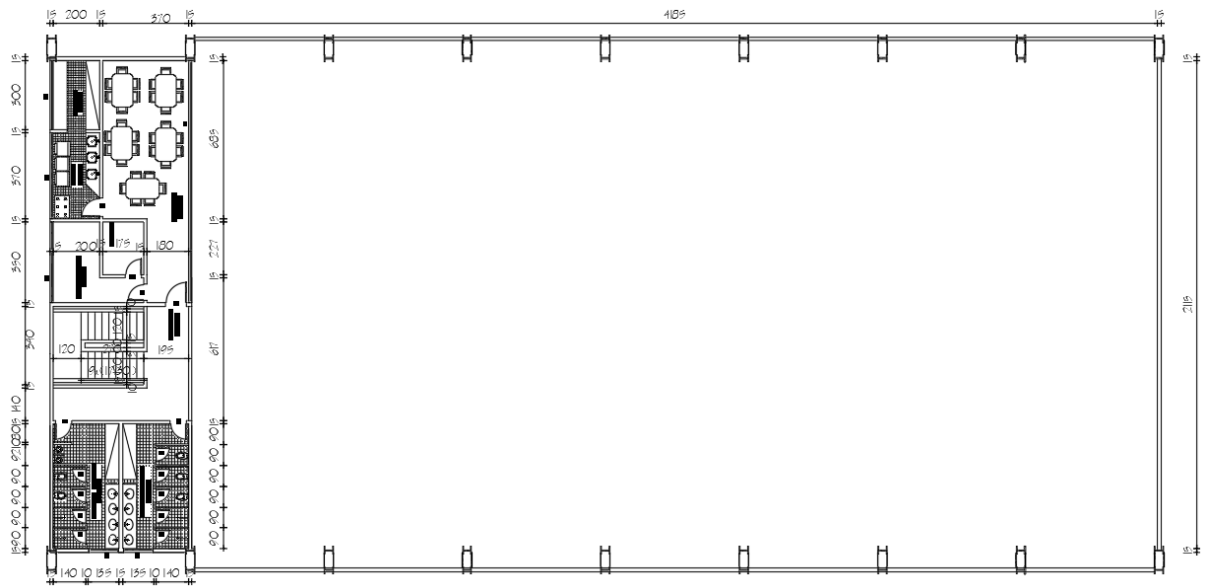


Figura 20 – Planta baixa do nível 01 do projeto arquitetônico
 FONTE: Elaborado pelo autor

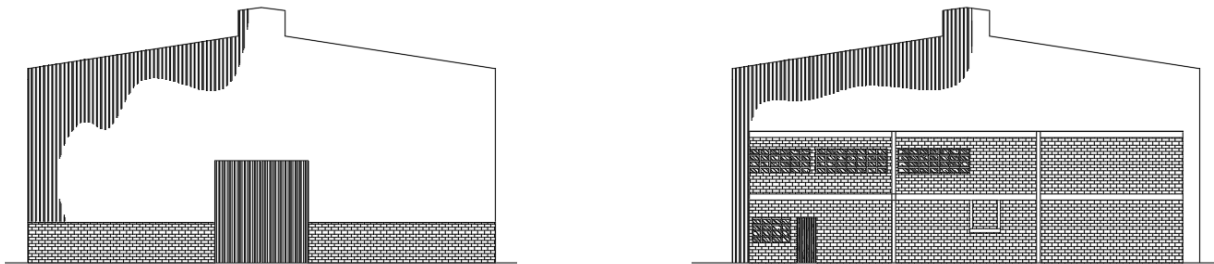


Figura 21 - Elevações frontais e posteriores do projeto arquitetônico
 FONTE: Elaborado pelo autor



Figura 22 - Elevações laterais do projeto arquitetônico
 FONTE: Elaborado pelo autor

Como visto anteriormente, a concepção arquitetônica e estrutural de galpões industriais trabalha com a ideia de uma estrutura aporticada, constituída por pórticos de sustentação, dispostos sob distâncias fixas e apoiados sobre os limites da edificação, de modo que o centro do prédio não contenha nenhum obstáculo gerado pela presença de um pilar. Por esta razão, não foram considerados nos projetos estruturais estudados as lajes, vigas e pilares do mezanino, uma vez que a estrutura principal do galpão se trata de seus pórticos. Nesse sentido, a concepção arquitetônica inicial pré-dispôs os pilares da edificação e consequentemente a posição dos pórticos principais de sustentação, uma vez que o eixo dos pilares define também os eixos dos pórticos principais do projeto:

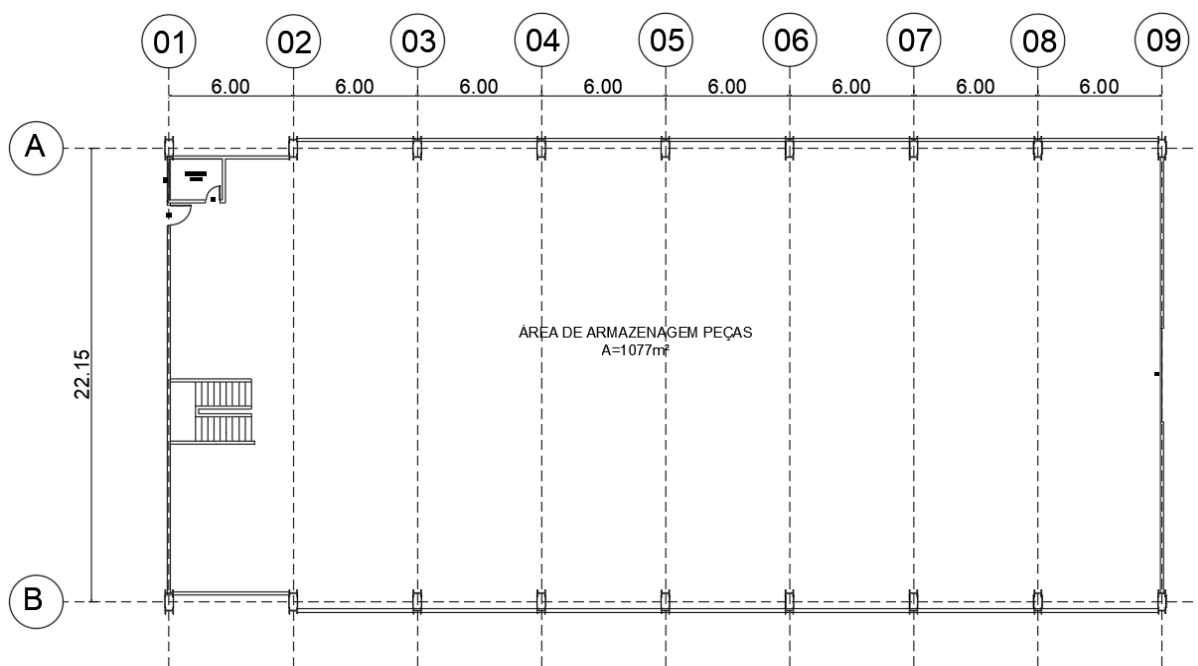


Figura 23 - Pré disposição de eixos e pilares na arquitetura
 FONTE: Elaborado pelo autor

Esta disposição arquitetônica foi adotada para os projetos estruturais presentes no trabalho, uma vez que, além do estudo arquitetônico já realizado de compatibilidade entre a posição dos pilares definida e a posição de esquadrias, a distância de 6,00 metros entre pórticos é uma distância considerada coerente e que não causará tensões exageradas sobre as terças de sustentação da cobertura.

Outro aspecto importante observado sobre a distância entre pórticos pré-definida é que a distância adotada coincide com o tamanho de perfis metálicos normalmente encontrados nas lojas e fabricantes, os quais são disponibilizados em peças de 6,00 metros e 12,00 metros, tendo como consequência direta a não utilização de emendas nos vãos dos perfis das terças estruturais.

O vão dos pórticos trata-se de uma característica arquitetônica mais “engessada”, relacionada diretamente com o tamanho da edificação e a disposição arquitetônica da mesma. Para o edifício em questão o vão definido foi de 22,15 metros.

Outra questão importante definida pelo projeto arquitetônico está relacionada aos materiais escolhidos para as vedações frontais, posteriores e laterais do galpão.

Além de aberturas predominantes que define diretamente os coeficientes de ações de ventos. O galpão possui uma altura de vedação externa de 9,50 metros. Tal vedação se divide em placas de telhas trapezoidais e em alvenaria de vedação comum.

Tal valor considerado de 9,5 metros trata-se do tamanho das paredes externas de vedação consideradas na arquitetura, uma vez que, partindo de tais pontos, a altura da cumieira da cobertura será definida pela inclinação das telhas, sendo esta indicada pelo fabricante das telhas utilizadas na cobertura.

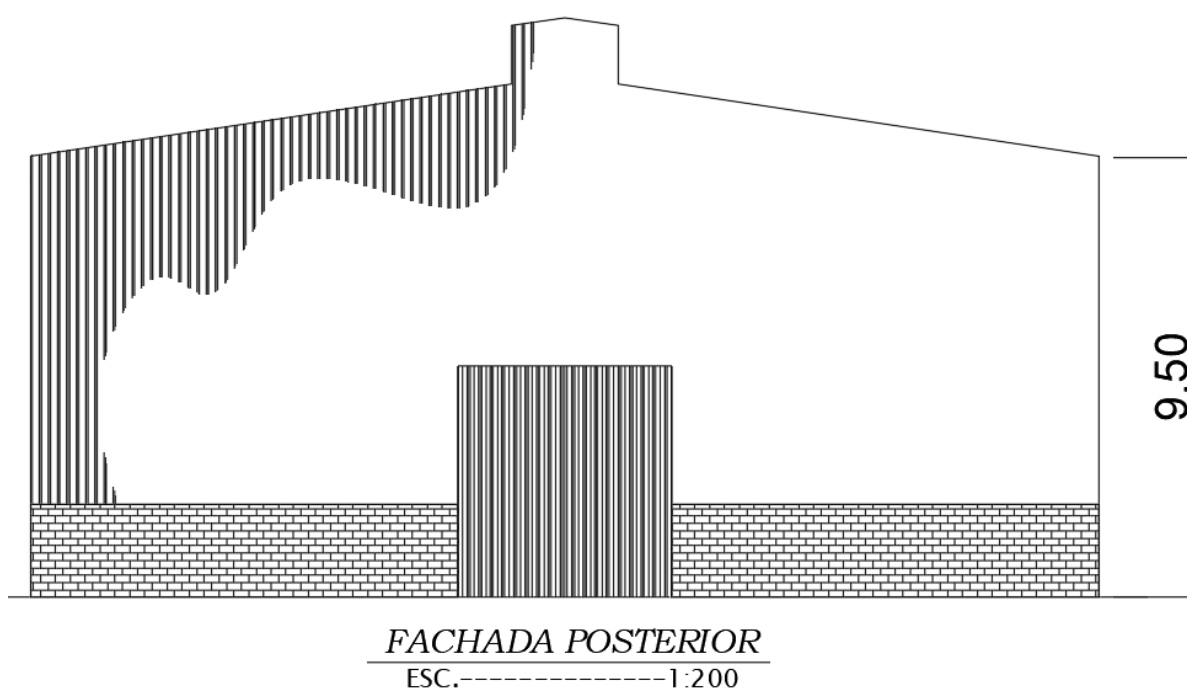


Figura 24 - Altura de vedação e de pilares considerada pelo projeto arquitetônico
FONTE: Elaborado pelo autor

3.2 PROJETO DE ESTRUTURA METÁLICA

3.2.1 – Considerações iniciais

Para efeitos de considerações ambientais e análise da dinâmica dos ventos sobre a edificação, a mesma foi considerada localizada na cidade de João Pessoa – PB.

Outra consideração significativa para o projeto é que embora as fundações sejam itens importantíssimos nas considerações orçamentárias de uma estrutura, para a análise do presente trabalho as mesmas serão desconsideradas. Tal decisão encontra respaldo nas considerações de projeto padrão da NBR 12721:2006 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006), uma vez que, para todas as publicações de “Custos Unitários Básicos” (CUB), as fundações também não são consideradas.

Os perfis estruturais considerados estão relacionados e referenciados aos catálogos técnicos da Gerdau, empresa presente no abastecimento de perfis estruturais para as utilizações na construção civil brasileira, uma vez que tais perfis são normatizados pela ABNT que, por sua vez, acompanha a normatização da “American Society for Testing and Materials” (ASTM), no que tange especificações de materiais e dimensões de seções transversais dos perfis estruturais utilizados.

Nesse sentido, foi adotado para o projeto o aço básico ASTM A36, uma vez que, segundo o catálogo Gerdau, a adoção de tal tipo de aço dispensa um possível pedido “sob encomenda” dos perfis utilizados na estrutura, situação que acarretaria em um considerável aumento no custo da mesma. Tal aço possui as seguintes características:

Quadro 6 - Especificação astm para aço a 36

Classificação	Denominação	Produto	Grupo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Aço Carbono	A 36	Perfis Laminados	-	250	400 a 550
		Chapas e barras redondas lisas	$t \leq 200 \text{ mm}$		

FONTE: FAKURY (2016, p. 18)

Com relação ao tipo de concepção escolhido, o presente trabalho fundamenta-se no estudo realizado por Madeira (2009), que demonstra, para um pavilhão industrial, que as cobertas elaboradas em pórticos treliçados apresentam uma economia de cerca de 21% de consumo de aço em kg/m² quando comparados com

cobertas elaboradas em perfis de alma cheia. Nesse sentido, a coberta foi elaborada em estrutura treliçada, com a treliça composta por banzos superiores inclinados (inclinação definida pelas telhas), banzo inferior horizontal, e diagonais monossimétricas trabalhando a flexão ou compressão.

Observou-se também, na concepção estrutural, as características de cada tipo de perfil estrutural produzido no Brasil.

- Os perfis H (tipo específico de perfil I), foram escolhidos como o tipo de perfil utilizado nos pilares por apresentarem a largura das mesas próximas da altura da seção transversal e valores significativos de inércia em relação ao eixo y, o que agrega a tais perfis boa trabalhabilidade à compressão.
- Os perfis U foram os perfis utilizados nos banzos superiores e inferiores das treliças e das terças da cobertura, uma vez que estes possuem seção transversal que facilita a execução de soldas e fixadores, além de possuir momento de inércia considerável com relação ao eixo y da peça.
- Os perfis L (cantoneiras) serão os perfis utilizados nas diagonais das treliças e nos contraventamentos laterais (estes em forma de T). São perfis leves que quando trabalhados em união dupla, possuem boa resistência a solicitações predominantemente de tração ou compressão, como é o caso de diagonais de treliças estruturais.
- As barras lisas foram empregadas como tirantes, e como elementos de contraventamento na coberta.

As ligações entre barras foram consideradas soldadas, pela facilidade de execução, consideração estrutural e pelo custo de execução. No dimensionamento foi considerado um acréscimo de 10% em volume de aço de modo a considerar as perdas com cortes e estimar materiais de ligação.

3.2.2 – Pré-Dimensionamento e Concepção

Tendo definido o tipo de concepção estrutural utilizados no projeto, partiu-se então para o pré-dimensionamento de tais elementos e sua modelagem no software para posterior dimensionamento dos elementos.

Rebello (2000), indica como método de pré dimensionamento das treliças metálicas de cobertura a partir do seguinte gráfico:

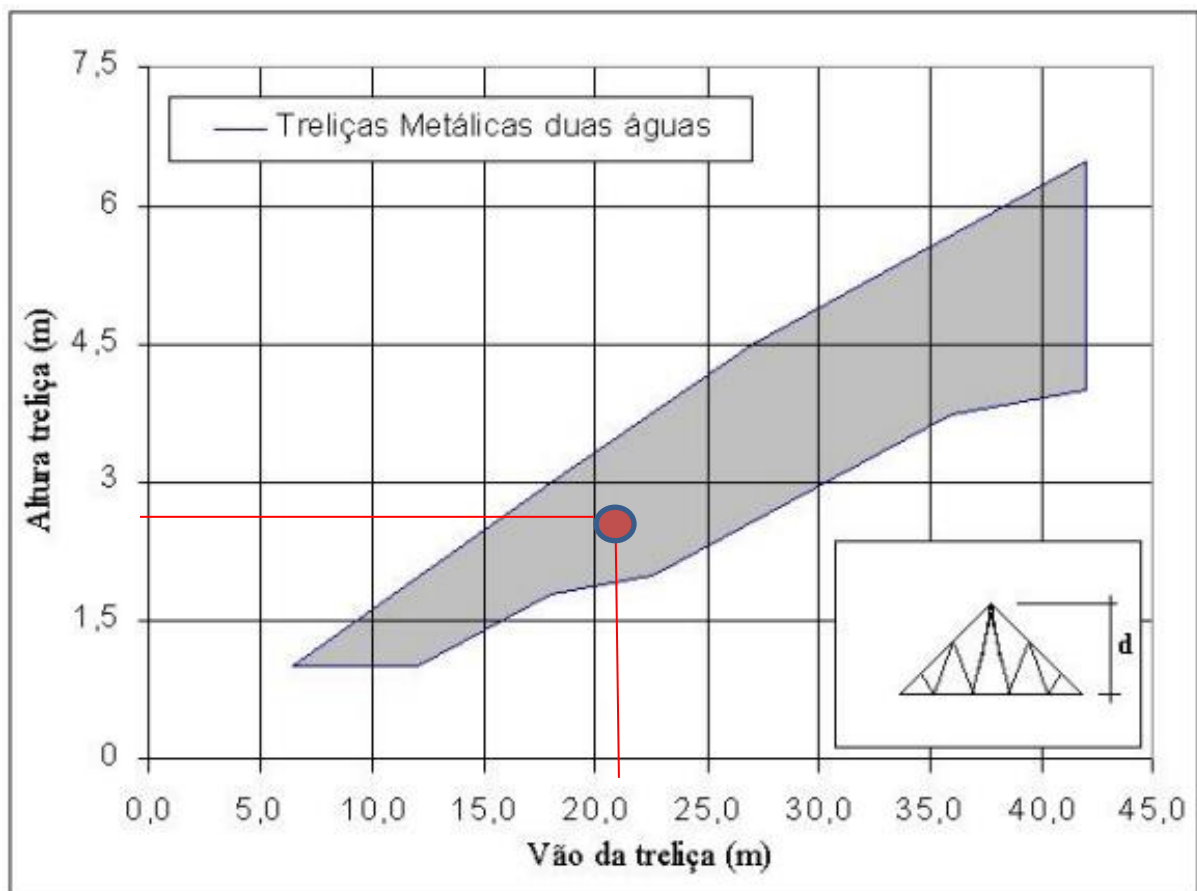


Figura 25 - Gráfico para pré-dimensionamento de treliça metálica de duas águas
 FONTE: REBELLO (2000)

De acordo com tal gráfico, para vãos de 21,15 metros, a altura da treliça deveria ser de aproximadamente 2,70 metros. Entretanto existe ainda outro fator limitante para a altura das treliças dos pórticos: A consideração de transporte e montagem das peças.

Desta forma, foi considerado para o projeto que as peças da cobertura seriam confeccionadas fora do local de instalação da obra, e transportadas ao local de montagem por caminhões.

Para o projeto em questão, o caminhão transportador idealizado deve possuir no mínimo uma carroceria tipo "Grade Baixa" indicada para o transporte de cargas secas, encaixotadas ou paletizadas, como chapas de aço e madeira, engradados, peças, tambores etc. Além de possuir maior facilidade para a carga e descarga dos materiais. As dimensões consideradas para a carroceria a apresentam-se no quadro 8. Desta forma, a altura adotada para as treliças da coberta será de 2,5 metros.

Quadro 7 - Características do veículo de transporte considerado

Tipo:	Carroceria Grade Baixa para Toco
Comprimento:	14 metros
Largura:	2,60 metros

Fonte: Elaborado pelo Autor.



Figura 26 – Caminhão-toco grade baixa
FONTE: TRUCKPAD Transporte e Logística (2020)

Para a escolha das telhas a serem utilizadas no projeto, tomou-se o Manual Técnico de Telhas de Aço da ABCEM (Associação Brasileira da Construção Metálica), recomendado também pelo CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço).

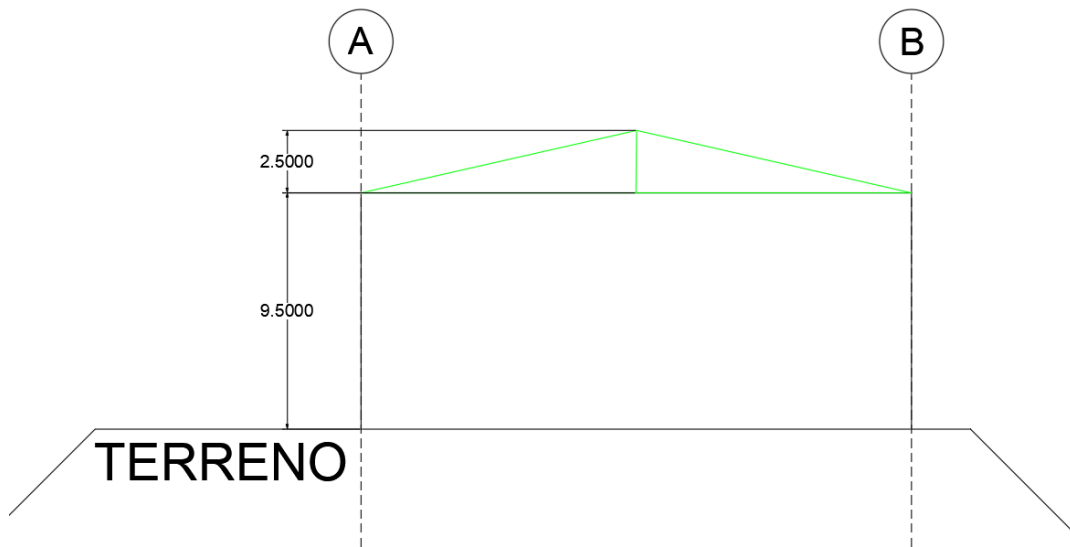


Figura 27 - Esquema inicial da concepção das treliças de cobertura
FONTE: Elaborado pelo autor.

As posições das verticais e das diagonais da treliça foram definidas em função da sobrecarga de utilização considerada para a cobertura. Tal sobrecarga foi confrontada com tabelas de sobrecarga e distância máxima entre apoios das terças, disponibilizadas pelo Manual Técnico de Telhas de Aço da ABCEM.

Uma vez que, para o pleno comportamento estrutural da treliça, as cargas verticais aplicadas pelas terças nas treliças, precisam encontrar “nós”. Os nós são definidos pela presença de verticais na treliça, estabelecendo, desta maneira, uma interrelação entre sobrecarga, espaçamento de terças e espaçamento de verticais no interior da treliça. Seguindo o seguinte fluxograma de considerações:

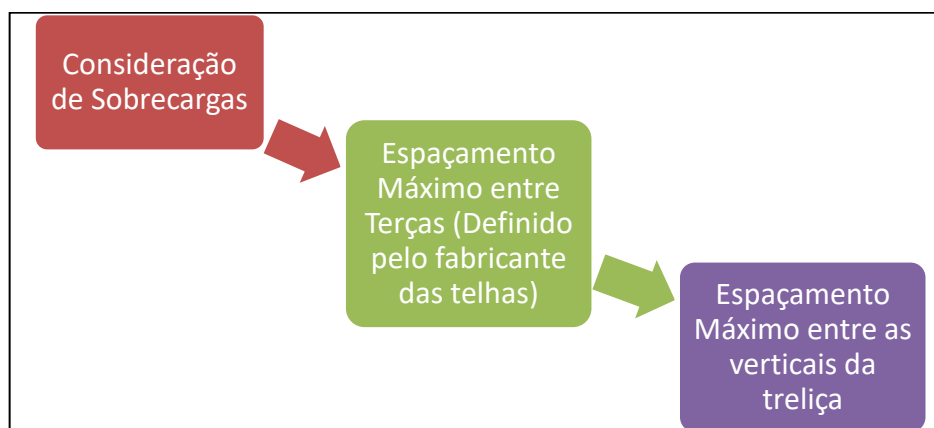


Figura 28 - Fluxograma de considerações de verticais em treliças estruturais
FONTE: Elaborado pelo autor

O manual de telhas metálicas da ABCEM, que, por sua vez, fundamenta-se nas recomendações normativas da ABNT NBR 145145:2008 “Telhas de Aço Revestido de Seção Trapezoidal: Requisitos” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), recomenda uma inclinação mínima de 8%, para coberturas com comprimento de água de no máximo 20,0 metros.

Para o projeto, a coberta conta com um comprimento de água de 11,075 metros e uma inclinação de 22,59%. Desta forma, optou-se por manter a configuração idealizada inicialmente para as inclinações do telhado.

Indo de encontro à economia do projeto, a telha metálica considerada foi a Telha Trapezoidal 40 – Revestida com ZN com 50 mm de espessura que, dentre as telhas presentes no manual, é a que possui menor consumo de aço por m^2 : 4,85 kg/m^2 .

3.2.3 – Ações Consideradas

3.2.3.1 – Considerações de carregamentos permanentes

As ações consideradas para o dimensionamento da estrutura da edificação consistem nas recomendações da ABNT NBR 6120:2019 “Ações para o cálculo de estruturas de edificações” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019), norma recentemente atualizada e conta com as especificações de carga relacionadas a diversos tipos de projeto.

Identificam-se como carga permanente atuante sobre a estrutura dois itens básicos:

- a) Peso Próprio da Estrutura: O peso próprio dos perfis metálicos utilizados na composição estrutural será considerado pelo software de dimensionamento, que possui informações internas de tipos de aço, seus respectivos pesos específicos, além de informações relacionadas aos volumes de cada peça estrutural.
- b) Peso Próprio das Telhas Metálicas: Embora o Manual de telhas metálicas apresente o peso próprio da Telha Trapezoidal 40 como 4,85 kg/m^2

(aproximadamente 0.047 kN/m²), foi considerada para o dimensionamento a carga presente na Tabela 5, da NBR 6120:2019, conforme mostrado abaixo:

Tabela 5 - Peso próprio de telhas

Material	Peso na superfície inclinada kN/m ²
Telha cerâmica em geral (exceto tipo germânica e colonial)	0,45
Telha cerâmica tipo germânica ou colonial	0,60
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 4 mm	0,14
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 5 mm	0,16
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 6 mm	0,18
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 8 mm	0,24
Telha de fibrocimento modulada com espessura 8 mm	0,26
Telha de fibrocimento tipo canaleta com espessura 8 mm	0,25
Telha de alumínio com espessura 0,6 mm	0,025
Telha de alumínio com espessura 0,8 mm	0,035
Telha plástica em geral (exceto tipo colonial)	0,05
Telha plástica tipo colonial	0,15
Telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 0,5 mm	0,06
Telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 0,8 mm	0,10
Telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 1,25 mm	0,14
Telha de vidro	0,45
NOTA Peso por metro quadrado de telhas, na superfície inclinada, incluindo a superposição, elementos de fixação e absorção de água.	

FONTE: NBR 6120:2019

Portanto:

$$P_{\text{próprio_telhas}} = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- c) Peso de Instalações e tubulações suspensas pela estrutura da cobertura: O anexo B da ABNT NBR 8800:2008 “Projeto de Estruturas de aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

“Nas coberturas comuns (telhados), na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de 0,25 kN/m², em projeção horizontal. Admite-se que essa sobrecarga englobe as cargas decorrentes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamentos término e acústico e de pequenas peças eventualmente fixadas

na cobertura até um limite superior de 0,05 kN/m² (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS 8800,2008,p. 112)

Desta forma, a sobrecarga de utilização já engloba os valores de instalações e tubulações, desde que estes não superem 0,05 kN/m². Para o projeto, em favor da segurança e seguindo recomendações da bibliografia de estruturas metálicas, considerou-se, para a sobrecarga de instalações, o valor de:

$$P_{instalações} = 0,1 \frac{kN}{m^2}$$

3.2.3.2 – Considerações de carregamentos variáveis

Foram considerados também os valores característicos nominais de cargas variáveis definidos segundo as recomendações do item 6.4 da NBR 6120:2019, onde a cobertura foi projetada para suportar uma carga variável (q) uniformemente distribuída conforme a expressão a seguir:

$$q = 0,50 \times \alpha \quad \text{onde} \quad 0,25 \text{ kN/m}^2 \leq q \leq 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = \begin{cases} 1,0 & 1\% < i \leq 2\% \\ 2,0 - 0,5 \times i & 2\% < i < 3\% \\ 0,5 & i \geq 3\% \end{cases}$$

onde

i é a inclinação da cobertura, medida entre a cumeeira e a extremidade mais baixa, expressa em porcentagem (%);

Figura 29 - Consideração de sobrecarga de utilização de cobertura
FONTE: NBR 6120:2019

Desta forma, como a inclinação *i* do pórtico concebido corresponde a 22,59%, a sobrecarga variável considerada foi igual a:

$$P_{variável} = 0,50 \times 0,50 = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3.3 – Ações devido à Carga de Vento

Conforme recomenda Fakury (2016), para a obtenção das forças de vento sobre as estruturas utilizou-se a ABNT NBR 6123:1998, Versão Corrigida 2:2013.

Tal norma fornece a velocidade básica do vento em todo território nacional, que é transformada em força atuante na edificação, levando-se em conta parâmetros como a forma da edificação e a existência de obstáculos em sua vizinhança.

Em termos de considerações para o projeto, a edificação foi considerada dentro do perímetro urbano de João Pessoa – PB, de modo a simular uma construção hipotética na cidade.

Assim, definiu-se primeiramente a velocidade básica do vento (V_0), que expressa a máxima velocidade média medida sobre 3 segundos que pode ser exercida, em média, uma vez a cada 50 anos e a 10 metros sobre o nível do terreno em algum lugar aberto e plano, a partir do mapa abaixo:

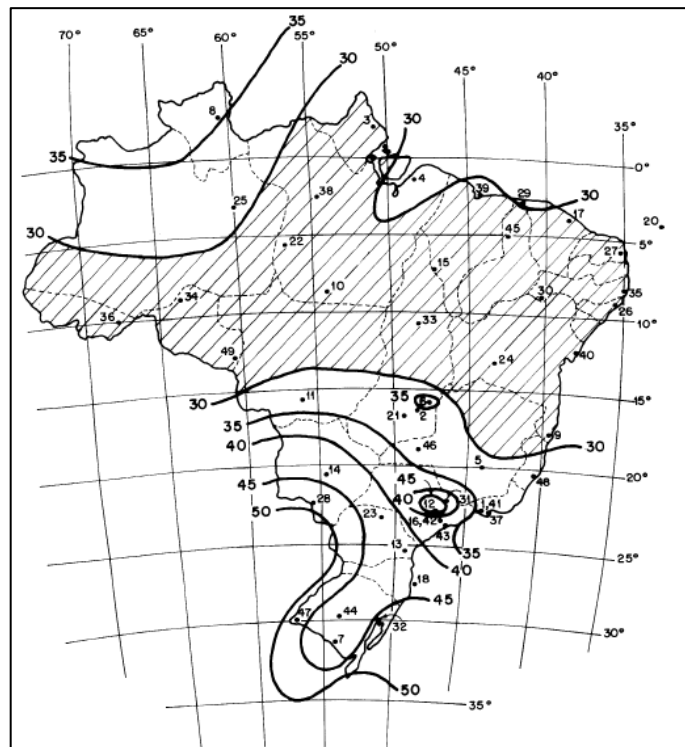


Figura 30 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)
FONTE: ABNT 6123:1988

$$V_0 = 30 \text{ m/s}$$

Neste ponto, definiram-se também os fatores de ponderação do esforço de arrasto:

Quadro 8 - Resumo dos fatores de ponderação do esforço de arrasto

Fator Topográfico:	Terreno Plano ou Fracamente Acidentado $S_1 = 1$
Fator de Rugosidade do Terreno:	Categoria IV – “Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados.” Classe: B $S_2 = 0,85$
Fator Estatístico:	Grupo 03 – “Edificações ou instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)”

FONTE: Elaborado pelo autor

Determina-se, portanto, a partir de tais parâmetros de ponderação o valor da Velocidade característica do vento (V_k), onde:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 = 25,08 \text{ m/s} \quad \text{Eq. 29}$$

A velocidade característica do vento permitiu determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = 0,613 * V_k^2 = 0,386 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Eq. 30}$$

Para as considerações de carga de vento sobre as paredes da edificação foram seguidas as recomendações presentes na tabela 04 da NBR 6123:1988, conforme exposto a seguir:

Tabela 4 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular										
Altura relativa		Valores de C_{pe} para								C_{pe} médio
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 $0,2b$ ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	- 0,8	- 0,5	+ 0,7	- 0,4	+ 0,7	- 0,4	- 0,8	- 0,4	- 0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	- 0,8	- 0,4	+ 0,7	- 0,3	+ 0,7	- 0,5	- 0,9	- 0,5	- 1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	- 0,9	- 0,5	+ 0,7	- 0,5	+ 0,7	- 0,5	- 0,9	- 0,5	- 1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	- 0,9	- 0,4	+ 0,7	- 0,3	+ 0,7	- 0,6	- 0,9	- 0,5	- 1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	- 1,0	- 0,6	+ 0,8	- 0,6	+ 0,8	- 0,6	- 1,0	- 0,6	- 1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	- 1,0	- 0,5	+ 0,8	- 0,3	+ 0,8	- 0,6	- 1,0	- 0,6	- 1,2

Figura 31 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular
 FONTE: NBR 6123:1988

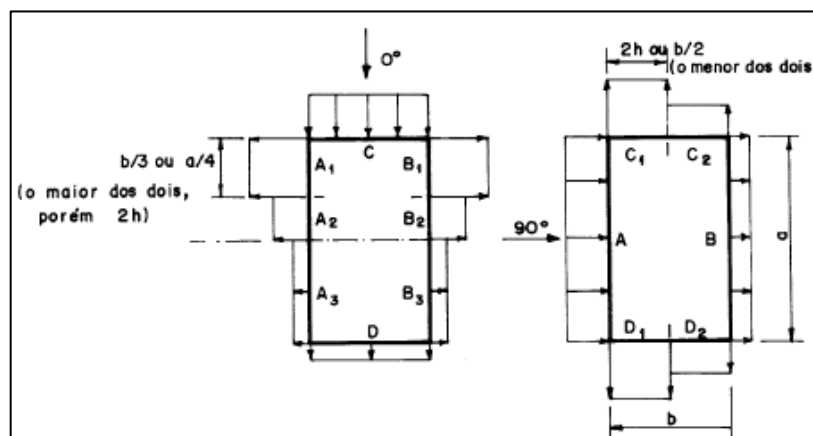


Figura 32 - Dimensões de trechos de paredes para diferentes coeficientes de ponderação
 FONTE: NBR 6123:1988

Assim, aplicando tais considerações sobre a edificação do projeto, e multiplicando-se o valor da pressão dinâmica do vento chega-se aos seguintes valores de coeficiente para paredes externas:

Tabela 6 - Coeficientes e cargas dinâmicas de vento sobre as paredes externas da edificação

VENTO A 0°					VENTO A 90°				
Trecho	Tamanho (m)	Coef. C	Pressão Dinâmica (kN/m²)	Pressão sobre o Trecho (kN/m²)	Trecho	Tamanho (m)	Coef. C	Pressão Dinâmica (kN/m²)	Pressão sobre o Trecho (kN/m²)
A1	12	-0,8	0,386	-0,3088	C1	11,075	-0,9	0,386	-0,3474
A2	12	-0,4	0,386	-0,1544	A	48	0,7	0,386	0,2702
A3	24	-0,2	0,386	-0,0772	D1	11,075	-0,9	0,386	-0,3474
B1	12	0,8	0,386	0,3088	C2	11,075	-0,5	0,386	-0,193
B2	12	0,4	0,386	0,1544	B	48	-0,5	0,386	-0,193
B3	24	0,2	0,386	0,0772	D2	11,075	-0,5	0,386	-0,193
C	22,15	0,7	0,386	0,2702	-				
D	22,15	-0,3	0,386	-0,1158	-				

FONTE: Elaborado pelo autor

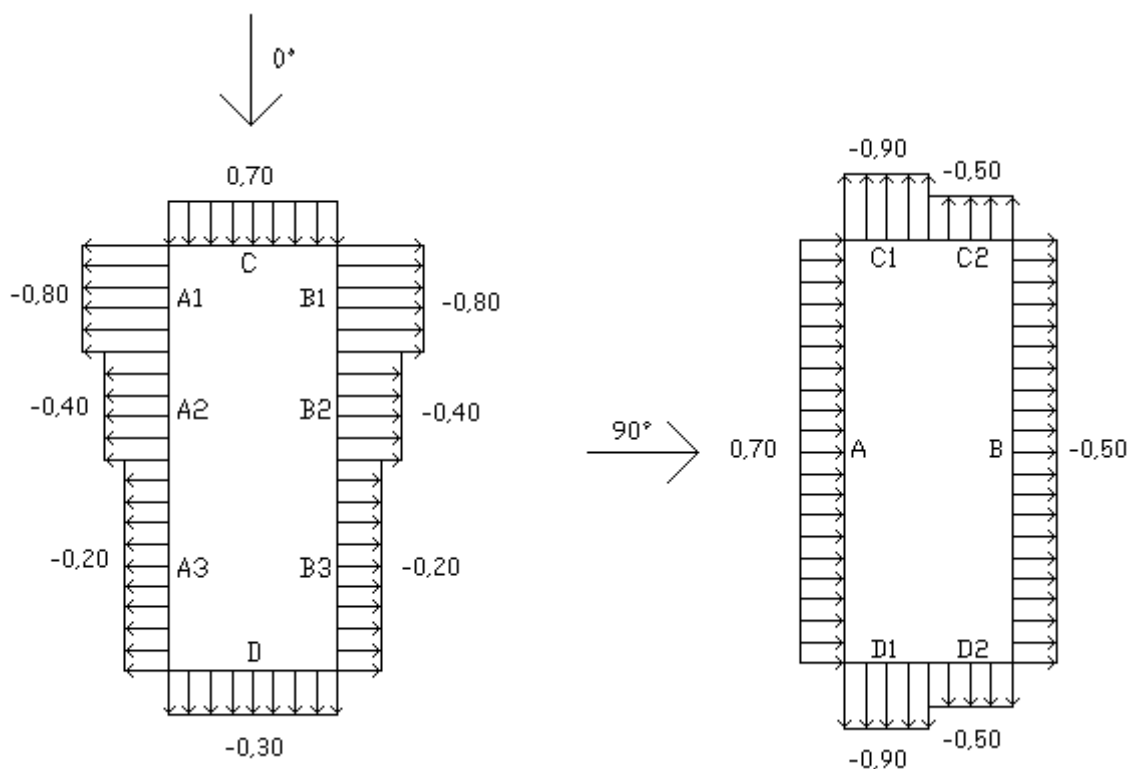
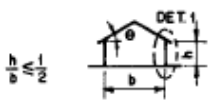
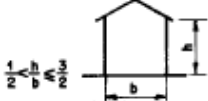


Figura 33 - Configurações dos coeficientes de ponderação para paredes externas

FONTE: Elaborado pelo autor

Para os valores de esforço externo para as cobertas, ou seja, a carga aplicada sobre a cobertura em decorrência da incidência de ventos na edificação, seguiu-se as recomendações presentes na tabela 5 da NBR 6123:1988:

Tabela 7 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular

Altura relativa	θ	Valores de C_e para				c_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				
	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7				
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				

FONTE: NBR 6123:1988

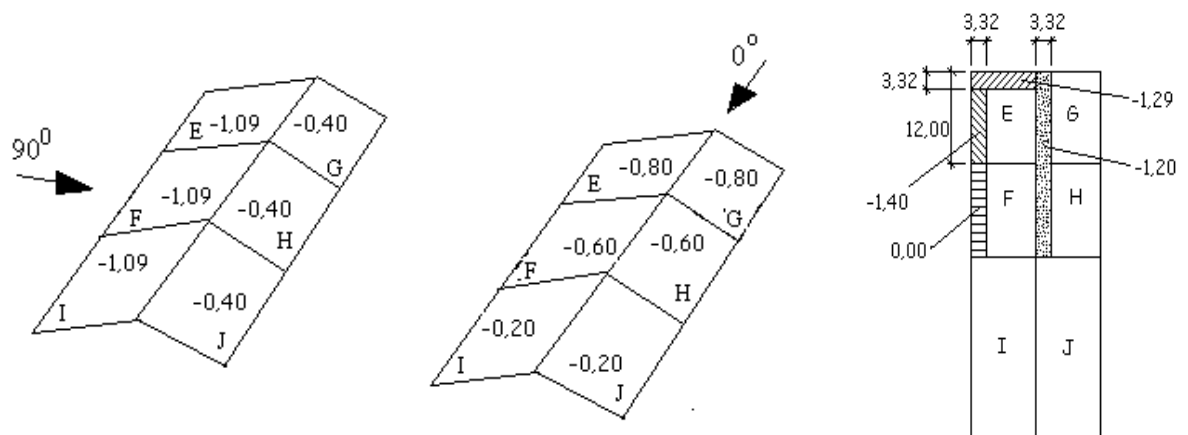


Figura 34 - combinação dos coeficientes de pressão interna para ventos a 0°
FONTE: NBR 6123:1988

Assim, aplicando tais considerações sobre a edificação do projeto, e multiplicando-se o valor da pressão dinâmica do vento chega-se aos seguintes valores de coeficiente para cobertura:

Tabela 8 – Coeficientes de cargas dinâmicas de vento sobre a cobertura da edificação

VENTO A 0°					VENTO A 90°				
Trecho	Tamanho (m)	Coef. C	Pressão Dinâmica (kN/m²)	Pressão sobre o Trecho (kN/m²)	Trecho	Tamanho (m)	Coef. C	Pressão Dinâmica (kN/m²)	Pressão sobre o Trecho (kN/m²)
E	12	-0,8	0,386	-0,3088	E	11,075	-1,09	0,386	-0,42074
F	-12	-0,6	0,386	-0,2316	F	48	-1,09	0,386	-0,42074
I	0	-0,2	0,386	-0,0772	I	11,075	-1,09	0,386	-0,42074
G	12	-0,8	0,386	-0,3088	G	11,075	-0,4	0,386	-0,1544
H	-12	-0,6	0,386	-0,2316	H	48	-0,4	0,386	-0,1544
J	0	-0,2	0,386	-0,0772	J	11,075	-0,4	0,386	-0,1544

FONTE: Elaborado pelo autor

Para os coeficientes de pressão externa média temos:

Tabela 9 - Coeficientes e cargas para pressão externa média

Trecho	COMPRIMENTO (m)	LARGURA (m)	Coef. C	Pressão Externa Média (kN/m²)	Pressão sobre o Trecho (kN/m²)
E	12	3,32	-1,4	0,386	-0,5404
	12	3,32	-1,2	0,386	-0,4632
	12	3,32	-1,29	0,386	-0,49794

FONTE: Elaborado pelo autor

Conclui-se, portanto que na região mais desfavorável do telhado, o coeficiente de pressão externa médio será igual a:

$$C_{pe_médio_telhado} = -1,4$$

Se a edificação for totalmente impermeável ao ar, a pressão no seu interior será invariável no tempo e independente da velocidade da corrente de ar externa. Porém, usualmente as paredes e/ou a cobertura de edificações consideradas como fechadas, em condições normais de serviço ou como consequência de acidentes,

permitem a passagem do ar, modificando-se as condições ideais supostas nos ensaios.

Desta forma, definem-se os coeficientes e valores relacionados à pressão interna do vento na edificação, considerando-se que a mesma possui duas faces opostas igualmente permeáveis, e as outras faces impermeáveis. Nesse sentido a norma define duas situações:

- a) Vento Perpendicular a uma face permeável: Coeficiente de pressão interna = + 0,2
- b) Vento Perpendicular a uma face impermeável: Coeficiente de pressão interna = - 0,3

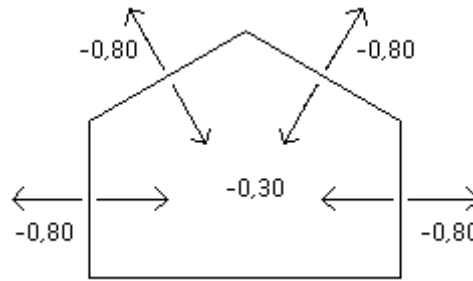


Figura 35 - combinação dos coeficientes de pressão interna para ventos a 0°
 FONTE: Elaborado pelo autor

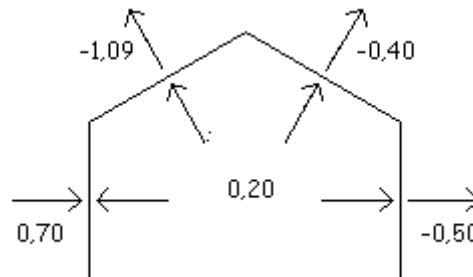


Figura 36 - Combinação dos coeficientes de pressão interna para ventos a 90°
 FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, chegamos aos esforços resultantes devido à pressão interna causada pelos ventos aplicados aos pórticos:

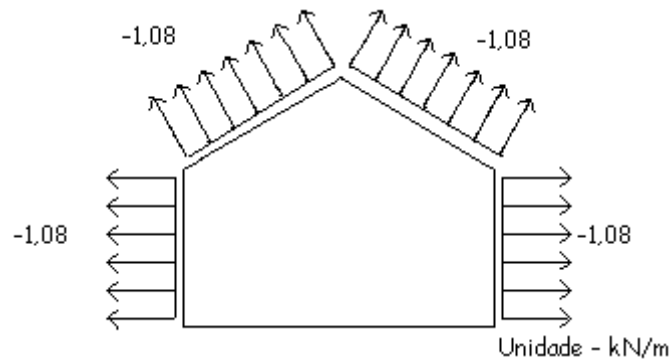


Figura 37 – Esforços resultantes internos de ventos a 0°
FONTE: Elaborado pelo autor

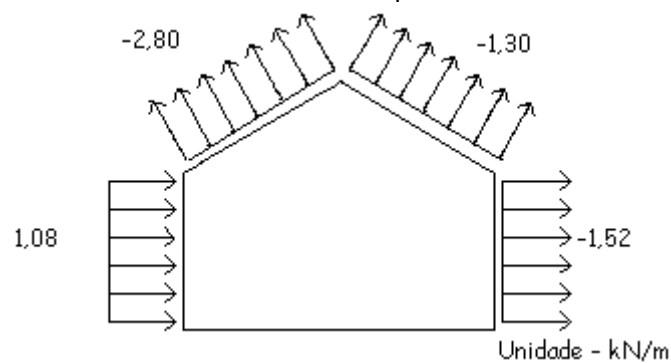


Figura 38 - Esforços resultantes internos de ventos a 90°
FONTE: Elaborado pelo autor

Vale ressaltar, que as considerações trazidas pela NBR 6123:1988 definem que os valores de coeficiente negativos expressam cargas que “saem” da estrutura, enquanto as positivas referem-se a cargas que “entram” na estrutura.

Após as considerações de cargas foi possível estimar a carga sobre as telhas metálicas, definir a quantidade e espaçamento de apoios para a mesma, e consequentemente a distância entre os verticais da treliça estudada, de modo que:

$$P_{total_{telhado}} = P_{próprio_{telhas}} + P_{instalações} + P_{variável} + \|C_{pe_{médio_{telhado}}} * q\| = 224,2 \frac{kgf}{m^2}$$

Eq. 31

Do manual de telhas de aço, tem-se que:

Tabela 10 - Lista de telhas, respectivas distâncias de apoio e cargas admissíveis.

TELHA TRAPEZOIDAL 40 - Conforme Norma NBR 14514																	
Tabela de Cargas Admissíveis (kgf/m²) - Telhas revestidas com Zn-Al																	
Esp. (mm)	Peso* (kg/m²)	Peso (kg/ml)	I (cm⁴/m)	W (cm³/m)	Nº de apolos	Distância entre Apolos (mm)											
						1750		2000		2250		2500		2750		3000	
						F	C	F	C	F	C	F	C	F	C	F	C
0,43	3,90	3,86	10,4898	3,746	2	176	158	135	106	107	74	86	54	65	41	50	31
					3	176	176	135	135	107	107	86	86	71	71	60	60
					4	220	220	169	169	133	133	108	102	89	77	75	59
0,50	4,56	4,52	12,1631	4,344	2	204	183	156	123	124	86	100	63	75	47	58	36
					3	204	204	156	156	124	124	100	100	83	83	70	70
					4	255	255	195	195	154	154	125	119	103	89	87	69
0,65	6,00	5,94	15,7169	5,613	2	264	236	202	158	160	111	129	81	98	61	75	47
					3	264	264	202	202	160	160	129	129	107	107	90	90
					4	330	330	253	253	200	200	162	153	134	115	112	89
0,80	7,43	7,36	19,2278	6,867	2	323	289	247	194	195	136	158	99	119	75	92	57
					3	323	323	247	247	195	195	158	158	131	131	110	110
					4	404	404	309	309	244	244	198	187	163	141	137	108
0,95	8,86	8,77	22,6961	8,106	2	381	341	292	229	231	161	187	117	141	88	108	68
					3	381	381	292	292	231	231	187	187	154	154	130	130
					4	476	476	365	365	288	288	233	221	193	166	162	128
1,25	11,69	11,58	29,5074	10,538	2	496	444	379	297	300	209	243	152	183	114	141	88
					3	496	496	379	379	300	300	243	243	201	201	169	169
					4	619	619	474	474	375	375	303	288	251	216	211	166

* - Incluindo sobreposição (Larg. útil de 980 mm)

F - FechamentoC - Cobertura

FONTE: ABCEM (2009)

Portando, a modulação de treliças definida com espaçamento de 1,75 metros entre as verticais, e com as diagonais trabalhando à tração:

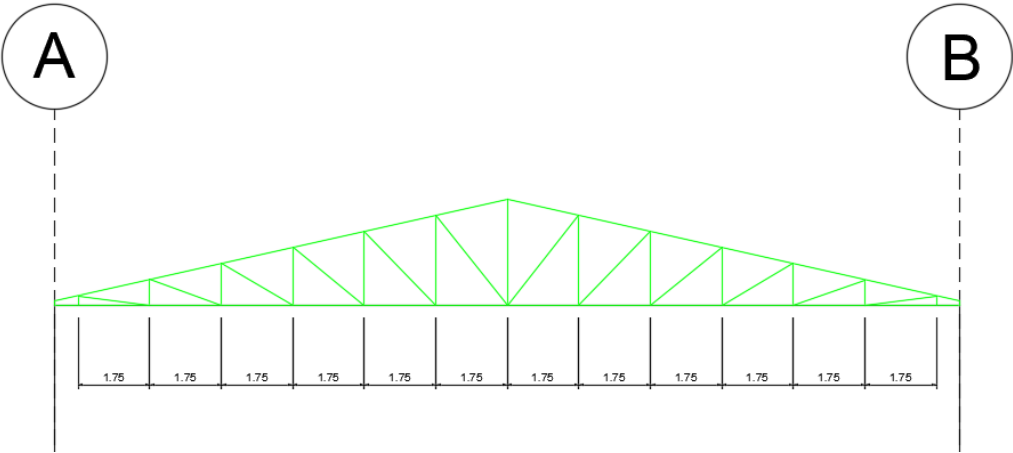


Figura 39 - Configuração de treliça adotada no projeto
FONTE: Elaborado pelo autor

3.2.4 – Apresentação do Software de Cálculo Estrutural Utilizado e Análise Estrutural

Para o dimensionamento da estrutura, utilizou-se o software comercial CYPE 3D, onde os sucessivos pórticos do galpão foram modelados tridimensionalmente em forma de barras no espaço e nós nas interseções das barras.

O programa considera um comportamento elástico linear dos materiais. As barras definidas são elementos lineares.

As cargas aplicadas nas barras podem-se estabelecer em qualquer direção. O programa admite diferentes tipos de tipologia de carga: Uniformes, triangulares, trapezoidais, pontuais, momentos e incrementos de temperatura diferentes em faces opostas.

O programa já considera automaticamente as cargas referentes ao peso próprio das barras, e de sismos dinâmicos quando tal função é ativada.

De modo a proporcionar uma comparação aproximada entre as tipologias de estruturas estudadas, a discretização dos pórticos será a mesma.

Segundo El Debs (2017), a forma básica mais empregada para a concepção de pórticos pré-moldados é a seguinte:



Figura 40 - Forma básica empregada às duas tipologias de estrutura estudadas
FONTE: Elaborado pelo autor

Pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares é a forma mais empregada pela facilidade de montagem e de realização das ligações.

Tal tipologia será adotada no projeto da estrutura metálica onde os pilares serão engastados e as vigas treliçadas serão articuladas na ligação com os pilares.

Os elementos dimensionados da estrutura metálica estão listados no Quadro 09, abaixo:

Quadro 9 - Elementos considerados no projeto estrutural

Elemento	Função na Estrutura
Terças de cobertura	Tem a função básica de conduzir as forças das telhas metálicas para os nós das treliças estruturais, além de transmitirem forças horizontais entre as treliças dos pórticos.
Contraventamentos nos planos da cobertura	Essencial para a estabilidade do banzo superior da treliça, comprimido por ação das cargas gravitacionais.
Contraventamentos verticais	Transmite as forças horizontais que atuam nas fachadas frontais para as fundações, segundo El Debs, Essenciais nos casos de ligação flexível entre vigas e pilares.
Pórtico Transversal	Formado pela associação da treliça principal com os pilares, este pórtico deve resistir às ações do vento nas fachadas longitudinais, além das cargas gravitacionais.
Vigas Longitudinais de Escora Lateral	Tem a função básica de diminuir o comprimento de flambagem dos pilares, além de transmitir aos pilares centrais as forças de vento aplicadas sobre as fachadas frontal e posterior.

FONTE: Elaborado pelo autor

O programa conta com a informação de diversos catálogos de seções e materiais de perfis estruturais pré-definidos, como mostra a figura a seguir:

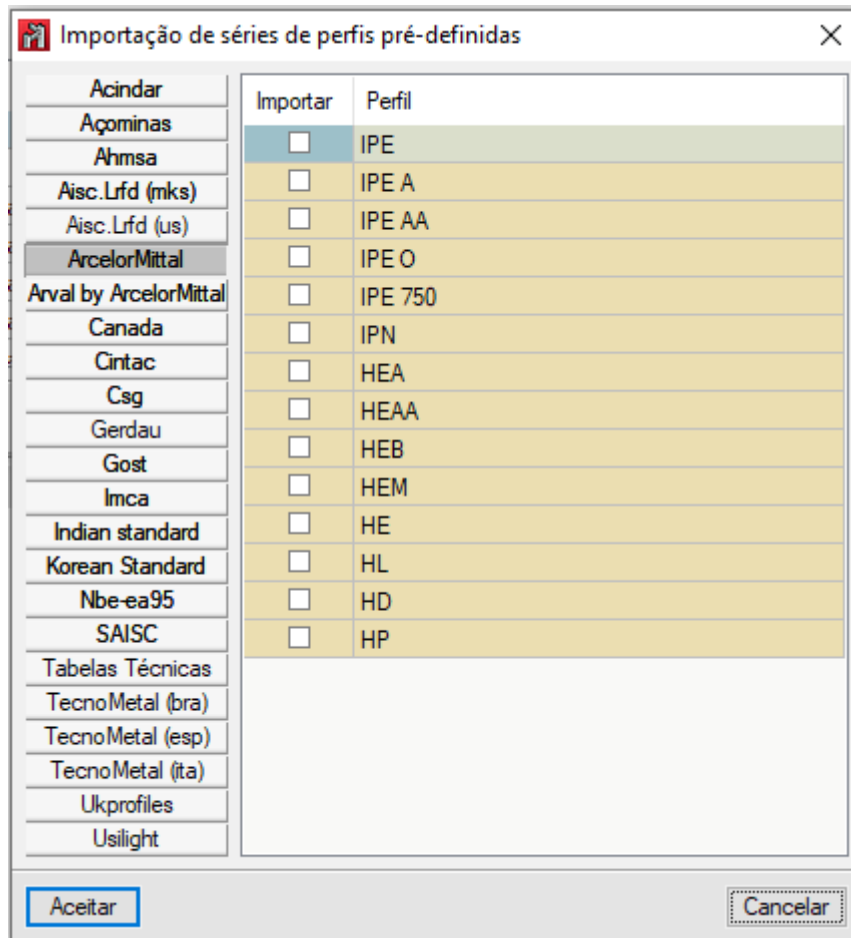


Figura 41 - Catálogos de fabricantes pré-definidos pelo programa
 FONTE: CYPE3D

Sob tais considerações, os elementos supracitados foram modelados tridimensionalmente no software obtendo-se o seguinte resultado:

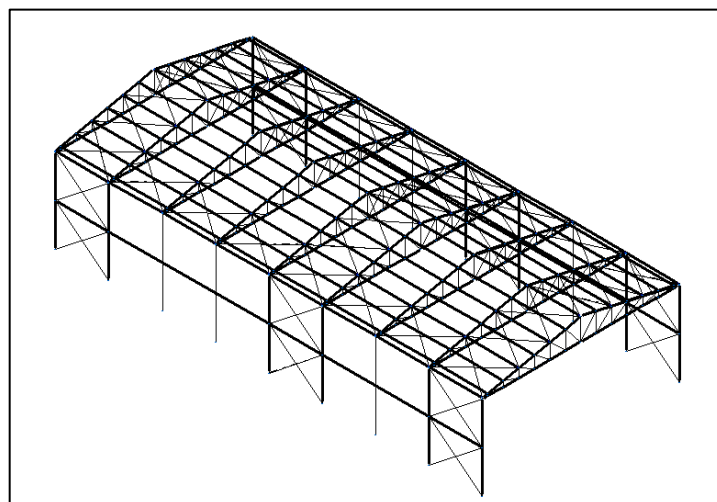


Figura 42 – Modelagem inicial no CYPE 3D
 FONTE: Elaborado pelo autor

Levando-se em consideração o dimensionamento ótimo do programa, onde as peças são dimensionadas em seus tamanhos mínimos para suportar os esforços solicitantes, e de modo a facilitar possíveis detalhamentos e execuções, as peças da estrutura foram divididas em grupos de peças.

Tal ferramenta permite ao programa considerar que, para um mesmo grupo, será utilizado um único tipo de perfil. Desta forma, por exemplo, todas as diagonais do projeto serão de um mesmo tipo de perfil. Tal como todos os pilares, banzos (inferiores e superiores), barra de contraventamento e terças.

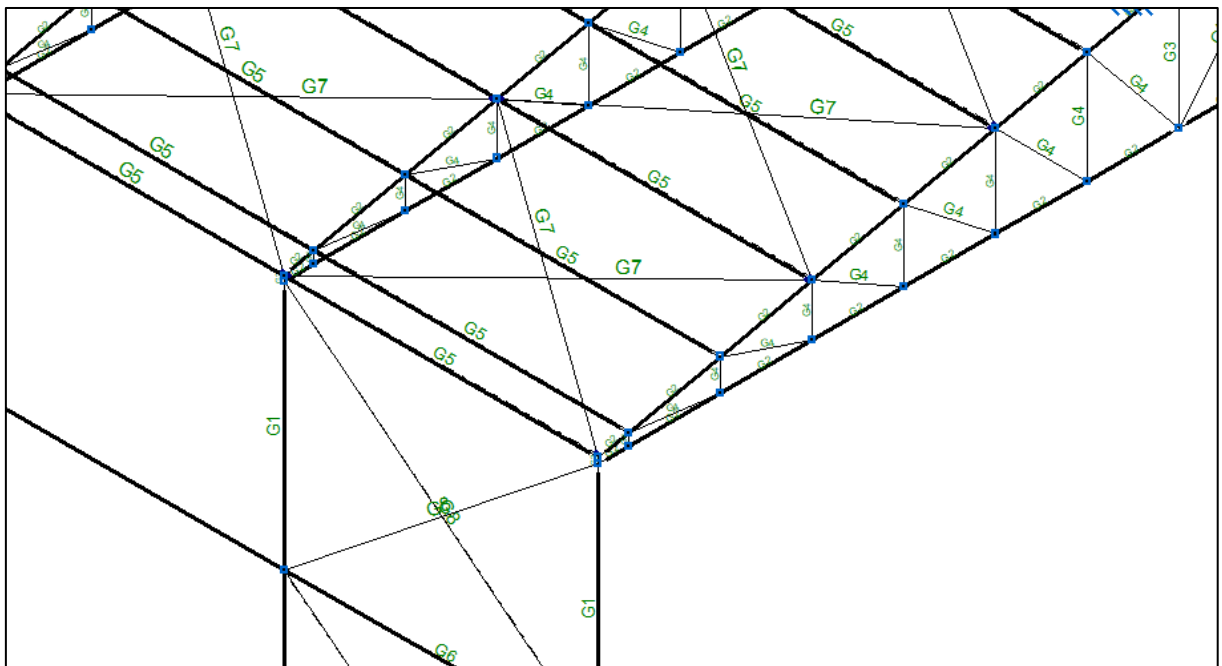


Figura 43 - Agrupamento das barras do projeto

FONTE: Elaborado pelo autor

Os carregamentos (informação alimentada pelo usuário) foram divididos e inseridos na forma de hipótese de cargas, onde foram consideradas as seguintes hipóteses de cálculo:

Quadro 10 - Hipóteses de carga consideradas no projeto

Hipótese	Descrição
SCU 1	Sobrecarga de utilização de 0,25 kN/m ² aplicados em forma de projeção sobre os panos de coberta

CP Telhas	Carga Permanente de peso próprio das telhas metálicas sobre a cobertura
CP Instalações	Carga Permanente das Instalações e Tubulações suspensas pela cobertura
Vento 0°	Cargas Verticais e Horizontais decorrentes da incidência de ventos a 0°
Vento 90°	Cargas Verticais e Horizontais decorrentes da incidência de ventos a 90°

FONTE: Elaborado pelo autor

As cargas foram aplicadas sobre os elementos através da ferramenta de criação de planos de carga, onde foram definidos os planos e divisões de carga, seus valores absolutos e as barras de apoio onde tal carga é distribuída.

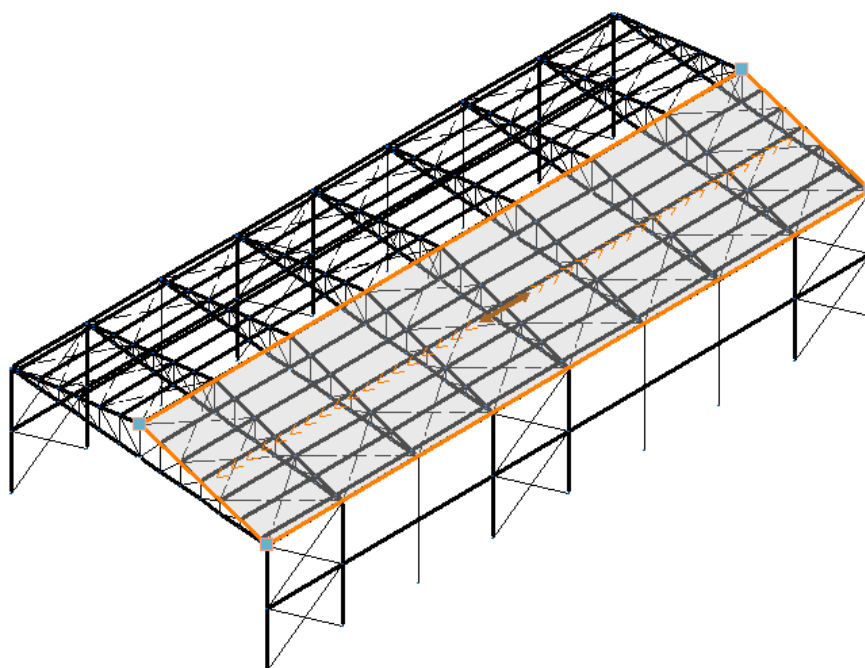


Figura 44 - Ilustração da aplicação de planos de carga sobre a cobertura

FONTE: Elaborado pelo autor

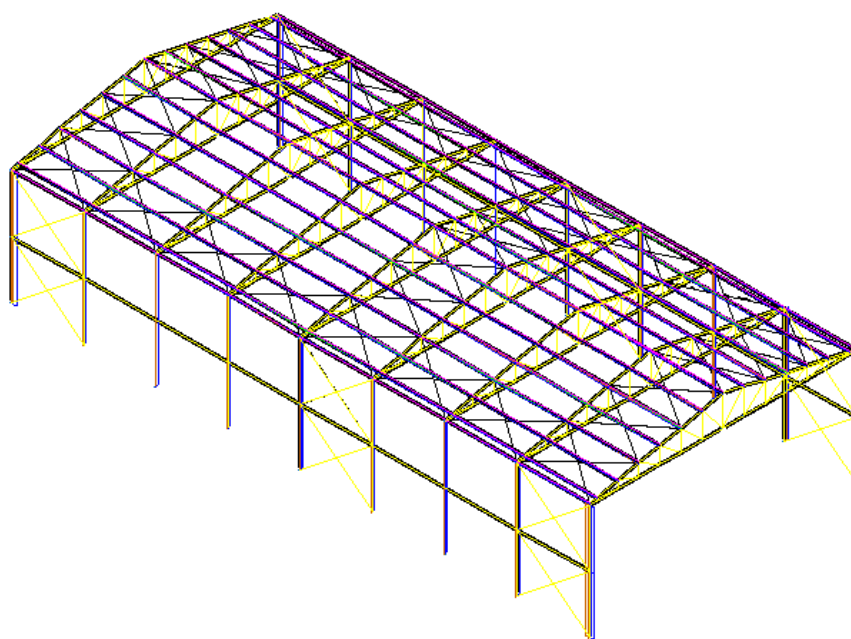


Figura 45 - Barras do projeto com a representação de aplicação de todas as forças e hipóteses do projeto
FONTE: Elaborado pelo autor

3.2.5 – Dimensionamento e quantitativos

Logo em seguida foi realizado, com o auxílio do Cype 3d aquilo que o software intitula de “dimensionamento ótimo” dos grupos de barras.

Tal método de dimensionamento consiste em verificar, para todos os elementos agrupados, os esforços resistentes e de cálculo selecionando em cada grupo a seção mínima (de menor consumo de aço em kg/m), dentro do catálogo selecionado, que resista aos esforços para a peça mais solicitada componente ao grupo, e aplicar tal seção para todos os elementos do grupo, incluindo em um único processo o dimensionamento e a otimização da estrutura.

O programa também analisa os deslocamentos de nós e barras, verificando, sob parâmetros de deslocamentos máximos alimentados pelo usuário, os estados limites de serviço, dada a natureza da edificação, relacionados a vibrações, variações dimensionais, empoçamento de água em coberturas.

O resultado e o memorial dos cálculos realizados pelo programa constam no anexo 01, e nas pranchas metálicas anexadas ao projeto.

3.3 PROJETO DE ESTRUTURA EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO

3.3.1 – Considerações iniciais

Como citado anteriormente, para a melhor compreensão das propriedades, características e qualidades dos materiais estruturais analisados, utilizou-se um mesmo projeto arquitetônico, com tipologia normatizada já citada e destacada no anexo 01.

O projeto de galpão em concreto pré-moldado segue as mesmas linhas de eixo estabelecidas para o projeto metálico, destacadas na figura 23, caracterizando o projeto em um comprimento longitudinal de 48,00 metros, vão do pórtico de 22,15 metros, pé direito livre de 9,5 metros e distância entre os pórticos de 6 metros.

O projeto em questão, como citado anteriormente, procurou atender estritamente às recomendações normativas presentes nas NBR's 6118:2014 "Projeto De Estruturas De Concreto Armado – Procedimento" uma vez que, em seu item 5.1.1.1, a 9062:2017 "Projeto e Execução de Estruturas De Concreto Pré-Moldado – Procedimento", explicita que "aplicam-se às estruturas de concreto pré-moldado os processos relativos às estruturas moldadas no local, conforme disposto na ABNT NBR 6118.

Utilizou-se como base de concepção estrutural, as recomendações do Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto (Van Acker, 2002), onde é apresentada, para tipologias de galpão industrial, os componentes básicos da concepção: Pilares engastados nas fundações, vigas simplesmente apoiadas nos pilares com ligações com chumbadores (característica articulada), vigas de travamento lateral para a rigidez longitudinal, terças para suportar o peso de telhas, forros e ações variáveis.

As telhas utilizadas no projeto de concreto pré-moldado foram as mesmas utilizadas no projeto metálico, uma vez que, segundo Rodrigues (2012), as telhas metálicas de aço galvalume também são usualmente utilizadas em galpões de concreto pré-moldado, além de manter a modulação de terças anteriormente calculada, de modo a manter o critério de comparação sob uma mesma concepção estrutural.

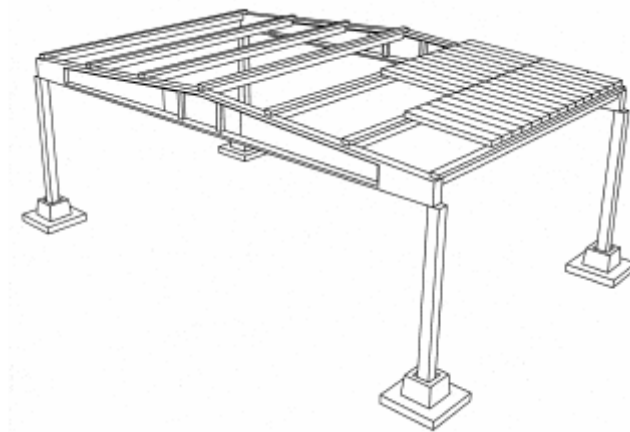


Figura 46 - Esquema estrutural adotado no projeto
FONTE: ACKER (2002)

Segundo Rodrigues (2012), as terças, quando feitas em concreto pré-moldado, são comumente encontradas no formato de “T”. Portanto esta foi a seção adotada para as terças do projeto.

De modo a evitar flexão oblíqua, a consideração foi de que as terças foram posicionadas na vertical, conforme mostra a figura a seguir:

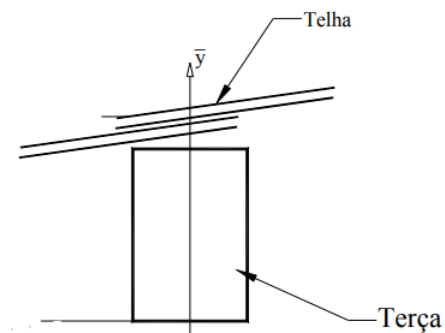


Figura 47 - Posicionamento das terças de cobertura do projeto
FONTE: RODRIGUES (2012)

Segundo Acker, vigas com altura variável são normalmente utilizadas em edificações industriais onde requer vãos maiores, geralmente em formato “i”, onde os tamanhos padronizados são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 11 - Dimensões normais para vigas de cobertura com altura variável

Largura (mm)	Altura (mm)	Espessura da Alma (mm)	Vão (m)
250 – 300	800 – 1400	80 - 120	10 – 25
300 – 400	1200 – 2000	80 - 120	15 – 25
300 – 500	1300 – 2500	80 - 120	25 – 40

FONTE: ACKER (2002)

Desta forma, foram consideradas para as vigas de cobertura, as seguintes dimensões básicas:

- Largura: 250 mm
- Altura no centro do vão: 1300 mm
- Altura no início do vão: 400 mm

Segundo as recomendações da ABNT NBR 145145:2008, a inclinação indicada para telhas de aço galvanizado deve ser no mínimo 8%. Portanto, considerando o vão completo de 22,15 metros, a diferença entre altura no início e no meio da viga inclinada deve ser de, no mínimo, 88,6 centímetros.

Conforme a figura 48, abaixo:

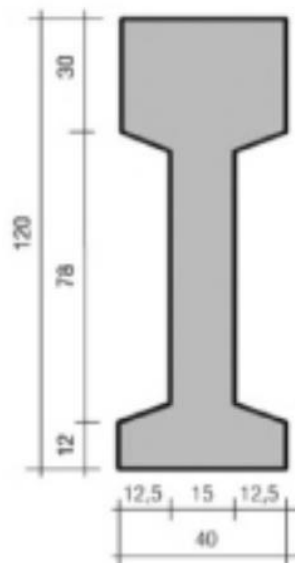


Figura 48 - Descrição da seção máxima das vigas de cobertura

FONTE: RODRIGUES (2012)

Os pilares e vigas de travamento terão as seções retangulares, sob as devidas considerações referentes a articulações e engastes nas ligações. Como citado anteriormente, as ligações entre viga e pilar serão executadas com o auxílio de chumbadores, caracterizando assim a rótula considerada na discretização do modelo, entrando de acordo com o item 5.1.2.11 da ABNT NBR 9062/2017, onde define-se que “Na falta de modelo de cálculo referenciado para avaliação da contribuição dos chumbadores ao momento positivo, deve-se considerar a ligação comportando-se como articulada”, conforme detalhamento a seguir:

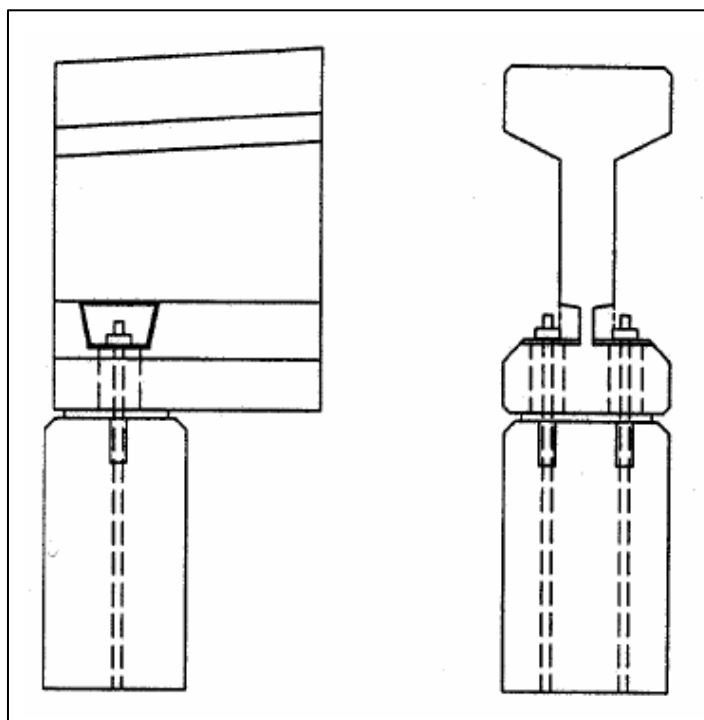


Figura 49 – Ligação entre viga e pilar considerada no projeto
FONTE: ACKER (2002)

3.3.2 – Pré Dimensionamento:

A ABNT 9062:2017, em seu item 5.6.2.2 define que as classes de agressividade ambiental consideradas na elaboração do projeto, estejam em conformidade com a ABNT NBR 6118, onde a capa de concreto deve ser considerada como parte do peso próprio da estrutura e não parte da sobrecarga permanente.

Desta forma, segundo a NBR 6118, temos a tabela 12:

Tabela 12 - Classe de agressividade considerada no projeto

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

FONTE: ABNT NBR 6118:2014

Desta forma, define-se por consequência os cobrimentos considerados no projeto:

Tabela 13 - Cobrimentos adotados no projeto

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
			Cobrimento nominal mm		
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

FONTE: ABNT NBR 6118:2014

Ainda de acordo a ABNT NBR 9062:2017, no item 5.1.2.10, a opção de uma ligação flexível por chumbadores sem graute, acarreta na escolha de um concreto com resistência característica à compressão maior ou igual a 30 Mpa ($f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$), desta forma o f_{ck} adotado para o projeto será:

$$fck_{projeto} = 35 \text{ MPa}$$

Também foram considerados e utilizados nos projetos os aços estruturais CA-50 e CA-60.

O pré-dimensionamento dos elementos foi realizado de acordo com as recomendações do Manual de Sistemas Pré-Fabricados (Acker,2002), e catálogos de fabricantes de peças pré-fabricadas. Tendo como resultado os seguintes valores:

Quadro 11 – Pré-dimensionamento dos elementos componentes à estrutura

Elemento	Consideração
Viga de Coberta	Viga inclinada Seção I Altura Inicial: 0,4 metros Altura no Centro do Vão: 1,3 metros
Vigas de Travamento	Largura Altura: $\frac{V\tilde{a}o}{10} = 0,6 \text{ metros}$
Terças de Concreto Pré-Fabricado	Catálogo de Fabricante Altura: 9 cm Largura: 10 cm Largura da Alma: 5 – 7 cm
Pilares	Otimização no Software CypeCad

FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, chegou-se à seguinte configuração:

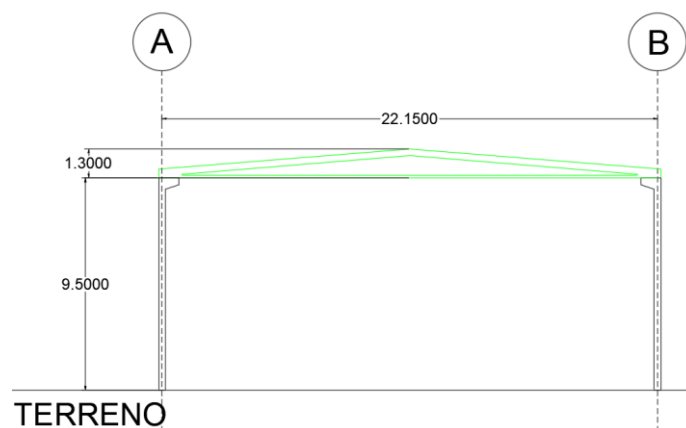


Figura 50 - Concepção de estrutura em concreto pré-moldado adotada no projeto

FONTE: Elaborado pelo autor

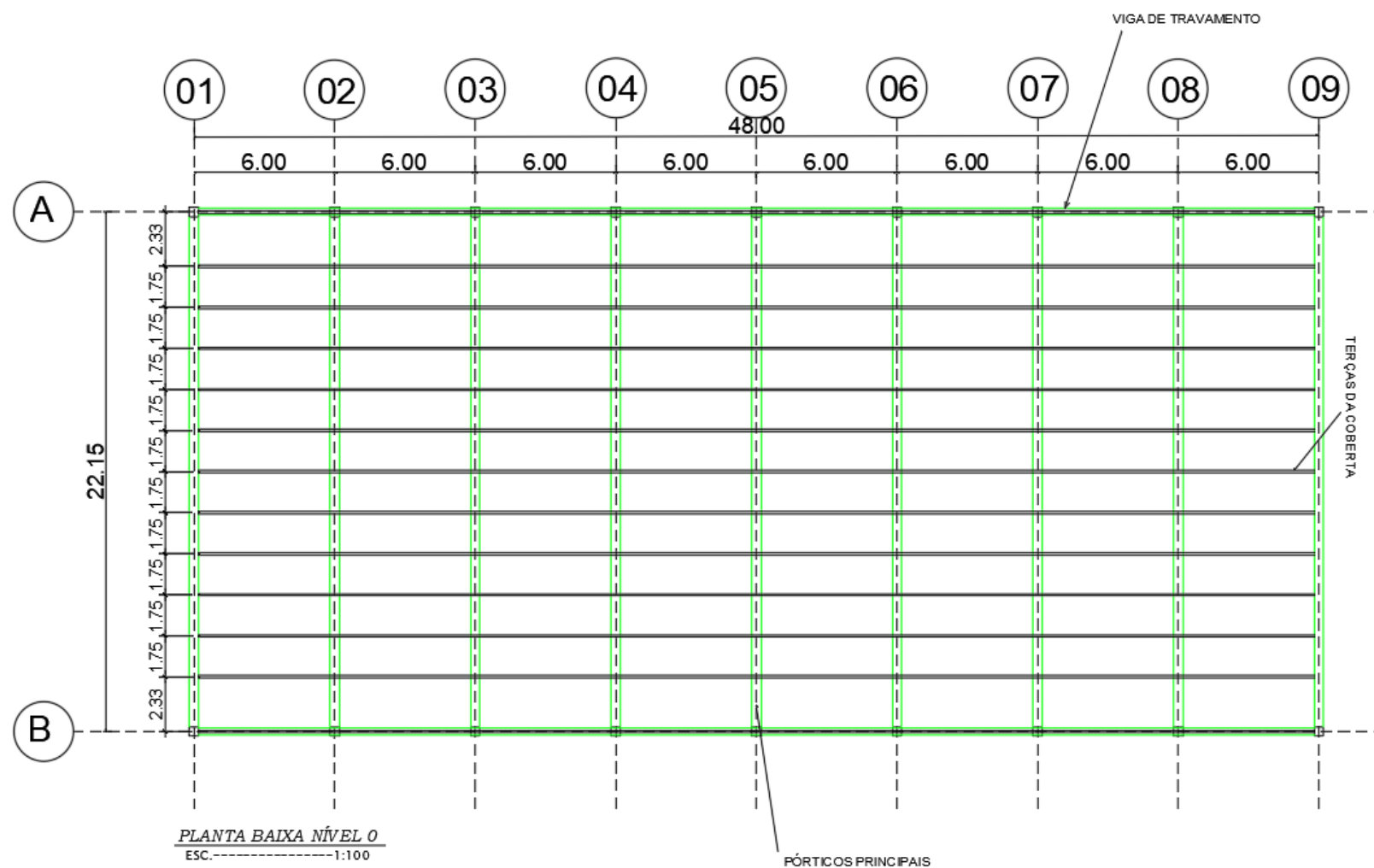


Figura 51 – Planta baixa de estrutura em concreto pré-moldado adotada no projeto
 FONTE: Elaborado pelo autor

3.3.3 – Ações Atuantes no Pórtico:

As ações consideradas atuantes sobre a estrutura, em geral, foram semelhantes às ações consideradas para o cálculo da estrutura metálica, à exceção do que se refere à distribuição de tais carregamentos diretamente sobre os pórticos, e não mais aplicados sobre panos de carga como nas considerações de estrutura metálica. Desta forma, tais carregamentos encontram-se descritos quadro a seguir:

Quadro 12 - Considerações de Cargas

Grupo de Combinação	Origem	Valor
PP – Peso Próprio	Sempre calculado e considerado pelo programa	Variável
Sobrecarga Permanente	Peso Próprio das telhas de cobertura segundo NBR 6120:2019	0,06 kN/m ²
Sobrecarga Permanente	Peso de Instalações suspensas pela cobertura	0,1 kN/m ²
Carga do Vento	Calculados e considerados conforme o item 3.2.3.3 do presente trabalho	Variável
Sobrecarga de Utilização	Sobrecarga de utilização normativa referente às cobertas	0,25 kN/m ²

FONTE: Elaborado pelo autor

Segundo Rodrigues (2012), as estruturas de concreto armado são, geralmente, concebidas em elementos prismáticos, e de seção constante, acarretando que, em grande parte dos programas computacionais, considera-se apenas os eixos dos elementos e para considerar a inercia é preciso, normalmente, discretizar cada barra em diversos trechos com alturas médias. Portanto, no caso de galpões, vale a consideração de que cada pórtico atue isoladamente para resistir à ação lateral do vento.

Desta forma, as cargas superficiais verticais foram distribuídas sobre os pórticos segundo a tabela abaixo:

Tabela 14 - Sobrecargas consideradas e distribuídas sobre as terças

ELEMENTO	HIPÓTESE DE CARGA	ORIGEM	LOCAL	VALOR SUPERFICIAL (kN/m²)	ESPAÇAMENTO ENTRE TERÇAS (m)	VALOR LINEAR (kN/m)
TERÇAS CENTRAIS	SCU 1	Sobrecarga de Utilização	Verticalmente sobre toda a área de cobertura	0,25	1,75	0,4375
	CP Telhas	Sobrecarga Permanente de Peso das Telhas	Verticalmente sobre toda a área de cobertura	0,06	1,75	0,105
	CP Instalações	Sobrecarga Permanente de Peso de Instalações Prediais	Verticalmente sobre toda a área de cobertura	0,1	1,75	0,175
	Vento 0°	Cargas Verticais decorrentes da incidência de ventos a 0° (Alternado para as Hipóteses de Vento +X e - X)	Sobre uma faixa de 12 metros longitudinais na extremidade da coberta	-0,3088	1,75	-0,5404
			Sobre uma faixa de 12 metros longitudinais subsequente à primeira faixa considerada da coberta	-0,2316	1,75	-0,4053
			Sobre o restante da coberta	-0,0772	1,75	-0,1351
	Vento 90°	Cargas Verticais decorrentes da incidência de ventos a 90°	Sobre uma água da coberta	-0,42074	1,75	-0,736295

		(Alternado para as Hipóteses de Vento +X e - X)	Sobre a segunda água da cobertura	-0,1544	1,75	-0,2702
TERÇAS DE EXTREMIDADE	SCU 1	Sobrecarga de Utilização	Verticalmente sobre toda a área de cobertura	0,25	0,875	0,21875
	CP Telhas	Sobrecarga Permanente de Peso das Telhas	Verticalmente sobre toda a área de cobertura	0,06	0,875	0,0525
	CP Instalações	Sobrecarga Permanente de Peso de Instalações Prediais	Verticalmente sobre toda a área de cobertura	0,1	0,875	0,0875
	Vento 0°	Cargas Verticais decorrentes da incidência de ventos a 0° (Alternado para as Hipóteses de Vento +X e - X)	Sobre uma faixa de 12 metros longitudinais na extremidade da cobertura	-0,3088	0,875	-0,2702
			Sobre uma faixa de 12 metros longitudinais subsequente à primeira faixa considerada da cobertura	-0,2316	0,875	-0,20265
			Sobre o restante da cobertura	-0,0772	0,875	-0,06755
	Vento 90°	Cargas Verticais decorrentes da incidência de ventos a 90° (Alternado para as Hipóteses de Vento +Y e -Y)	Sobre uma água da cobertura	-0,42074	0,875	-0,368148
			Sobre a segunda água da cobertura	-0,1544	0,875	-0,1351

FONTE: Elaborado pelo autor

As cargas horizontais de vento são analisadas e consideradas pelo programa computacional de dimensionamento CypeCad, conforme parâmetros alimentados pelo usuário, a aplicadas automaticamente sobre os pilares.

3.3.4 – Utilização de Programa Computacional e Dimensionamentos:

O programa computacional utilizado para auxiliar no cálculo e dimensionamento da estrutura foi o CypeCad, associado, em alguns elementos, com o Cype3D.

O CypeCad trata-se de um software elaborado para realizar o cálculo e dimensionamento de estrutura de concreto armado e metálicas ou mistas. Na interface do programa foram modelados os elementos constituintes da estrutura dimensionada:

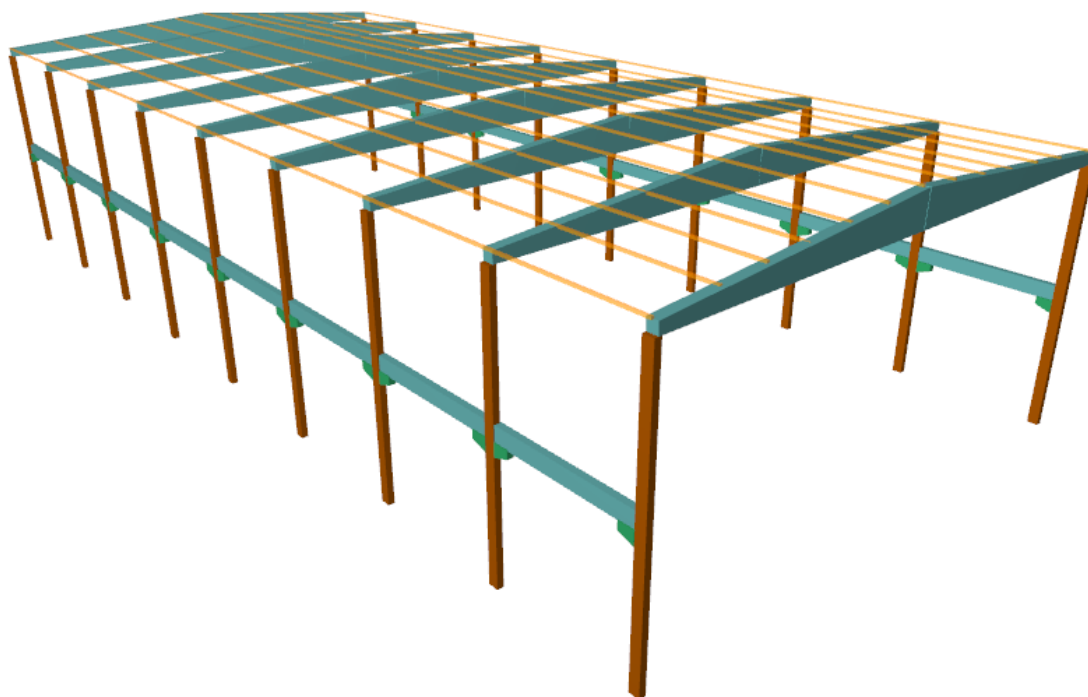


Figura 52 - Concepção da estrutura de concreto pré-moldado adotada no projeto

FONTE: Elaborado pelo autor

Embora o software seja uma ferramenta potente no cálculo e detalhamento de estruturas de concreto, este possui limitações relacionadas

a seções transversais não usuais e seções variáveis. Para contornar tais limitações, algumas considerações foram feitas:

- a) As terças foram consideradas barras de seção e material genérico, uma vez que as mesmas não foram dimensionadas no projeto, as informações foram adotadas segundo catálogos de fabricantes.

Dados adicionais		
Geometria Largura esquerda (1) 50.0 mm Largura direita (2) 50.0 mm Altura inferior (3) 45.0 mm Altura superior (4) 45.0 mm		
Características mecânicas Área (A) 58.00 cm² Área de esforço cortante (A_{vy}) 58.00 cm² Área de esforço cortante (A_{vz}) 58.00 cm² Inércia à flexão (I_{yy}) 23.12 cm⁴ Inércia à flexão (I_{zz}) 0.04 cm⁴ Inércia à torção (I_t) 23.16 cm⁴		
Material Módulo de elasticidade 30672.00 MPa Módulo de poisson 0.200 Coeficiente de dilatação 0.000010 m/m°C Peso específico 25.00 kN/m³		

Figura 53 - interface de alimentação de dados para perfis genéricos das terças "T" no CYPECAD

FONTE: Elaborado pelo autor

- b) As vigas de seção variável dos pórticos principais da cobertura não serão detalhadas e nem dimensionadas no programa, uma vez que considerou-se a padronização de seções e vãos, para tais elementos e a pré-fabricação dos mesmos. Entretanto, a modelagem de tais elementos no programa faz-se necessária para a aplicação de carregamentos lineares sobre as terças e suas considerações de fluxo de carga para os pilares.
- c) As vigas de travamento foram calculadas e detalhadas pelo programa, sob a consideração articulação nos apoios (rótulas), de modo a estabelecer a não continuidade de tais elementos.
- d) Os pilares foram calculados e detalhados pelo programa. A otimização também foi realizada pelo CypeCad, buscando-se sempre o melhor aproveitamento da resistência do concreto, contudo, as dimensões dos pilares são limitadas pela

padronização das vigas de cobertura definidas pelo fabricante, as quais possuem largura de 40 cm.

Ainda, de acordo com a ABNT NBR 9062/2017 de “Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado” em seu item 5.1.2.3: “a capacidade das estruturas pré-moldadas deve ser governada pelo esgotamento da resistência dos elementos estruturais, e não pelas ligações”. Portanto, a resistência das peças foi o norteador do dimensionamento estrutural.

Foram dispensados elementos de contraventamento, uma vez que, conforme o item 5.1.2.1 da ABNT 9062/2017, “Os sistemas estruturais usados nas estruturas pré-moldadas podem atuar isoladas ou em combinação entre si, em estruturas onde a estabilidade é proporcionada por ação de pilares engastados na fundação, podendo estar associados a vigas articuladas”

O resultado e o memorial dos cálculos realizados pelo programa constam no anexo 02, e nas pranchas metálicas anexadas ao projeto.

3.4 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA

3.4.1 – Definições Gerais:

A comparação orçamentária entre as concepções estruturais adotadas para o galpão foi realizada em termos de custo direto (de material e mão de obra) e índices de produtividade presentes nas composições adotadas para os orçamentos.

O grau de orçamentação adotado foi o de orçamento analítico, onde foram analisados e atribuídos à estrutura composições de custos unitários e seus respectivos índices de produtividade de mão de obra. Os quantitativos utilizados nas considerações orçamentárias foram dados pelos programas utilizados.

A base de composições adotadas para o projeto foi, preferencialmente, a SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e

Índices da Construção Civil), disponibilizada pela caixa, tendo como referência o mês de fevereiro de 2020 e para a localidade da Paraíba. Para serviços não localizados entre as composições da Sinapi, utilizou-se também outras fontes públicas de composições, adotando a seguinte ordem de prioridade de fontes:

1. SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
2. SBC - Sistemas E Consultoria De Custos
3. CPOS – Companhia Paulista de Obras e Serviços

Quando da não existência de uma composição representativa dos serviços executados na base da SINAPI, as outras bases de composição foram utilizadas como referência para coeficientes de insumos e produtividade. Entretanto, para aproximar o custo final de uma realidade local, sempre que possível foram substituídos os insumos dentro da composição, e seus respectivos valores unitários pelos insumos disponibilizados pela SINAPI.

3.4.2 – Orçamento Estrutura Metálica:

As composições aplicadas à estrutura metálica estão descritas e especificadas nos cadernos técnicos de composições para estruturas metálicas da Caixa Econômica Federal (CEF). O caderno técnico de composições para estrutura metálica da CEF, o qual descreve e detalha todas as composições aplicadas ao orçamento da estrutura metálica afirma que “O perfil utilizado nas composições é para fins de referência e podem ser substituídos por perfis soldados de dimensões e densidade equivalentes sem variações do desempenho técnico”.

Tabela 15 - Composição de pilares laminados com seus respectivos insumos

Código / Seq.	Descrição da Composição	Unidade
01.FUES.EMET.014/01	PILAR METÁLICO PERFIL LAMINADO OU SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020	KG
Código SIPCI 100766		
Vigência: 01/2020		Última Atualização: 01/2020

COMPOSIÇÃO				
Item	Código	Descrição	Unid.	Coef.
I	41598	PERFIL "H" DE AÇO LAMINADO, "HP" 310 X 79,0	KG	1,000000
I	1333	CHAPA DE AÇO GROSSA, ASTM A36, E = 1/2 " (12,70 MM) 99,59 KG/M2	KG	0,055000
I	10997	ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIÂMETRO IGUAL A 4,00 MM	KG	0,001700
C	88240	AJUDANTE DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,001300
C	88317	SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,028300
C	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	M2	0,022700
C	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	M2	0,022700
C	88278	MONTADOR DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,005000
C	93288	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 40 M, CAPACIDADE MÁXIMA 60 T, POTÊNCIA 260 KW - CHI DIURNO. AF_03/2016	CHI	0,001400
C	93287	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 40 M, CAPACIDADE MÁXIMA 60 T, POTÊNCIA 260 KW - CHP DIURNO. AF_03/2016	CHP	0,001500

FONTE: SINAPI (2020)

Assim, os insumos de perfil H de aço laminado presentes nas composições atribuídas à estrutura foram substituídos pelo insumo "00041596 PERFIL "H" DE AÇO LAMINADO, "HP" 250 X 62,0 KG AS 6,21", também disponibilizado pela Sinapi, para melhor se adequar aos perfis definidos em projeto.

No campo "ITEM" da composição descrita no caderno técnico ainda se encontra a descrição dos componentes da composição, classificados em insumos (I) e composições (C). Nota-se que a composição de pilar metálico é constituída de outras composições, as quais incluem seus próprios consumos de materiais e de mão de obra.

De modo a estabelecer uma análise de toda a mão de obra envolvida no processo de construção de todos os itens constituintes à estrutura, as composições que estão dentro de outras composições serão analisadas e quantificadas separadamente.

Destacam-se também as considerações de equipamentos feitas dentro da composição. A composição leva em consideração, para a utilização de equipamentos, a carga horária produtiva (CHP) e carga horária improdutiva (CHI). Foram adotados, para o projeto orçamentário, os coeficientes presentes e considerados nas composições, de modo que tais itens, dentro das composições, foram mantidos.

As composições decompostas da base de composições da Sinapi encontram-se descritas no anexo 03, do presente documento.

Os quantitativos referentes à estrutura foram obtidos através do software que apresenta os valores de quantitativos em quilogramas de aço e metros quadrados de superfície de pintura e tratamento para cada elemento.

3.4.1 – Orçamento Estrutura de Concreto Pré-Moldado:

O projeto em estrutura de concreto pré-moldado foi orçado considerando os custos inerentes à fabricação, transporte e montagem das peças componentes da estrutura.

Devido às dificuldades relacionadas à disponibilidade de composições analíticas para estruturas de concreto pré-moldado nas fontes de referência supracitadas, foram utilizadas composições da base CPOS (Companhia Paulista de Obras e Serviços) substituindo os insumos da base da CPOS pelos insumos disponibilizados pela SINAPI para o mês de referência e para a localidade da Paraíba, de modo a aproximar o preço da composição para uma realidade local, mesmo utilizando os coeficientes de produção da base Paulista.

É importante destacar que, para as peças de concreto pré-moldado, foram consideradas basicamente duas composições básicas: a “15.05.520 (CPOS)” e a “40132 (SBC)”. A primeira trata-se de uma estimativa de custo

apresentada pela CPOS para todo o processo de fabricação, transporte, içamento e montagem das peças de concreto pré-moldado em função do metro cúbico de concreto, incluindo também a estimativa de armação da estrutura.

A segunda trata-se da consideração de ligações entre vigas e pilares da estrutura. Como citado anteriormente, tais ligações são feitas por chumbadores grauteados de modo a atribuir uma característica de rótula às ligações.

Ambas as composições foram adequadas aos insumos presentes na base da SINAPI, de modo a aproximar o máximo possível o preço considerado da realidade atual e local da estrutura.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados da análise dos orçamentos foram realizados por grupos de elementos estruturais presentes no galpão pré-moldado classificados da seguinte maneira:

- a) Pilares
- b) Vigas de Travamento
- c) Vigas da cobertura (comparação entre treliçada e pré-moldada de seção variável)
- d) Terças
- e) Elementos de Contraventamento

Foram analisados os custos diretos de mão de obra, equipamentos e materiais segundo os critérios dos cadernos técnicos da SINAPI, além da consideração de custo total da estrutura.

Vale salientar, que todo o processo de içamento e fixação das peças metálicas de concreto pré-moldado foram consideradas dentro das composições, que se encontram descritas e detalhadas no Anexo 04.

4.1 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DOS PILARES

Os pilares são elementos comuns às duas estruturas, possuem os mesmos comprimentos e as mesmas características de travamento para a análise estrutural.

Os custos diretos de tais elementos encontram-se descritos na tabela 16, abaixo:

Tabela 16 – Custos diretos para pilares metálicos

01.1		PILARES METÁLICOS				R\$ 102.454,73
SINAPI/ ADAPTADO	100766	PILAR METÁLICO PERFIL LAMINADO OU SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020	kg	12.443,58	R\$ 7,65	95.253,93
SINAPI	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²	257,32	R\$ 20,78	5.348,18
SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m²	257,32	R\$ 7,20	1.852,63

FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, considerando os quantitativos de pilares, detalha-se os tipos de insumos componentes das composições e seus respectivos custos diretos:

Tabela 17 – Análise detalhada de orçamento de pilares metálicos por insumo

ANÁLISE DETALHADA - ORÇAMENTO DE PILARES METÁLICOS			
COMPOSIÇÃO	QUANTIDADE	CLASSIFICAÇÃO	
PILAR METÁLICO PERFIL LAMINADO OU	12.443,58	MATERIAIS	R\$ 81.478,07

SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020		MÃO DE OBRA	R\$ 6.488,82
		EQUIPAMENTOS	R\$ 7.287,04
JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	257,32	MATERIAIS	R\$ 4.593,49
		MÃO DE OBRA	R\$ 360,71
		EQUIPAMENTOS	R\$ 393,98
PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	257,32	MATERIAIS	R\$ 1.579,31
		MÃO DE OBRA	R\$ 267,65
		EQUIPAMENTOS	R\$ 5,66

FONTE: Elaborado pelo autor

Portanto:

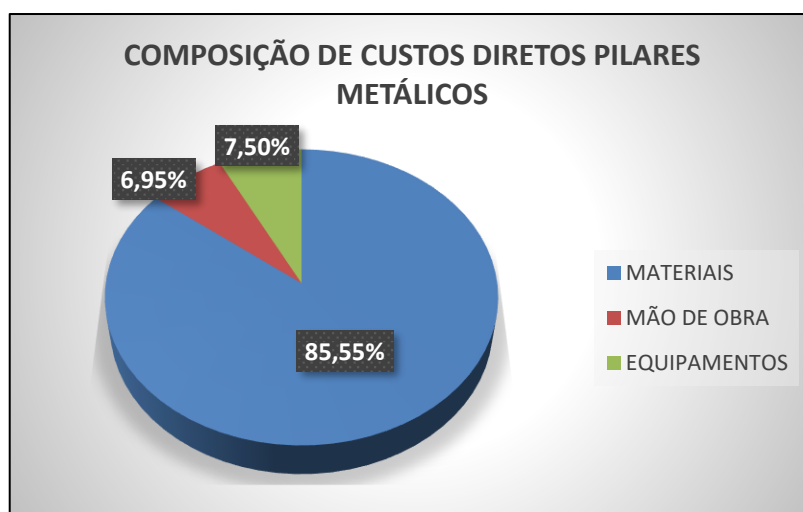


Figura 54 – Gráfico de composição de custos diretos para pilares metálicos.

FONTE: Elaborado pelo autor

Para os Pilares Pré-moldados estabelece-se a mesma análise na tabela 18:

Tabela 18 – Custos diretos para pilares de concreto pré-moldados

01.1		PILARES PRE-MOLDADOS				R\$
						56.812,12
CPOS / SINAPI	15.05.520 (CPOS)	PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	m³	30,34	R\$ 1.866,49	R\$ 56.629,41
SBC/ SINAPI	40132 (SBC)	CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXACAO PECA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	und	18,00	R\$ 10,15	R\$ 182,72

FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, considerando os quantitativos de pilares pré-moldados, detalha-se os tipos de insumos componentes das composições e seus respectivos custos diretos:

Tabela 19 – Análise detalhada de orçamento de pilares de concreto pré-moldado por insumo

ANÁLISE DETALHADA - ORÇAMENTO DE PILARES CONCRETO PRÉ-MOLDADO			
COMPOSIÇÃO	QUANTIDADE	CLASSIFICAÇÃO	
PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	30,34	MATERIAIS	R\$ 35.182,72
		MÃO DE OBRA	R\$ 12.837,75
		EQUIPAMENTOS	R\$ 8.608,93
CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXACAO PECA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	18,00	MATERIAIS	R\$ 42,34
		MÃO DE OBRA	R\$ 140,38
		EQUIPAMENTOS	R\$ -

FONTE: Elaborado pelo autor

Portanto:

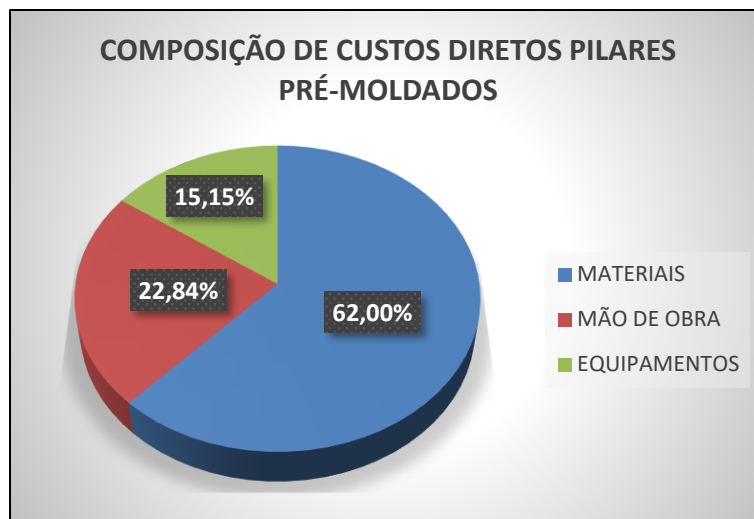


Gráfico 1 – Composição de custos diretos para pilares em concreto pré-moldado

FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, é possível estabelecer uma comparação de custos diretos para os pilares estruturais metálicos e pré-moldados:

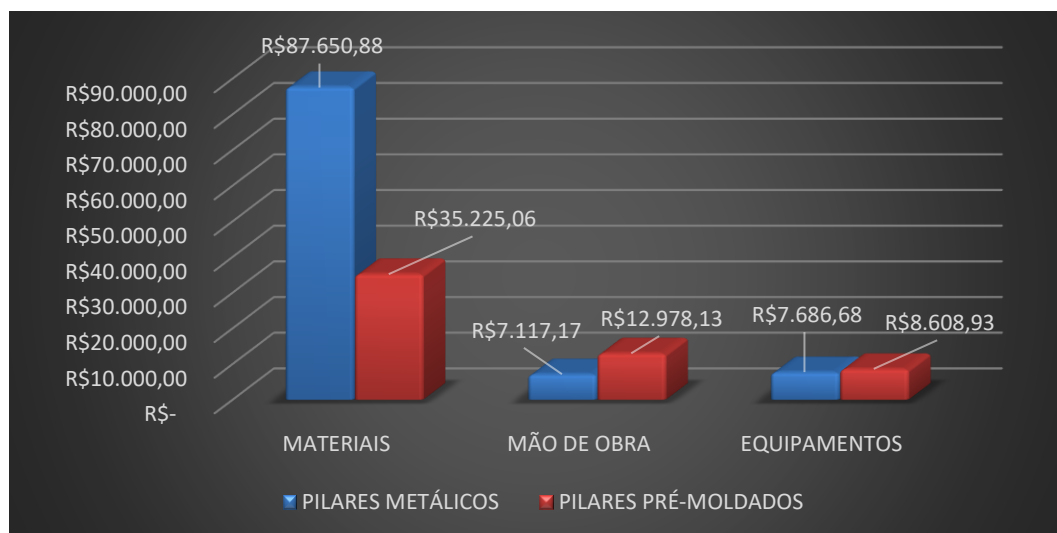


Gráfico 2 – Comparação entre os custos diretos de pilares metálicos e de concreto pré-moldado por isnumo

FONTE: Elaborado pelo autor

4.2 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DAS VIGAS DE TRAVAMENTO

Dada a grande dimensão vertical do galpão, as vigas de travamento tiveram a função de diminuir o comprimento de flambagem dos pilares, e tiveram, com exceção do peso próprio, a mesma consideração de sobrecarga sobre as mesmas.

Os custos diretos de tais elementos encontram-se descritos na tabela 20.

Tabela 20 – Custo direto para vigas de travamento metálicas

01.2		VIGAS DE TRAVAMENTO METÁLICAS				R\$ 19.693,79
SINAPI/ ADAPTADO	100764	VIGA METÁLICA EM PERFIL LAMINADO OU SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020_P	kg	2.185,43	R\$ 7,90	17.274,93
SINAPI	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²	86,44	R\$ 20,78	1.796,54

SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m²	86,44	R\$ 7,20	622,32
--------	--------	---	----	-------	----------	--------

FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, considerando os quantitativos de vigas de travamento, detalha-se os tipos de insumos componentes das composições e seus respectivos custos diretos na tabela 21, abaixo:

Tabela 21 – Análise detalhada de orçamento de vigas de travamento metálicas

ANÁLISE DETALHADA - ORÇAMENTO DE VIGAS DE TRAVAMENTO METÁLICAS			
COMPOSIÇÃO	QUANTIDADE	CLASSIFICAÇÃO	
VIGA METÁLICA EM PERFIL LAMINADO OU SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020 P	2.185,43	MATERIAIS	R\$ 12.815,27
		MÃO DE OBRA	R\$ 1.052,33
		EQUIPAMENTOS	R\$ 3.407,33
JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	86,44	MATERIAIS	R\$ 1.543,02
		MÃO DE OBRA	R\$ 121,17
		EQUIPAMENTOS	R\$ 132,35
PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM	86,44	MATERIAIS	R\$ 530,52
		MÃO DE OBRA	R\$ 89,91
		EQUIPAMENTOS	R\$ 1,90

FÁBRICA (POR
DEMÃO). AF_01/2020

FONTE: Elaborado pelo autor

Portanto:

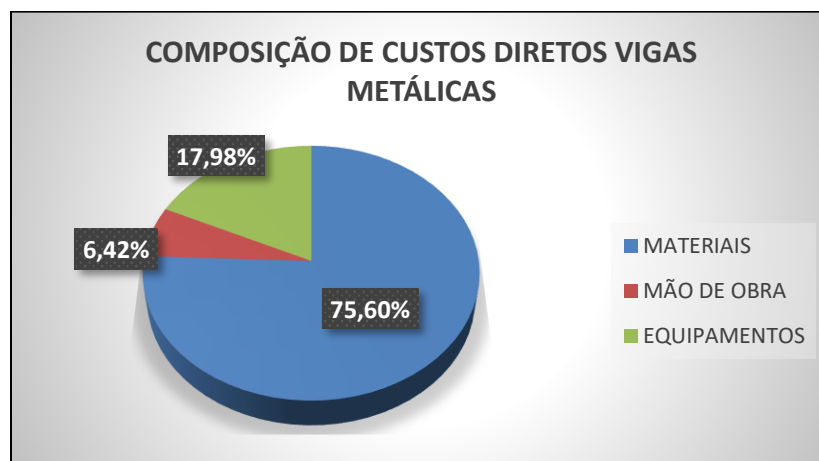


Gráfico 3 - Composição de custos diretos para vigas de travamento metálicas

FONTE: Elaborado pelo autor

Por outro lado, tem-se a análise para vigas pré-moldadas:

Tabela 22 – Custo direto para vigas de travamento em concreto pré-moldado

01.2		VIGAS DE TRAVAMENTO DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO	R\$ 32.740,24			
CPOS / SINAPI	15.05.520 (CPOS)	PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	m³	17,28	R\$ 1.866,49	R\$ 32.253,00
SBC/ SINAPI	40132 (SBC)	CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXACAO PECA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	und	48,00	R\$ 10,15	R\$ 487,24

FONTE: Elaborado pelo autor

Onde, a partir daí, foi feita a análise detalhada por insumo na tabela 23:

Tabela 23 – Análise detalhada de orçamento de vigas de travamento de concreto pré-moldado

ANÁLISE DETALHADA - ORÇAMENTO DE VIGAS DE TRAVAMENTO CONCRETO PRÉ-MOLDADO			
COMPOSIÇÃO	QUANTIDADE	CLASSIFICAÇÃO	
PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	17,28	MATERIAIS	R\$ 20.038,15
		MÃO DE OBRA	R\$ 7.311,68
		EQUIPAMENTOS	R\$ 4.903,17
CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXACAO PEÇA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	18,00	MATERIAIS	R\$ 42,34
		MÃO DE OBRA	R\$ 140,38
		EQUIPAMENTOS	-

FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, tem-se:

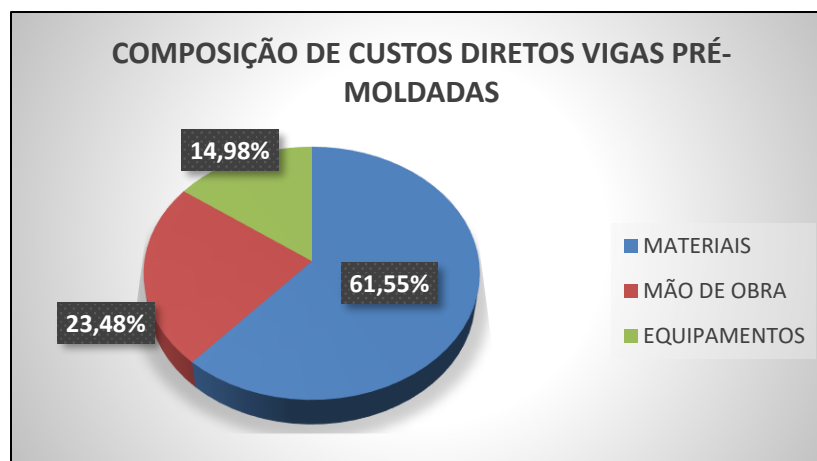


Gráfico 4 – Composição de custos diretos para vigas de concreto pré-moldadas

FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, é possível estabelecer uma comparação de custos diretos para os as vigas de travamento metálicas e pré-moldadas:

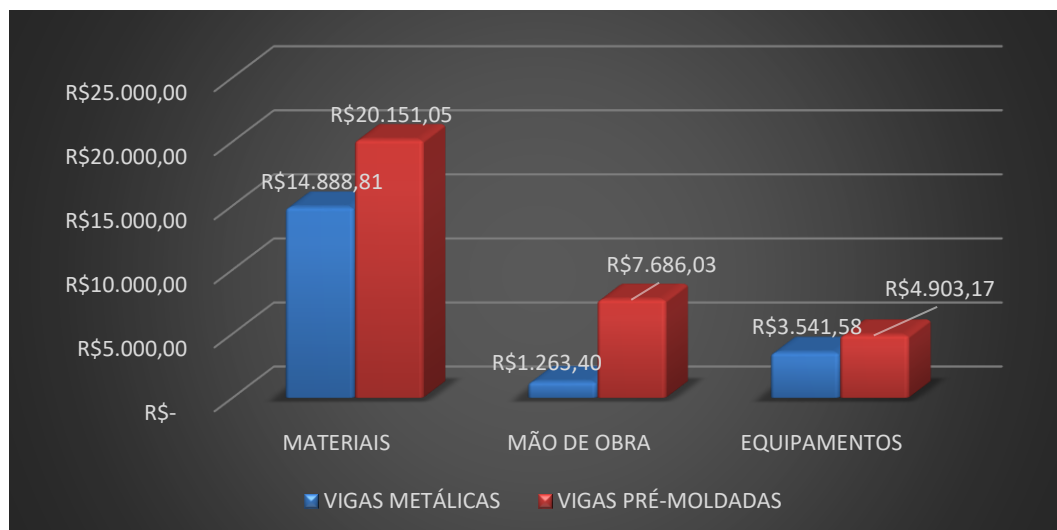


Gráfico 5 – Comparação entre os custos diretos de vigas metálicas e de concreto pré-moldado por isumo.

FONTE: Elaborado pelo autor

4.3 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DAS VIGAS DE SUSTENTAÇÃO DA COBERTA

As vigas de sustentação da cobertura foram analisadas conforme a potencialidade e características de cada material.

Na Estrutura metálica, como viga de cobertura estão inclusas todas as barras componentes da treliça, tal como suas ligações internas e a ligação viga x pilar.

Na estrutura de Concreto Pré-moldado, conforme as padronizações impostas pelos fabricantes, os custos referem-se aos materiais, equipamentos e mão de obra presentes desde sua fabricação, até seu içamento e fixação. Os custos diretos de tais elementos encontram-se descritos na tabela 24.

Tabela 24 – Custo direto para vigas metálicas de sustentação da coberta (treliça).

01.3		VIGAS DE SUSTENTAÇÃO DA COBERTURA – TRELIÇA	R\$ 57.495,28			
SINAPI	100775	ESTRUTURA TRELIÇADA DE COBERTURA, TIPO FINK, COM LIGAÇÕES SOLDADAS, INCLUSOS PERFIS METÁLICOS, CHAPAS METÁLICAS, MÃO DE OBRA E TRANSPORTE COM GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020 P	kg	8.487,11	R\$ 5,55	47.061,29
SINAPI	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m ²	372,86	R\$ 20,78	7.749,54
SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m ²	372,86	R\$ 7,20	2.684,46

FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, apresenta-se, a seguir, a análise detalhada de treliças metálicas:

Tabela 25 – Análise detalhada do orçamento de vigas metálicas de sustentação da coberta (treliça)

ANÁLISE DETALHADA - ORÇAMENTO DAS TRELIÇAS METÁLICAS DA COBERTA			
COMPOSIÇÃO	QUANTIDADE	CLASSIFICAÇÃO	
ESTRUTURA TRELIÇADA DE COBERTURA, TIPO FINK, COM LIGAÇÕES SOLDADAS, INCLUSOS PERFIS METÁLICOS, CHAPAS METÁLICAS, MÃO DE OBRA E TRANSPORTE COM GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020 P	8.487,11	MATERIAIS	R\$ 41.902,32
		MÃO DE OBRA	R\$ 2.937,30
		EQUIPAMENTOS	R\$ 2.221,66
JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	372,86	MATERIAIS	R\$ 6.655,98
		MÃO DE OBRA	R\$ 522,67
		EQUIPAMENTOS	R\$ 570,89
PINTURA COM TINTA	372,86	MATERIAIS	R\$ 2.186,43

ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	MÃO DE OBRA	R\$ 179,54
	EQUIPAMENTOS	R\$ 581,33

FONTE: Elaborado pelo autor

Onde:

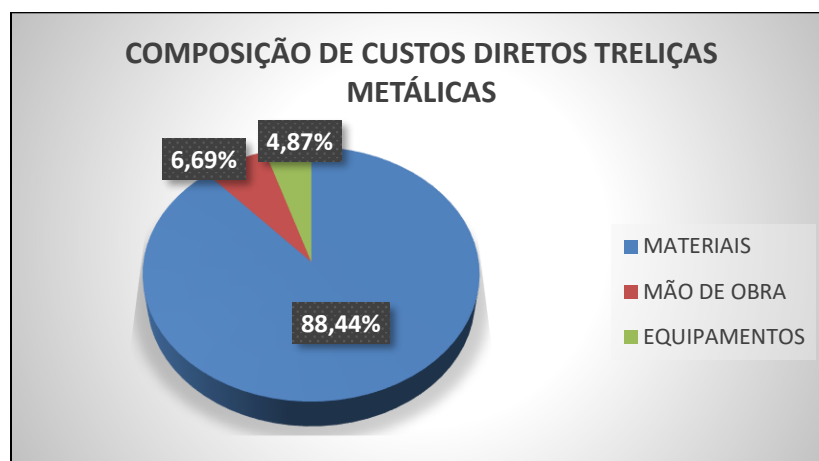


Gráfico 6 – Composição de custos diretos para vigas metálicas de sustentação da cobertura – Treliza

FONTE: Elaborado pelo autor

Para as vigas pré-moldadas de sustentação da cobertura, tem-se a seguinte análise:

Tabela 26 – Custo direto para vigas de concreto pré-moldado de sustentação da cobertura

01.3		VIGAS DE SUSTENTAÇÃO DA COBERTA				R\$ 126.691,76
CPOS / SINAPI	15.05.520 (CPOS)	PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	m³	67,78	R\$ 1.866,49	R\$ 126.509,05
SBC/SINAPI	40132 (SBC)	CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXACAO PECA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	und	18,00	R\$ 10,15	R\$ 182,72

FONTE: Elaborado pelo autor

A análise detalhada por insumo é feita a seguir na tabela 27.

Tabela 27 – Análise detalhada do orçamento de vigas de concreto pré-moldado de sustentação da cobertura

ANÁLISE DETALHADA - VIGAS DE SUSTENTAÇÃO DA COBERTA			
COMPOSIÇÃO	QUANTIDADE	CLASSIFICAÇÃO	
PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	67,78	MATERIAIS	R\$ 78.597,55
		MÃO DE OBRA	R\$ 28.679,31
		EQUIPAMENTOS	R\$ 19.232,19
CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXAÇÃO PEÇA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	18,00	MATERIAIS	R\$ 42,34
		MÃO DE OBRA	R\$ 140,38
		EQUIPAMENTOS	R\$ -

FONTE: Elaborado pelo autor

Onde:

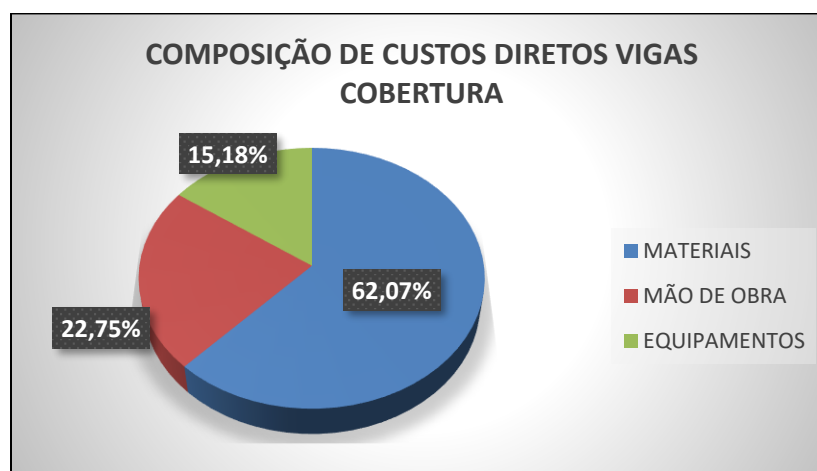


Gráfico 7 – Composição de custos diretos para vigas de concreto pré-moldado de sustentação da cobertura

FONTE: Elaborado pelo autor

Desta forma, é possível estabelecer uma comparação de custos diretos para os as vigas pré-moldadas e treliças de sustentação da cobertura:

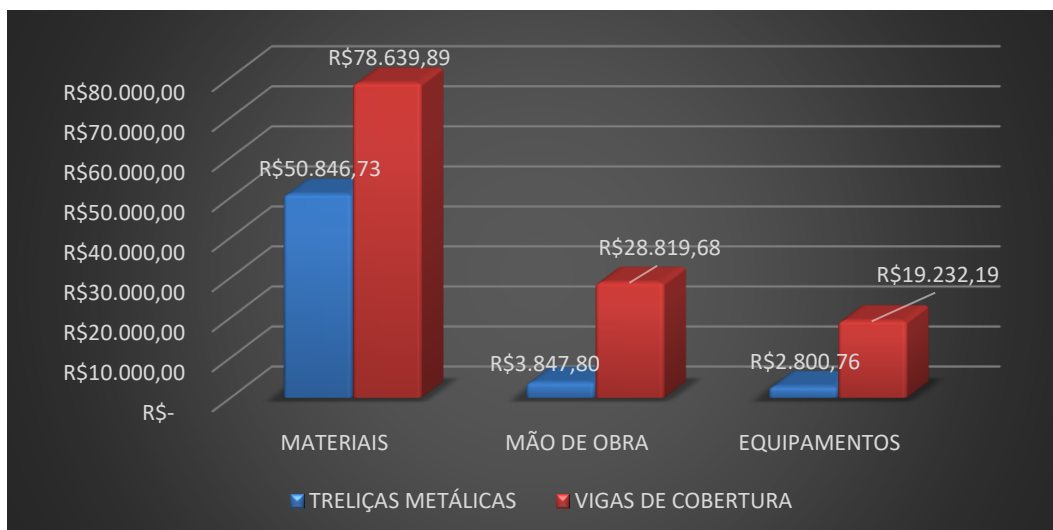


Gráfico 8 – Comparação entre os custos diretos de vigas de sustentação da cobertura metálicas e de concreto pré-moldado por isumo.

FONTE: Elaborado pelo autor

4.4 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DAS TERÇAS

Os custos diretos de tais elementos, metálicos, encontram-se descritos abaixo

Tabela 28 – Custo direto para terças metálicas

01.4		TERÇAS METÁLICAS			R\$ 70.226,42	
SBC / SINAPI	40920	PERFIL "C" ENRIGECIDO 8"x2"x2,78mm (15,61KG/M)	kg	4.258,52	12,91	54.964,64
	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²	545,38	20,78	11.335,23

SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m²	545,38	7,20	3.926,55
--------	--------	---	----	--------	------	----------

FONTE: Elaborado pelo autor

Onde:

Tabela 29 – Análise detalhada do orçamento de terças metálicas

ANÁLISE DETALHADA - ORÇAMENTO DAS TERÇAS METÁLICAS			
COMPOSIÇÃO	QUANTIDADE	CLASSIFICAÇÃO	
PERFIL "C" ENRIGECIDO 8"x2"x2,78mm (15,61KG/M)	4.258,52	MATERIAIS	R\$ 45.779,09
		MÃO DE OBRA	R\$ 9.185,55
		EQUIPAMENTOS	R\$ -
JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	545,38	MATERIAIS	R\$ 9.735,69
		MÃO DE OBRA	R\$ 764,51
		EQUIPAMENTOS	R\$ 835,03
PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	545,38	MATERIAIS	R\$ 2.860,03
		MÃO DE OBRA	R\$ 751,51
		EQUIPAMENTOS	R\$ 2.953,04

FONTE: Elaborado pelo autor

Portanto, para as terças metálicas tem-se as seguintes taxas:

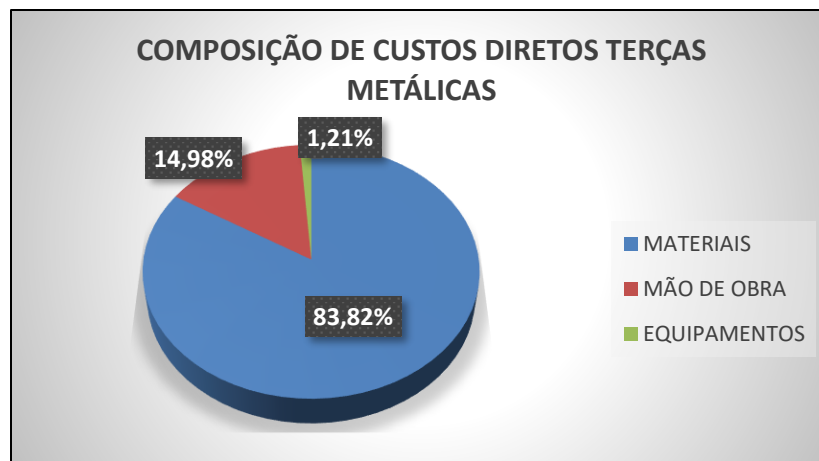


Gráfico 9 – Composição de custos diretos para terças metálicas

FONTE: Elaborado pelo autor

Para as terças em concreto pré-moldado, apresentam-se os seguintes dados:

Tabela 30 – Custo direto para terças em concreto pré-moldado

01.4		TERÇAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO				R\$ 7.942,49
CPOS / SINAPI	15.05.520 (CPOS)	PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	m³	3,62	R\$ 1.866,49	R\$ 6.754,84
SBC/ SINAPI	40132 (SBC)	CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXACAO PECA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	und	117,00	R\$ 10,15	R\$ 1.187,65

FONTE: Elaborado pelo autor

De tal forma, foi feita a análise por tipo de insumo, tabela 31.

Tabela 31 – Análise detalhada do orçamento de terças em concreto pré-moldado

ANÁLISE DETALHADA - TERÇAS PRÉ-MOLDADAS			
COMPOSIÇÃO	QUANTIDADE	CLASSIFICAÇÃO	
PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO	3,62	MATERIAIS	R\$ 4.196,65
		MÃO DE OBRA	R\$ 1.531,31
		EQUIPAMENTOS	R\$ 1.026,89

TRANSPORTE E IÇAMENTO)			
CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXAÇÃO PEÇA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	117,00	MATERIAIS	R\$ 275,18
		MÃO DE OBRA	R\$ 912,47
		EQUIPAMENTOS	R\$ -

FONTE: Elaborado pelo autor

Assim:

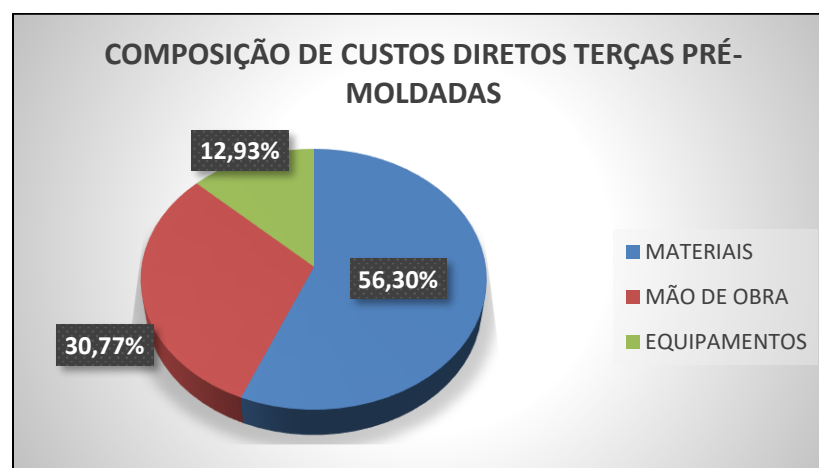


Gráfico 10 – Composição de custos diretos para terças em concreto pré-moldado

FONTE: Elaborado pelo autor

Portanto, apresenta-se a comparação entre as terças metálicas e terças de concreto pré-moldado para o projeto em questão:



Gráfico 11 – Comparação entre os custos diretos de terças metálicas e de concreto pré-moldado por isumo.

FONTE: Elaborado pelo autor

4.5 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DOS CONTRAVENTAMENTOS

Apresenta-se a análise orçamentária realizada para as peças de contraventamento da estrutura metálica:

Tabela 32 – Custo direto para elementos de contraventamento da estrutura metálica

01.5		CUSTOS DIRETOS DOS ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO	R\$ 6.854,55		
SINAPI	100770	CONTRAVENTAMENTO COM CANTONEIRAS DE AÇO, ABAS IGUAIS, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE, PARA EDIFÍCIOS DE 3 A 5 PAVIMENTOS - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020	kg	481,20	R\$ 12,04 5.792,06
SINAPI	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²	37,97	R\$ 20,78 789,13
SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m²	37,97	R\$ 7,20 273,36

FONTE: Elaborado pelo autor

Detalhando-se da seguinte forma:

Tabela 33 – Análise detalhada do orçamento dos elementos de contraventamento da estrutura metálica

ANÁLISE DETALHADA - ORÇAMENTO DAS PEÇAS DE CONTRAVENTAMENTO			
COMPOSIÇÃO	QUANTIDADE	CLASSIFICAÇÃO	
CONTRAVENTAMENTO COM CANTONEIRAS DE AÇO, ABAS IGUAIS, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE, PARA EDIFÍCIOS DE 3 A 5 PAVIMENTOS -	481,20	MATERIAIS	R\$ 2.523,46
		MÃO DE OBRA	R\$ 663,08
		EQUIPAMENTOS	R\$ 2.605,53

FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020			
JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	37,97	MATERIAIS	R\$ 677,77
		MÃO DE OBRA	R\$ 53,22
		EQUIPAMENTOS	R\$ 58,13
PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	37,97	MATERIAIS	R\$ 199,11
		MÃO DE OBRA	R\$ 52,32
		EQUIPAMENTOS	R\$ 205,58

FONTE: Elaborado pelo autor

Onde:

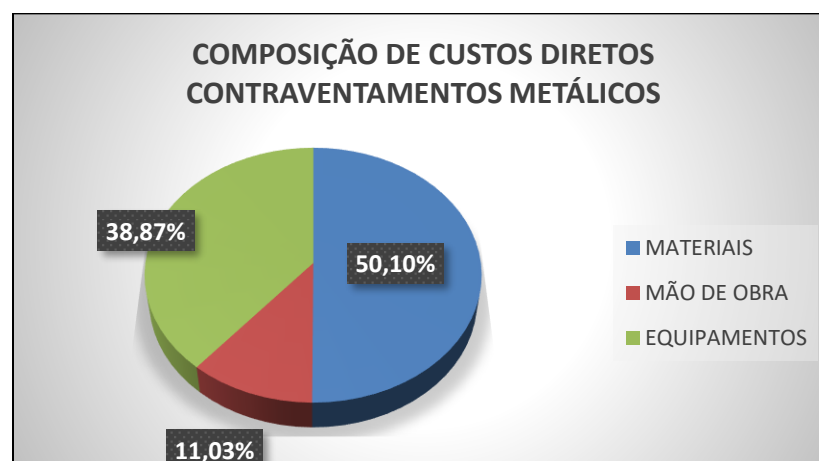


Gráfico 12 – Composição de custos diretos para elementos de contraventamento metálicos

FONTE: Elaborado pelo autor

Conforme citado anteriormente, as considerações relacionadas à estrutura de concreto pré-moldado dispensaram o uso de peças de contraventamento. De toda forma, a análise dos custos de contraventamento para a estrutura, é essencial, pois esta constituirá a análise dos custos globais das duas estruturas.

4.6 ANÁLISE ORÇAMENTÁRIA DO CUSTO TOTAL DAS ESTRUTURAS DIMENSIONADAS

Apresenta-se a seguir as análises orçamentárias totais para as duas tipologias estudadas:

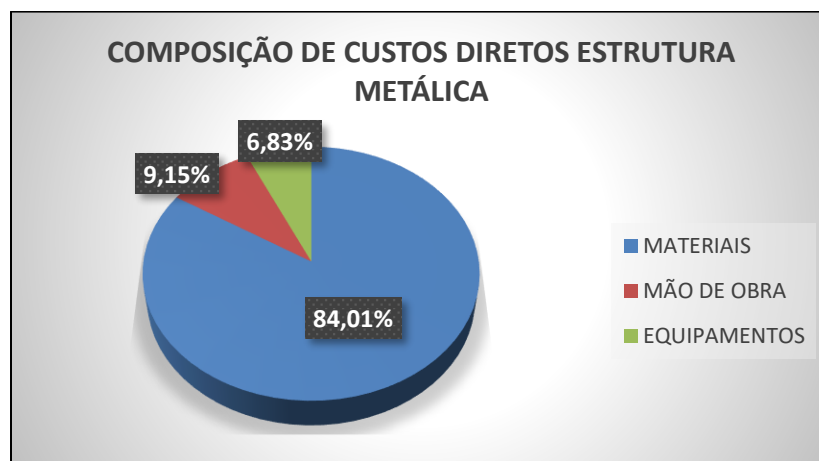


Gráfico 13 – Composição de custos diretos para a estrutura metálica

FONTE: Elaborado pelo autor

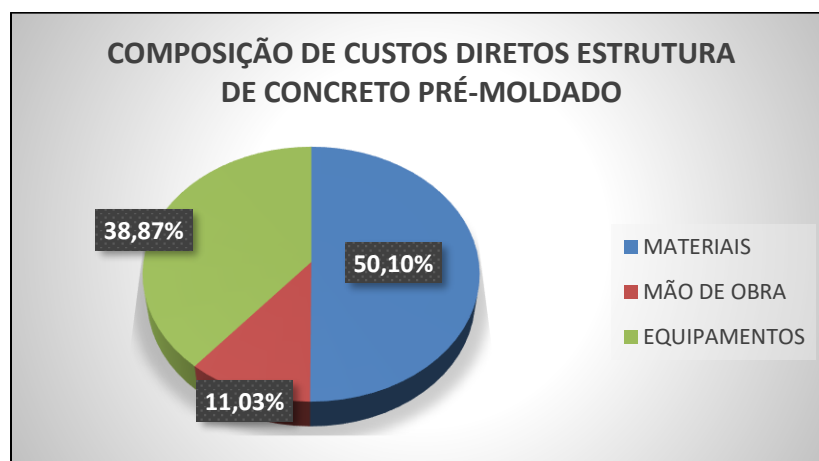


Gráfico 14 – Composição de custos diretos para a estrutura de concreto pré-moldado

FONTE: Elaborado pelo autor

Assim, relacionando as duas estruturas, chegou-se aos resultados comparativos apresentados nos gráficos 15 e 16, com relação a custos por tipo de insumo e por peças estruturais, respectivamente.

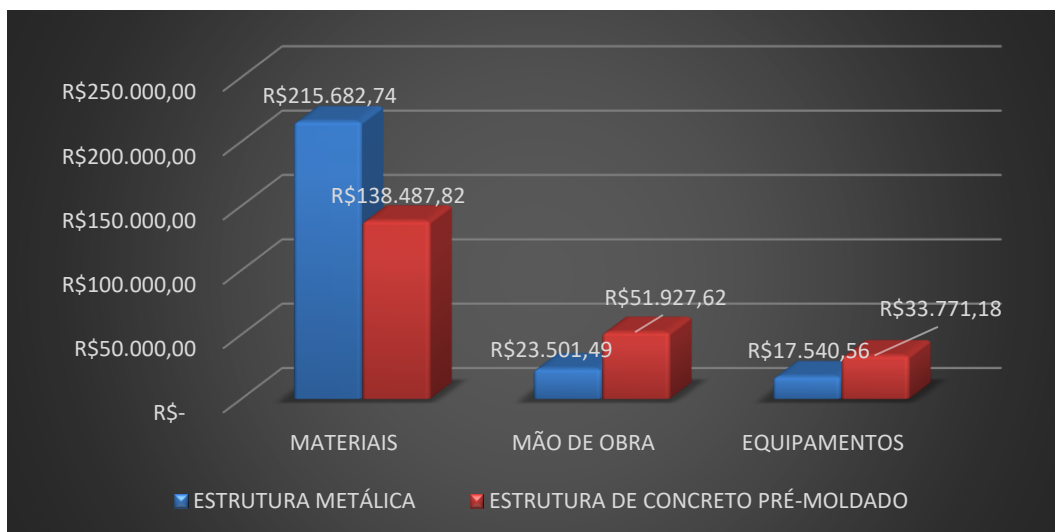


Gráfico 15 – Comparação entre os custos diretos de estruturas metálicas e de concreto pré-moldado por insumo.

FONTE: Elaborado pelo autor

Outra análise que pode ser realizada, é relacionada às peças para as estruturas estudadas:

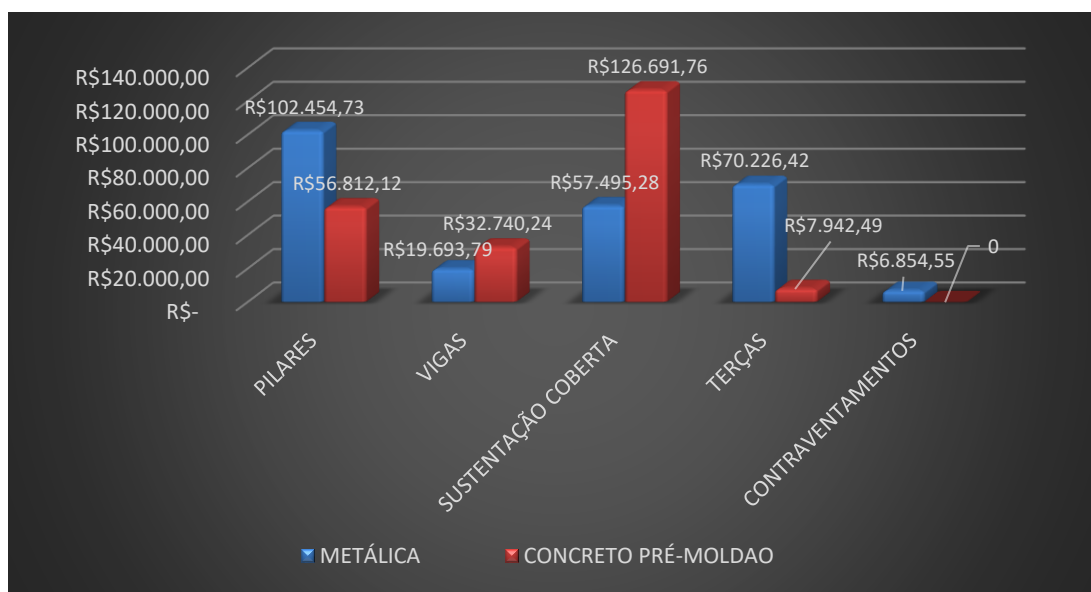


Gráfico 16 – Comparação entre os custos diretos de estruturas metálicas e de concreto pré-moldado por peças estruturais.

FONTE: Elaborado pelo autor

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As análises orçamentárias realizadas para as tipologias estruturais adotadas no projeto indicam que, de modo geral, a estrutura concebida em concreto armado mostra-se mais econômica em termos de custo direto. Uma vez que o valor final da superestrutura de concreto pré-moldado foi orçado em R\$ 224.186,62, enquanto que a estrutura metálica apresentou um orçamento de R\$ 256.724,79, cerca de 12,67% mais oneroso. Tais valores mostram-se coerentes e próximos à faixa de valores de superestrutura e cobertura apresentadas pelo CUB, citados na introdução, que giraria em torno de R\$ 171 029,04 e R\$ 249 339,04.

Entretanto, a partir da análise por peças constituintes das estruturas, nota-se que essa diferença não se aplica a todas as peças estruturais, uma vez que as vigas de travamento e as vigas de sustentação da cobertura em comparação com vigas de perfil I e treliças estruturais, respectivamente, mostram-se mais caras, cerca de 66% para as vigas de travamento e 120,35% para as vigas de sustentação da cobertura.

Outra grande diferença percentual está no custo dos pilares. Evidenciando a característica favorável à compressão do concreto, a estrutura de concreto pré-moldado mostrou-se 80,33% mais barata com relação aos pilares metálicos.

Conforme o exposto e a análise realizada entre mão de obra, equipamentos e materiais, nota-se que a maior diferença em termos de custo das estruturas está relacionada ao custo de material, onde a estrutura metálica apresenta um custo de material cerca de 35,79% maior que o da estrutura em concreto pré-moldado. Enquanto que a mão de obra e o custo de equipamentos mostram-se mais caros para a estrutura de concreto pré-moldado.

A partir de tais dados, pode-se concluir, por exemplo, que é positiva a associação de pilares de concreto pré-moldado e vigas e sustentação de cobertura em estrutura metálica, em termos de custo direto.

Outro ponto de interesse é a clareza de quais tipos de insumos, dentro das composições consideradas, possuem maior relevo no orçamento final da estrutura, possibilitando um processo de otimização de execução e

projetos focados ora nos materiais, ora na utilização de mão de obra ou equipamentos.

Vale salientar que as análises realizadas neste trabalho se limitam aos custos diretos de uma estrutura modelo específica. Para possuir uma melhor perspectiva da influência da utilização de uma ou outra tipologia, é importante um aprofundamento no estudo, levando-se em consideração as limitações locais, como por exemplo o tempo de entrega solicitado pelos fabricantes de peças pré-moldadas (que gira em torno de 60 a 90 dias), os custos indiretos inerentes aos diferentes tempos de execução, cronogramas físicos e financeiros de obras e projetos modelo.

É importante também o esclarecimento de que cada local, obra e época possuem suas características e peculiaridades. Portanto, estudos de viabilidade técnica e econômicas são imprescindíveis para o sucesso do empreendimento.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: **projeto de estruturas de concreto-procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6120: **Cargas para cálculo de estruturas de edificações**, Rio de Janeiro, 2019.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123: **Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8681: **ações e segurança nas estruturas-procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**, Rio de Janeiro, 2008.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9062: **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira de. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. 1999. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira de; PINHEIRO, Libânio Miranda. Viabilidade econômica de alternativas estruturais de concreto armado para edifícios. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 19, p. 1-19, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12721. **Avaliação de custos unitários de construção para incorporação imobiliária e outras disposições para condomínios edilícios: Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

CARQUEJA, Moacir H. Andrade. MIGUEL, Leandro F. Fadel; **Apostila de estrutura metálicas**. (2012)

CHAVES, Michel Roque. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões leves**. 2007.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. Brasília: UnB, 2008.

DIAS, Paulo Roberto Vilela. Engenharia de custos, uma metodologia de orçamentação para obras civis, 5ª edição. **Rio de Janeiro/RJ. Disponível em:** < <http://paulorobertovileladias.com.br/wp/downloads/Engenharia%20de%20custos.pdf> >. Acesso em 13 de março de 2020, v. 30, n. 10. 2011. http://revistapensar.com.br/engenharia/pasta_upload/artigos/a120.pdf

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

FAKURY, Ricardo Hallal; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, Rodrigo Barreto. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e concreto**. 2016.

FEDERAL, CAIXA Econômica. SINAPI-Manual de Metodologias e Conceitos. _Disponível em:< www.caixa.gov.br>. Acesso em 12 de março de 2020, v. 14, 2015.

GARRISON, Philip. **Basic structures for engineers and architects**. Blackwell, 2005.

GERDAU, CATALOGO. **Catálogo de Telhas de Aço**. 2013.

GERDAU, CATALOGO. **Catálogo Perfil I e U Gerdau**. 2009.

GERDAU, CATALOGO. **Perfis Estruturais Gerdau – Informações Técnicas**. 2019.

MADEIRA, Alisson Ramos. **Estrutura em aço para pavilhão industrial: comparação entre soluções com elementos treliçados e de alma cheia**. 2009.

MANCINI, Luciana Cotta. **Pré-dimensionamento de estruturas metálicas em fase de concepção arquitetônica**. 2003.

MARTHA, Luiz. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Elsevier Brasil, 2010.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudos de caso, exemplos**. Pini, 2009.

MIGUEL, B., & Pereira, G. **Modelos Analíticos para a Previsão do Desempenho de Pilares Confinados com Fibras de Carbono**. Dissertação de mestrado, Instituto Politécnico de Bragança, 2012.

NOGUEIRA, Natália Maria Gonçalves; PIOVESANA, Vanessa Aparecida; VELLOSO JÚNIOR, Walter Ferreira. **Modelo numérico do processo de resfriamento da maça utilizando o método dos elementos finitos**. 13. SIICUSP: resumos., 2005.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço–Dimensionamento Prático de Acordo com a ABNT NBR 8800: 2008**. Editora LTC, 8ª. Edição, Rio de Janeiro, 2009.

REBELLO, Yopanan. **A concepção estrutural e a arquitetura**. Ziguarte Editora, 2000.

RODRIGUES, Camila. **Sistematização do cálculo e verificação de sistemas estruturais de galpões pré-fabricados de concreto**. 2012.

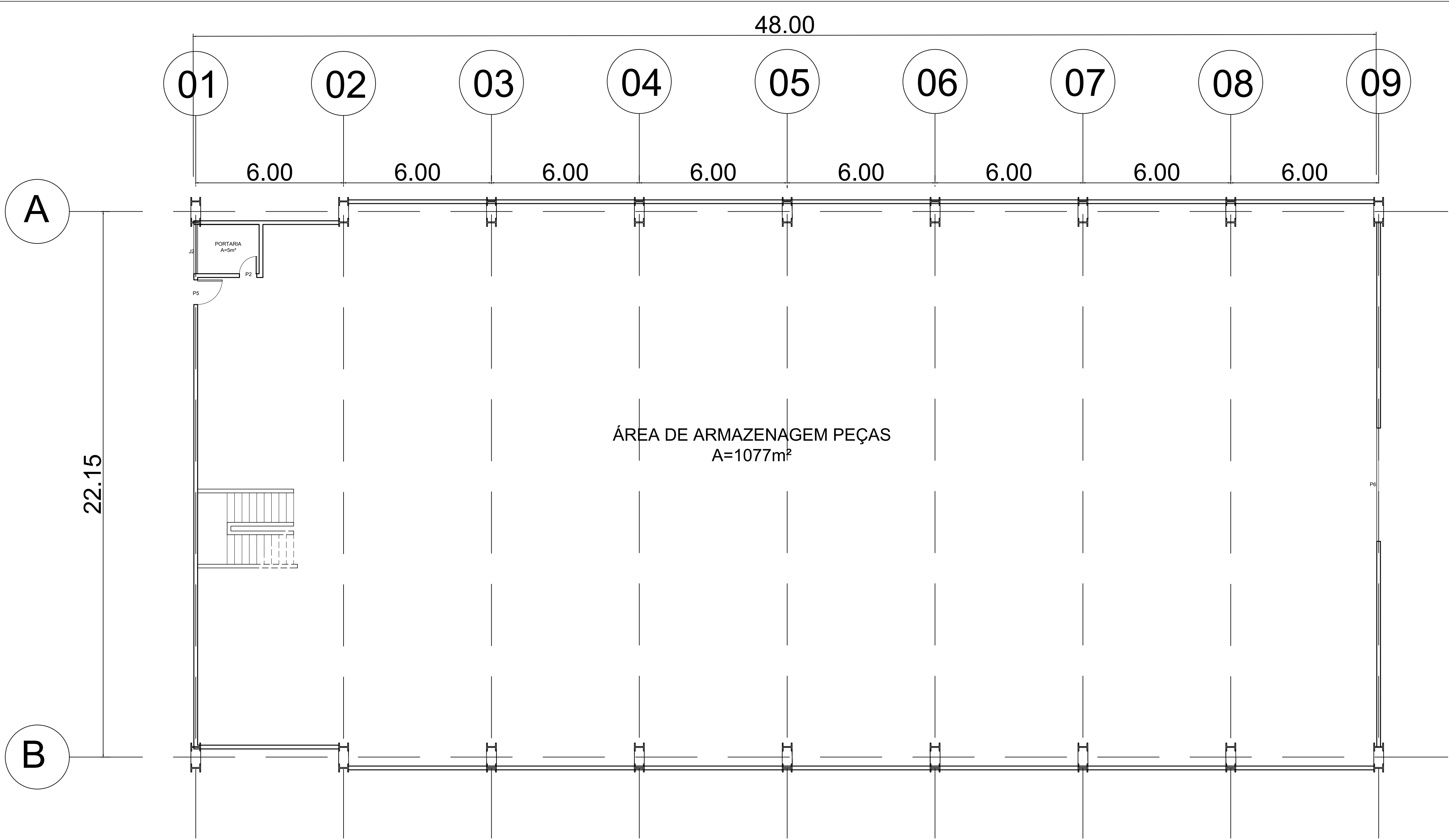
SÁLES, José Jairo de; MUNAIAR NETO, Jorge; MALITE, Maximiliano; DIAS, Antonio Alves. **Sistemas estruturais**. [S.l: s.n.], 2015.

TELLES, Pedro Carlos da Silva. **História da engenharia no Brasil**. Rio de Janeiro: Clavero Editoração, v. 1993, 1984.

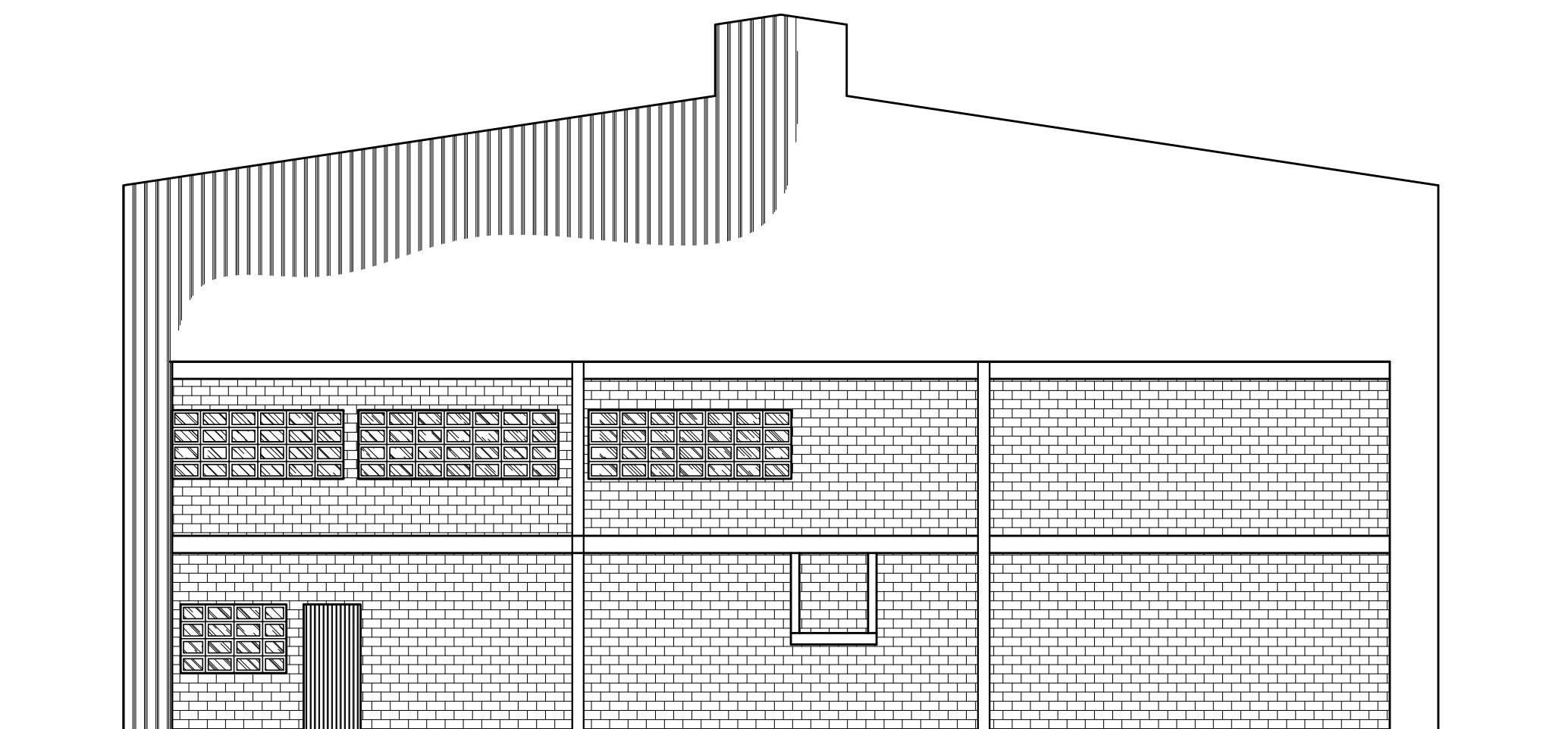
VAN ACKER, Arnold. Manual de sistemas pré-fabricados de concreto. **Traduzido por Marcelo de Araújo Ferreira. São Paulo, SP: Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto, 2002.**

APÊNDICE A – PROJETO BASE DE ARQUITETURA PARA GALPÃO INDUSTRIAL

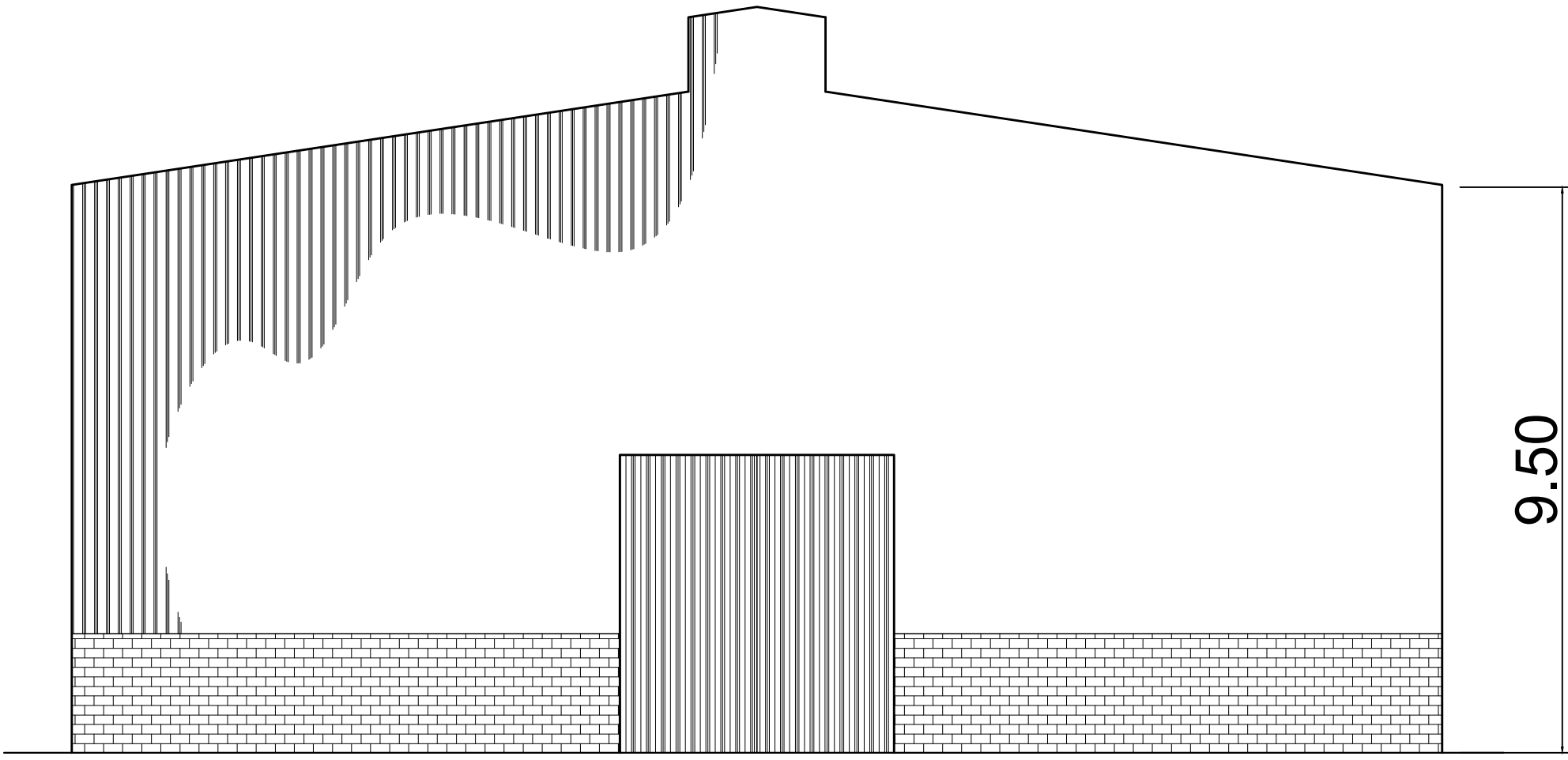
PRANCHAS CONSTITUÍNTES DO PROJETO ARQUITETÔNICO BASE	
PRANHCA	TÍTULO
A01/02	PLANTA BAIXA TÉRREO FACHADAS FRONTAL E PORTERIOR
A02/02	PLANTA DE COBERTA FACHADAS LATERAIS



PLANTA BAIXA NÍVEL 0
ESC.-----1:100



FACHADA FRONTAL
ESC.-----1:200



FACHADA POSTERIOR
ESC.-----1:200

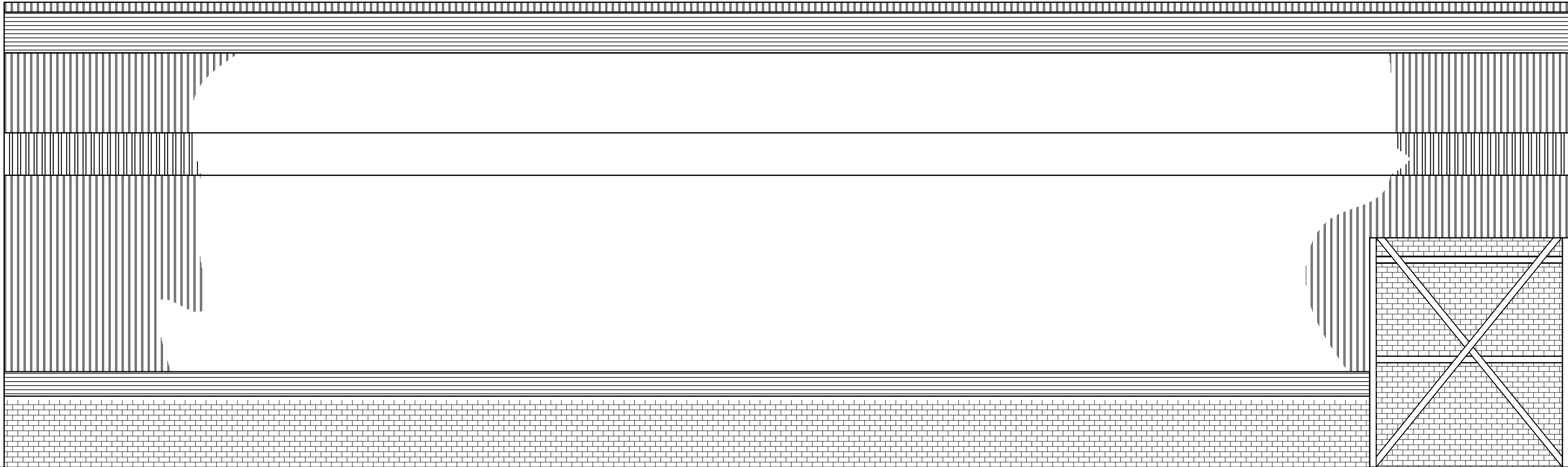
RELAÇÃO DAS ESQUADRIAS			
PORTAS		JANELAS	
P1	60x200	J1	125x120x110
P2	70x210	J2	200x120x110
P3	80x210	J3	300x120x110
P4	90x210	J4	350x120x110
P5	100x210	J5	370x120x110
P6	460x500	J6	925x60x170

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

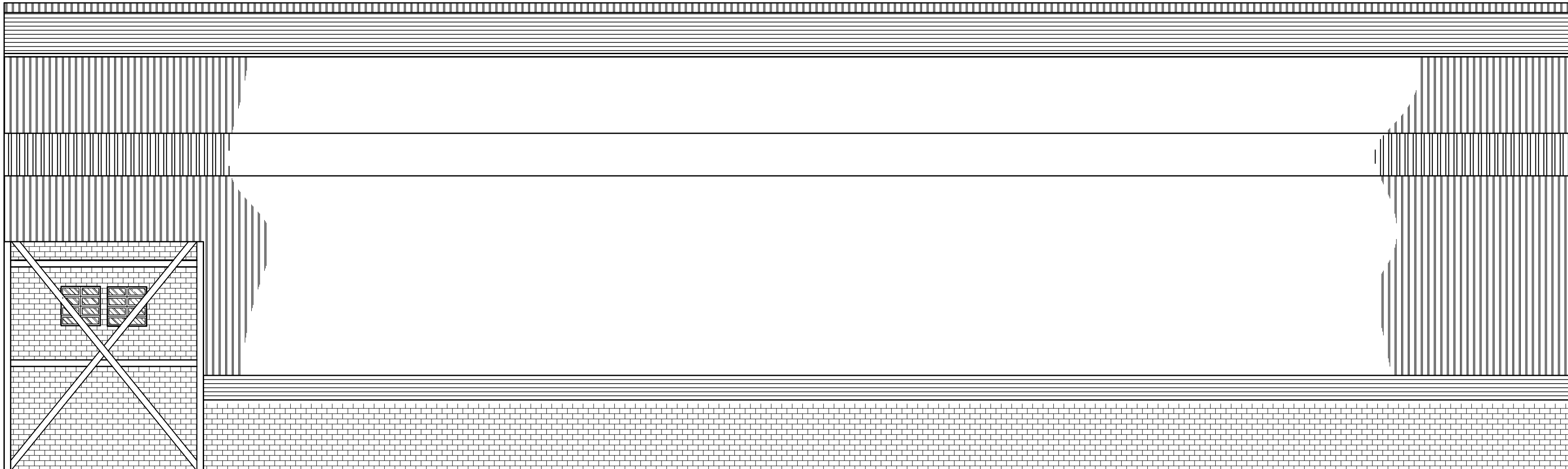
PROJETO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ - 11405309

CONSTRUÇÃO:

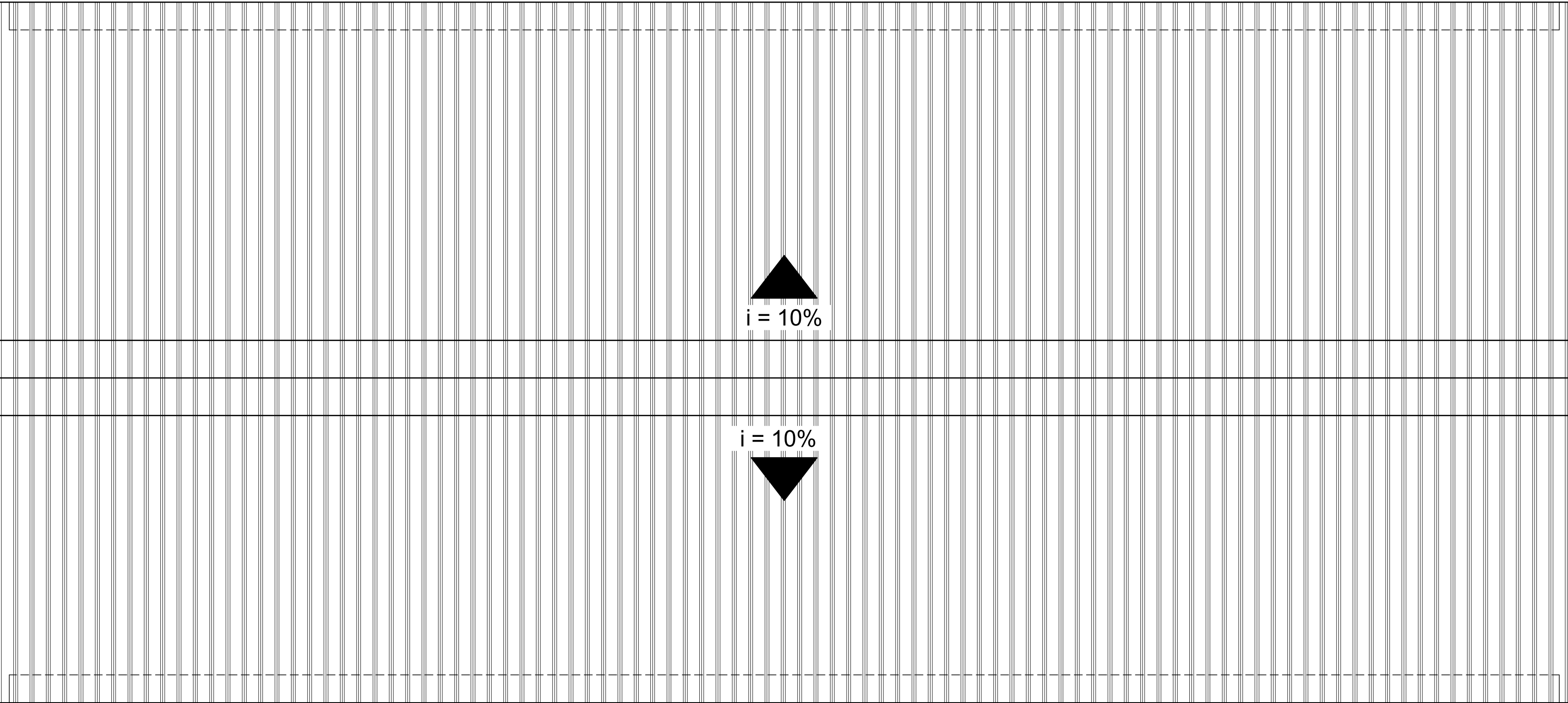
 UFPB	UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA CENTRO DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
FOLHA N°: A1/02	PROJETO: ARQUITETURA BASE - GALPÃO INDUSTRIAL LOCAL: JOÃO PESSOA - PB		
	DATA	RESPONSÁVEL	INFORMAÇÕES TÉCNICAS
ESTUDO:			
DESENHO:			
CÓPIA:			
TÍTULO: PLANTA BAIXA - TÉRREO FACHADAS FRONTAL E POSTERIOR			RESPONSÁVEL TÉCNICO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ MAT: 11405309
ESCALA:	INDICADO	PRANCHA:	DATA: 09 / 04 / 2020



FACHADA LATERAL DIREITA
ESC.-----1:200



FACHADA LATERAL ESQUERDA
ESC.-----1:200



PLANTA DE COBERTURA
ESC.-----1:100

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

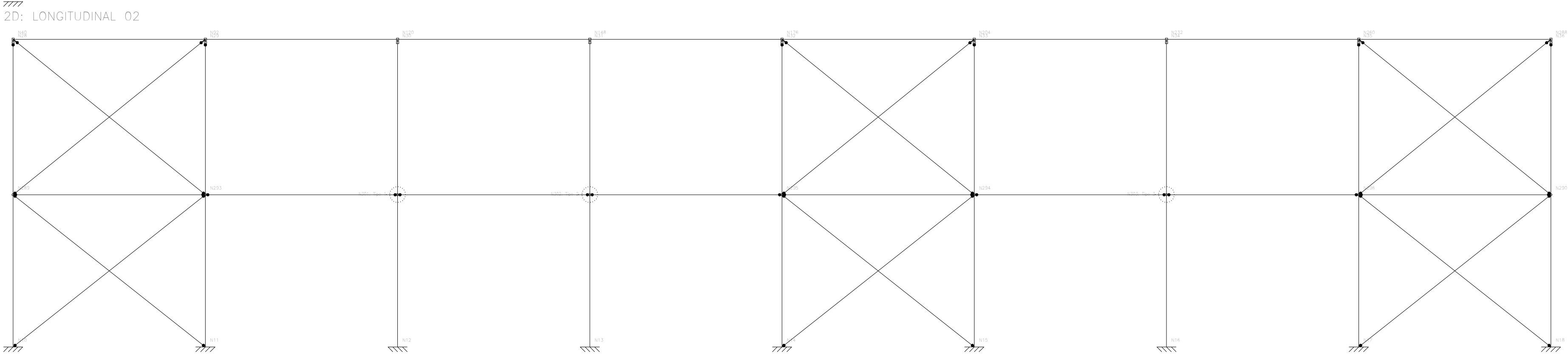
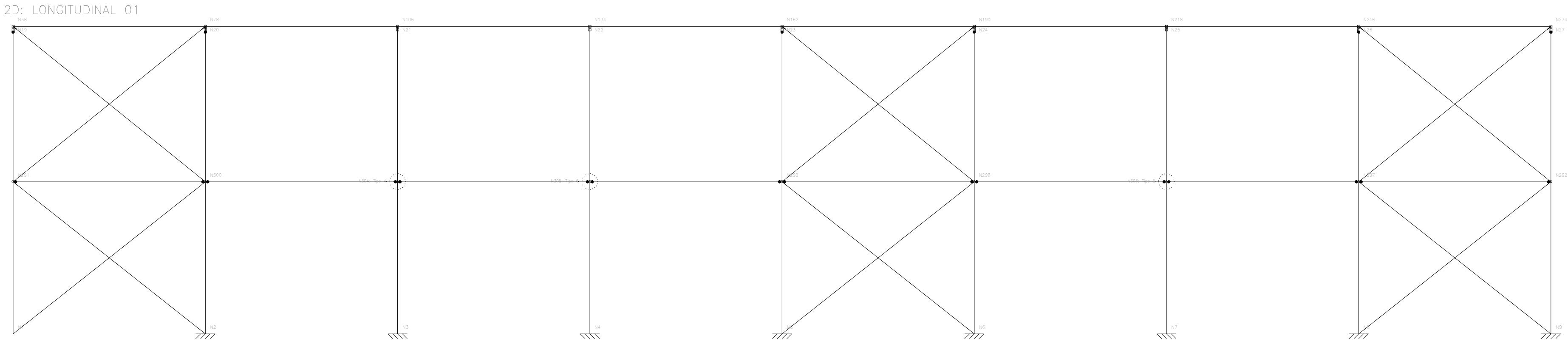
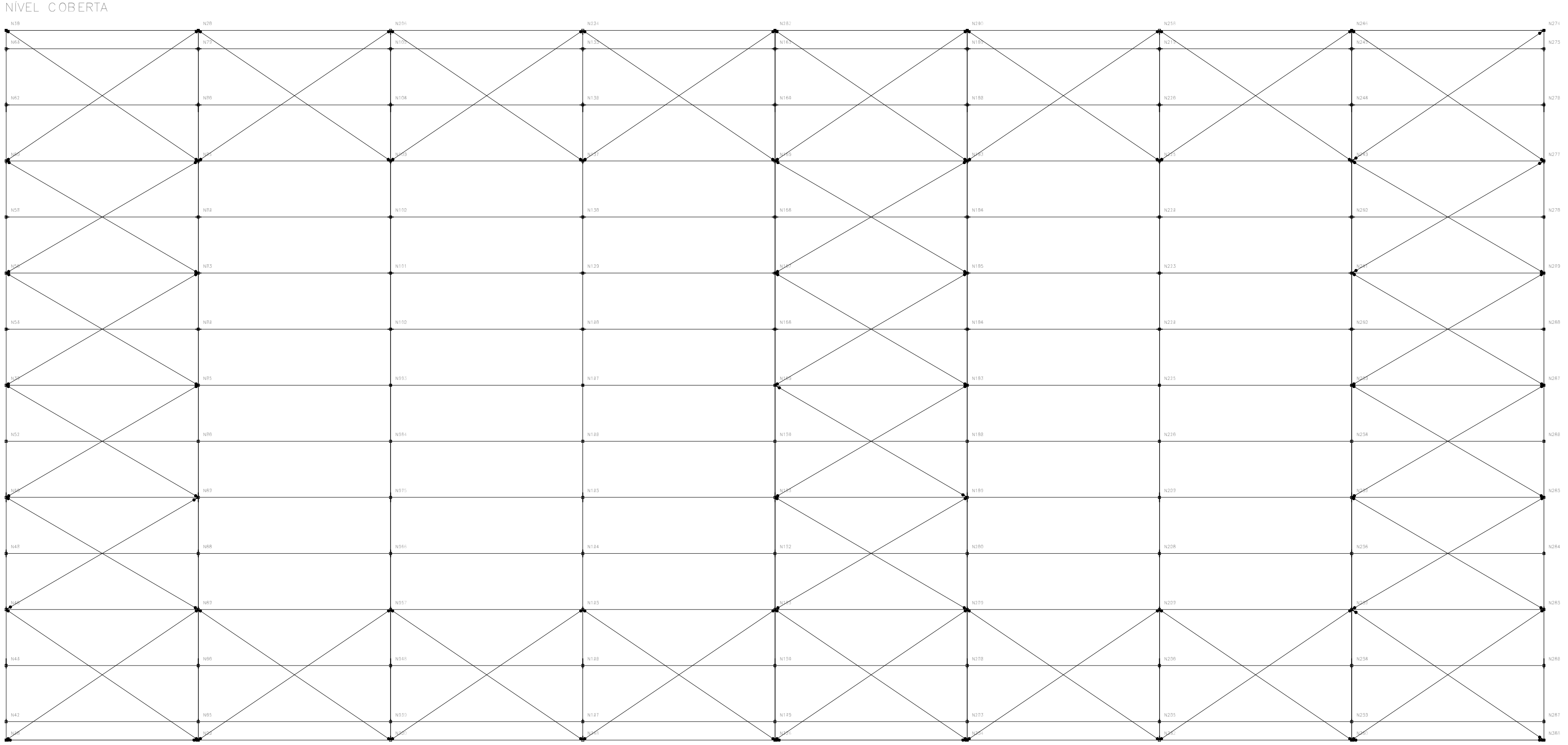
PROJETO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ - 11405309

CONSTRUÇÃO:

		UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA CENTRO DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL CURSO DE ENGENHARIA CIVIL			
FOLHA N°: A2/02		PROJETO: ARQUITETURA BASE - GALPÃO INDUSTRIAL LOCAL: JOÃO PESSOA - PB			
	DATA	RESPONSÁVEL		INFORMAÇÕES TÉCNICAS	
ESTUDO:					
DESENHO:					
CÓPIA:					
TÍTULO: PLANTA DE COBERTA FACHADAS LATERAIS				RESPONSÁVEL TÉCNICO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ MAT: 11405309	
ESCALA:	INDICADO	PRANCHA:		DATA:	09 / 04 / 2020

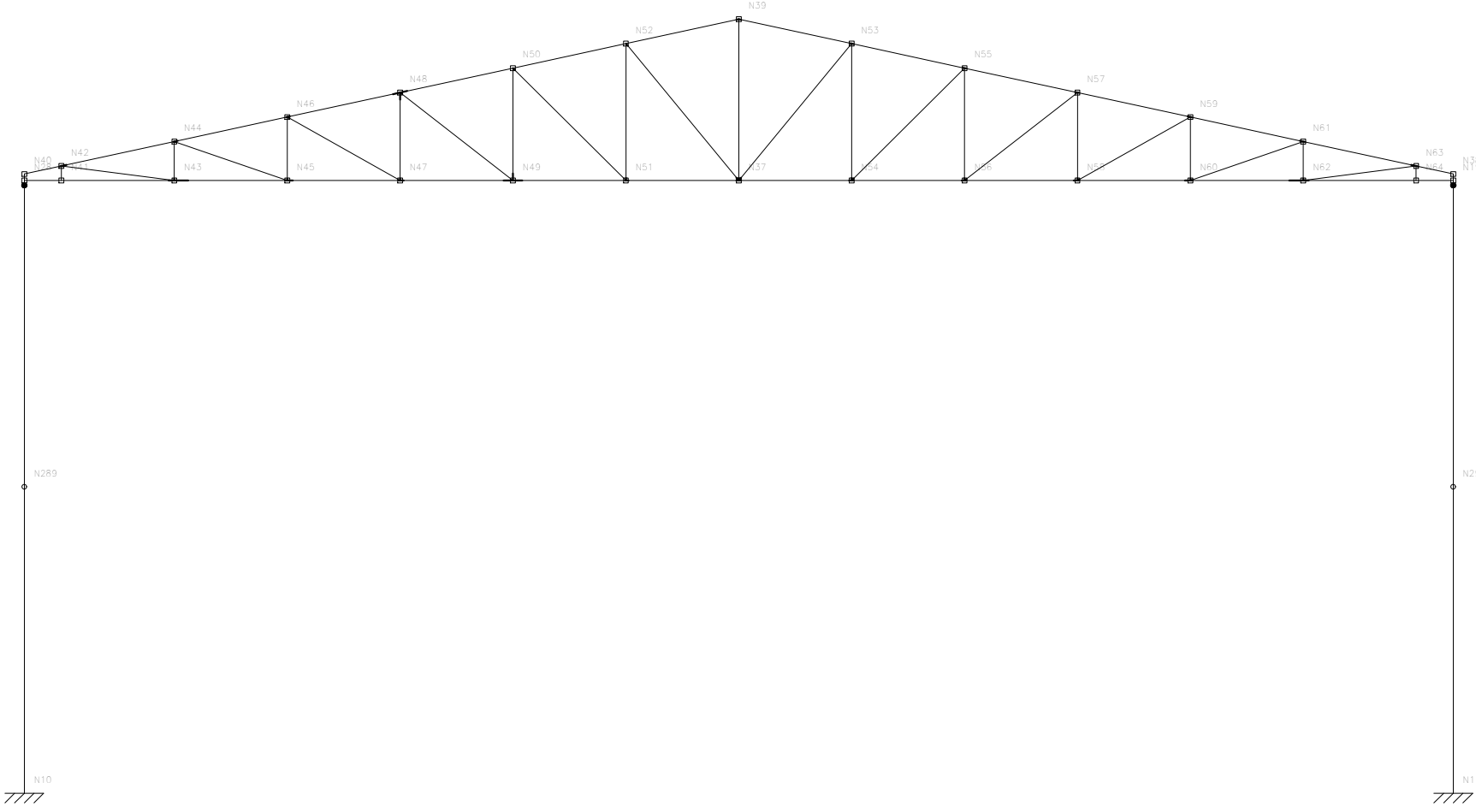
APÊNDICE B – PROJETO EM ESTRUTURA METÁLICA

PRANCHAS CONSTITUÍNTES DO PROJETO ARQUITETÔNICO BASE	
PRANHCA	TÍTULO
A01/04	VISTA DA COBERTA, LONGITUDINAIS E PÓRTICOS DA ESTRUTURA
A02/04	VISTAS LONGITUDINAIS E DETALHAMENTOS DE SOLDA DAS VIGAS DE TRAVAMENTO
A03/04	PERSPECTIVA 3D E ÁGUAS DA COBERTA
A04/04	DETALHAMENTOS DE PÓRTICOS E COBERTA DA ESTRUTURA

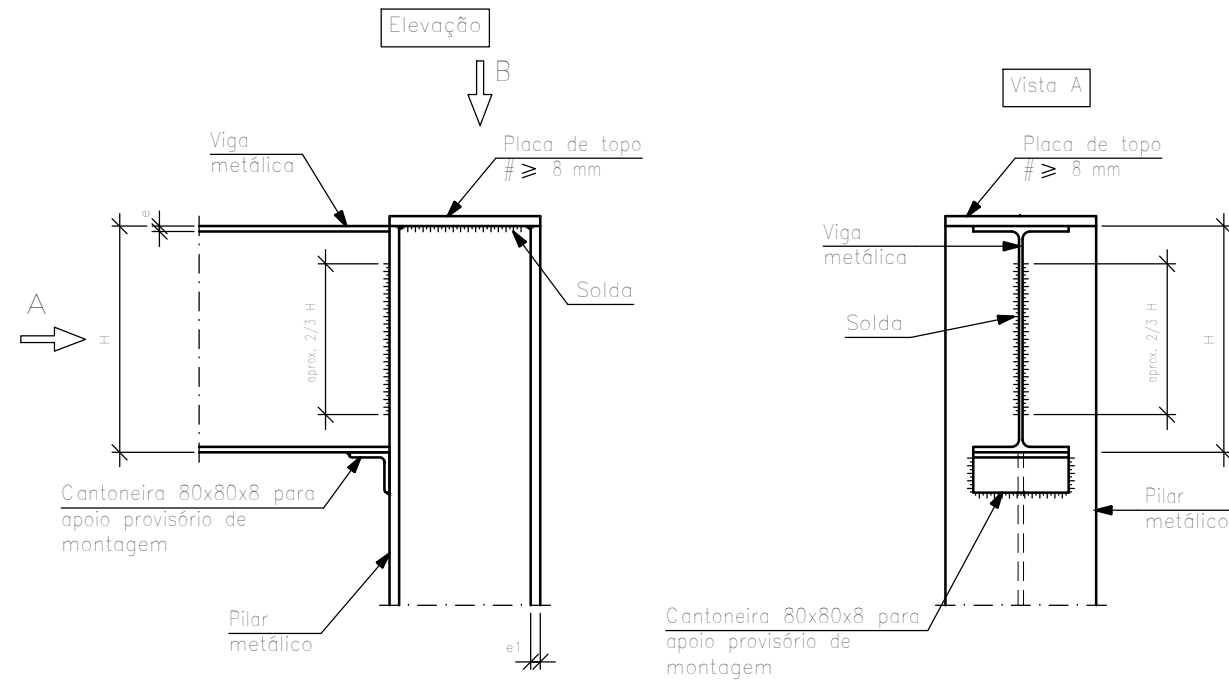
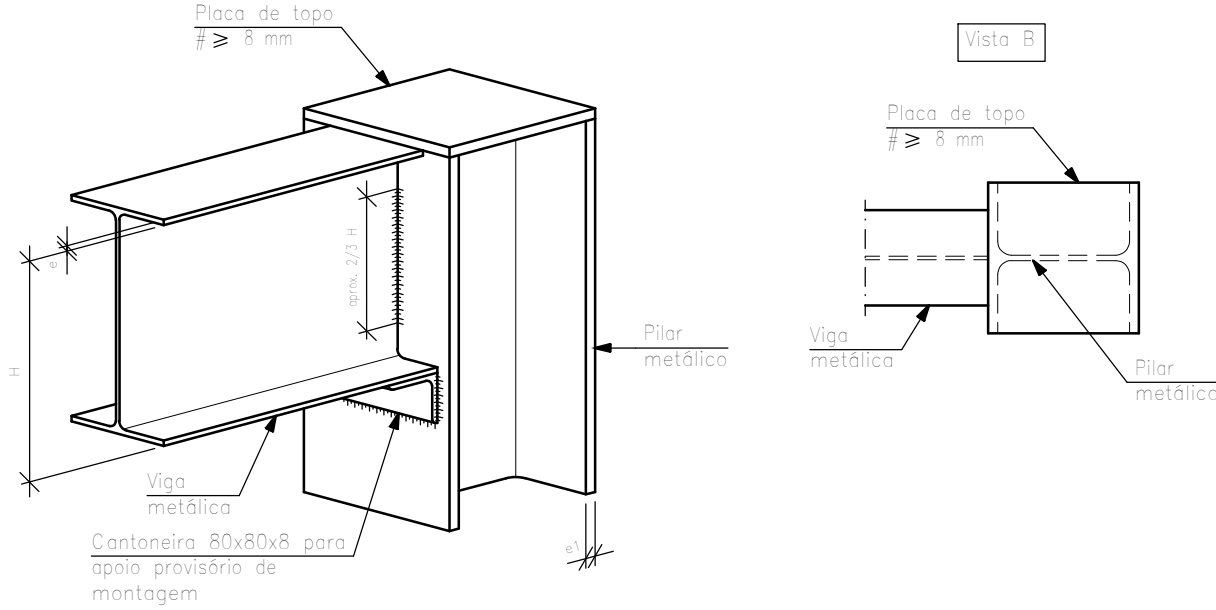


ESTRUTURA METÁLICA – GALPÃO INDUSTRIAL
ESTRUTURA METÁLICA PADRÃO PARA GALPÃO INDUSTRIAL
Norma de aço laminado: ABNT NBR 8800:2008
Norma de aço dobrado: ABNT NBR 14762: 2010
Aço laminado: A-36 250Mpa
Aço dobrado: CF-24
Escala: 1:100

2D: PÓRTICO – EXTERNOS



Ligação articulada no extremo do vão duma viga com pilar (HEB) da última planta.

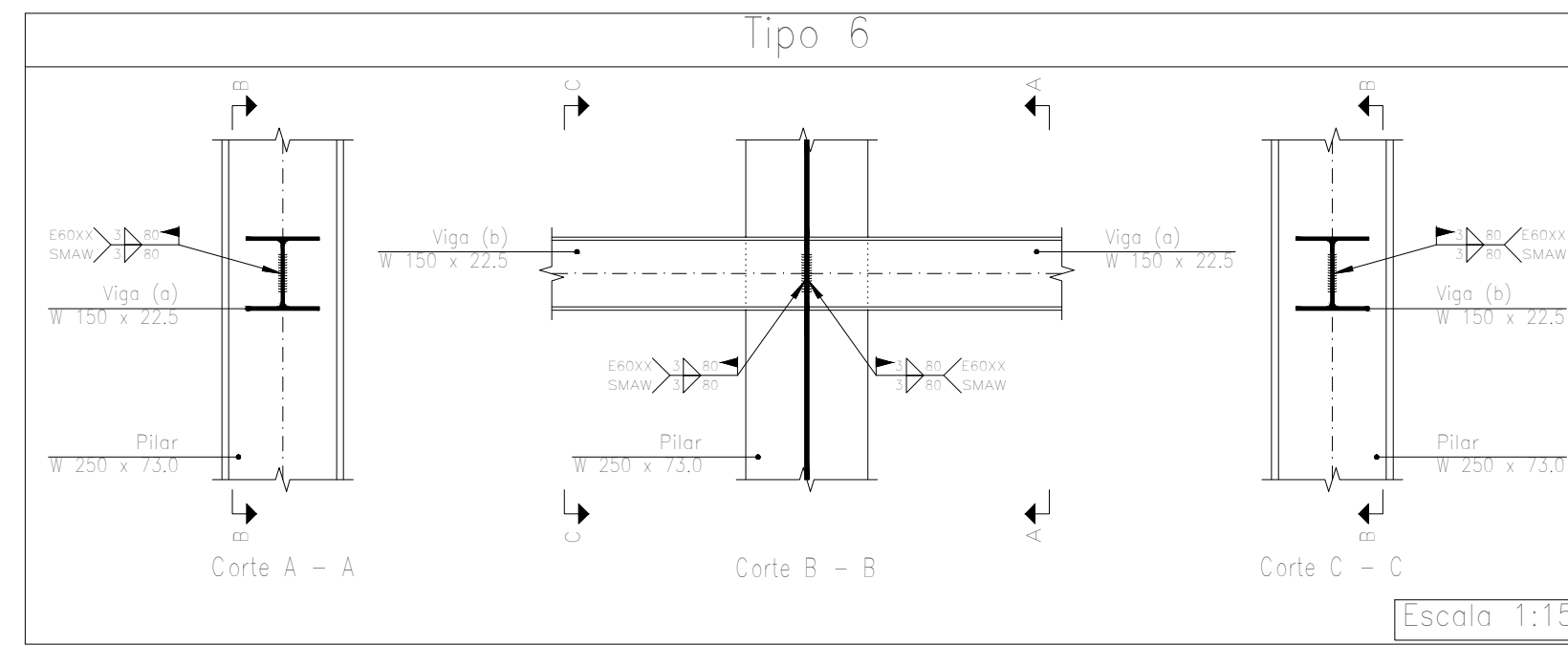
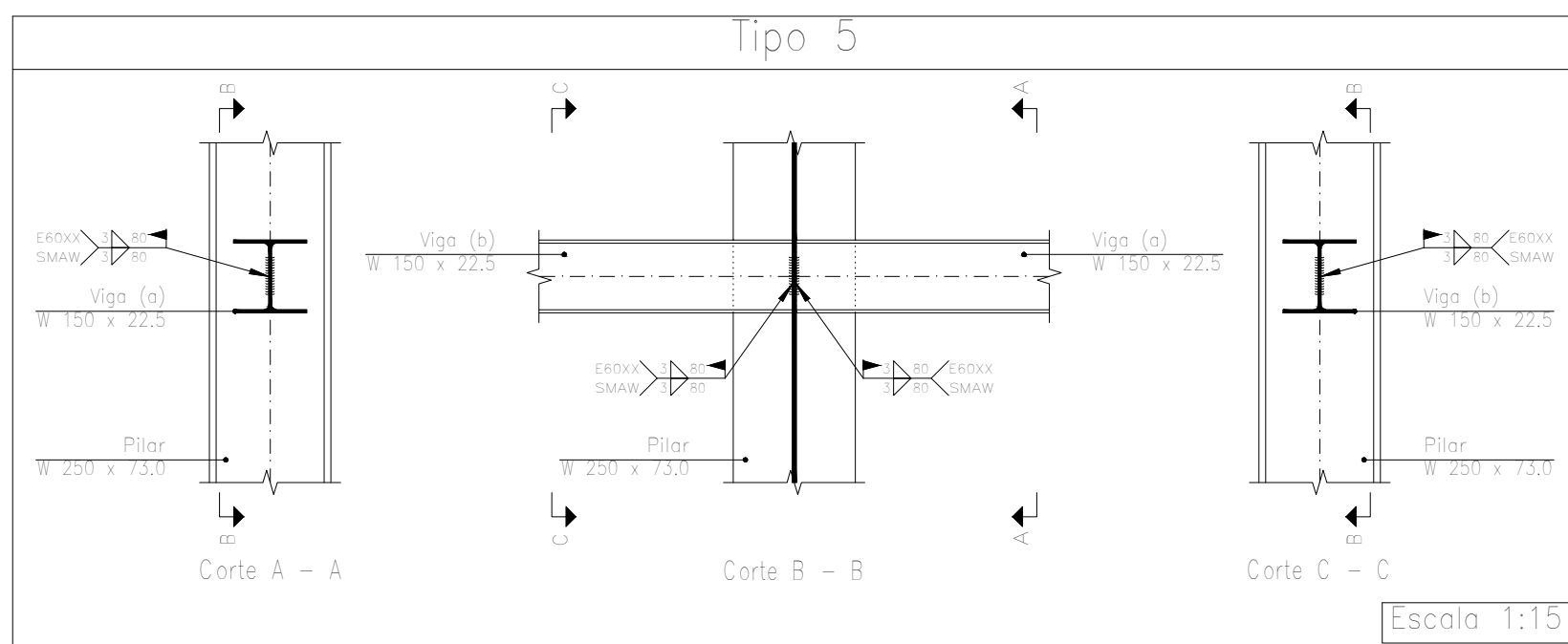
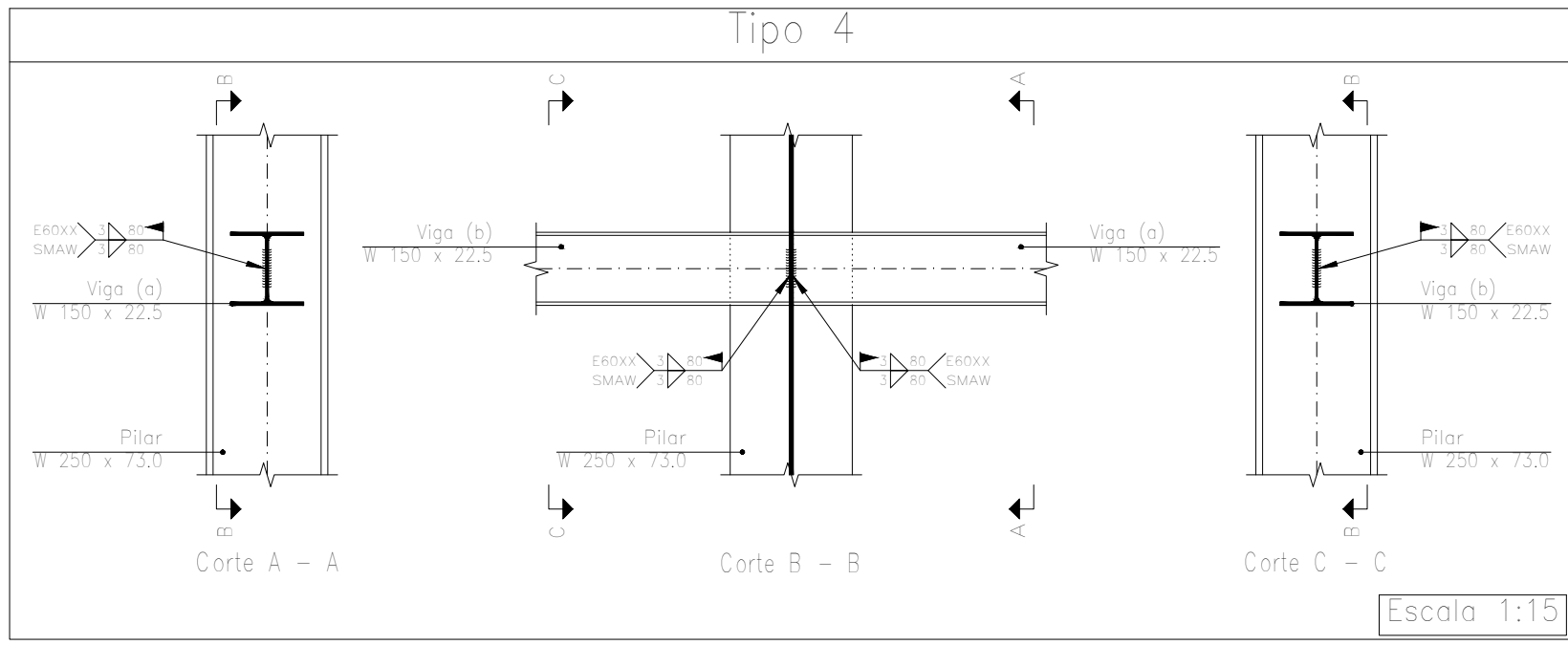


PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

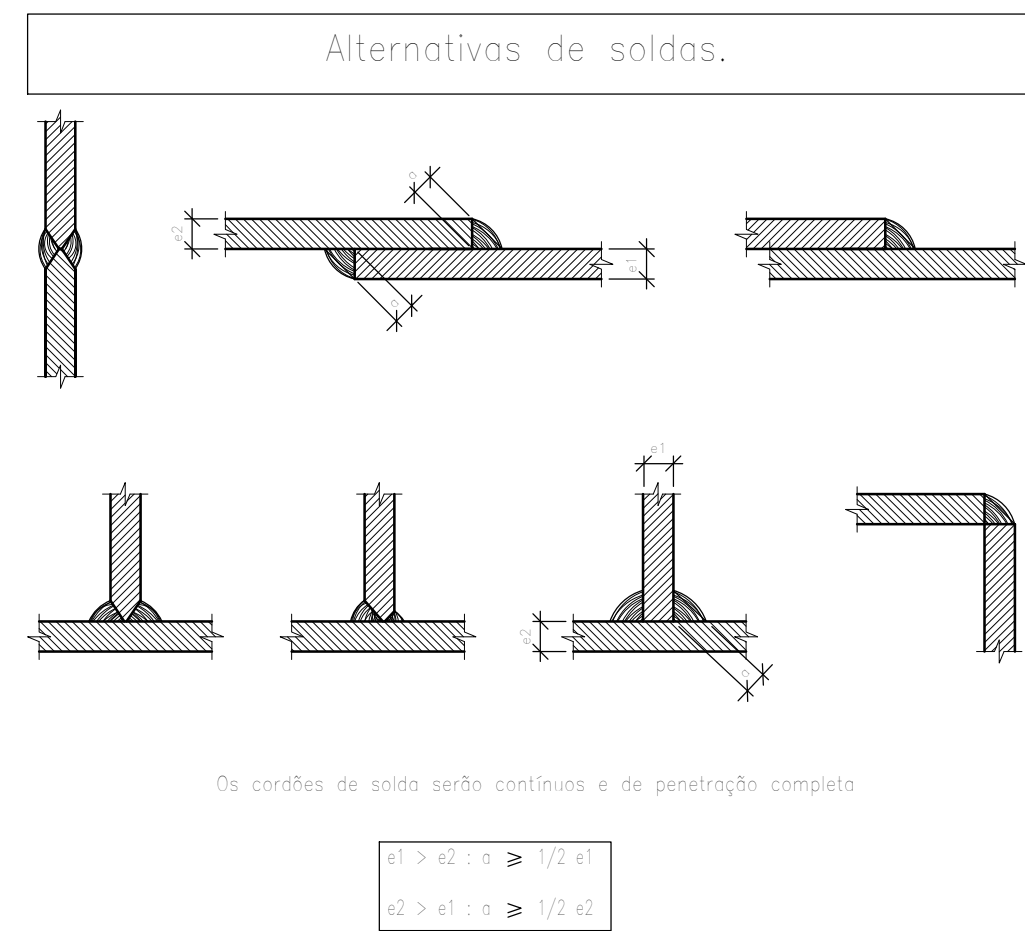
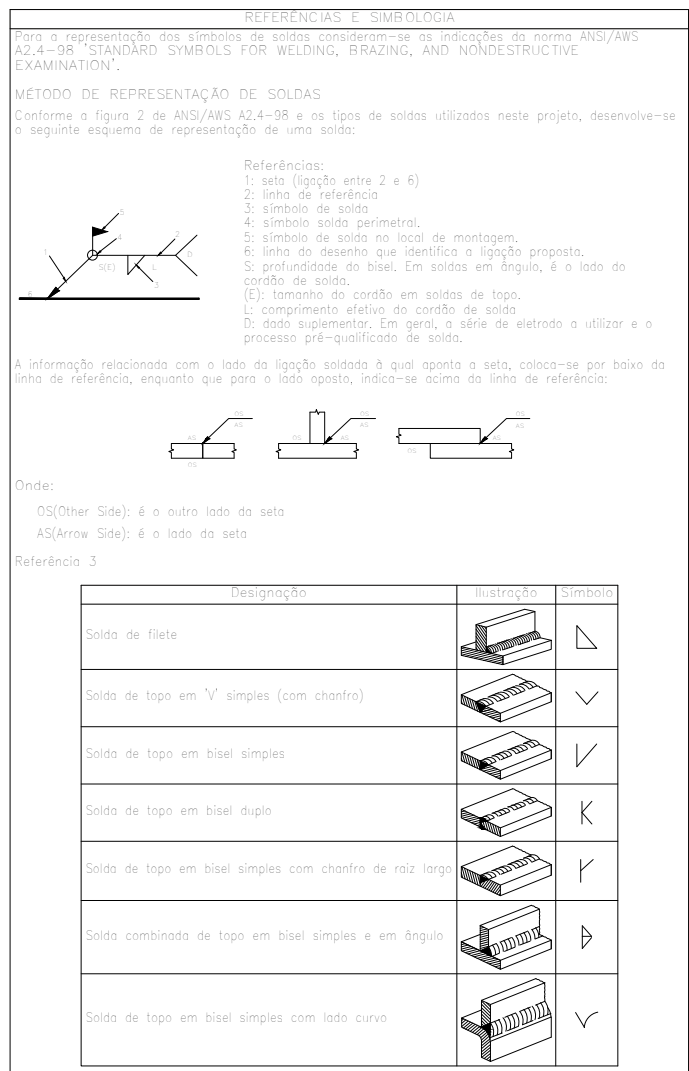
PROJETO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ - 11405309

CONSTRUÇÃO:

		UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA CENTRO DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL CURSO DE ENGENHARIA CIVIL			
FOLHA N°: A1/04		PROJETO: GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA METÁLICA LOCAL: JOÃO PESSOA - PB			
	DATA	RESPONSÁVEL		INFORMAÇÕES TÉCNICAS	
ESTUDO:					
DESENHO:					
CÓPIA:					
TÍTULO: VISTAS DA COBERTA, LONGITUDINAIS E PÓRTICOS DA ESTRUTURA				RESPONSÁVEL TÉCNICO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ MAT: 11405309	
ESCALA:	1 / 100	PRANCHA:		DATA:	09 / 04 / 2020



ESTRUTURA METÁLICA – GALPÃO INDUSTRIAL
ESTRUTURA METÁLICA PADRÃO PARA GALPÃO INDUSTRIAL



LIGAÇÕES SOLDADAS EM ESTRUTURA METÁLICA

NORMA:

ABNT NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Artigo 6; Condições específicas para o dimensionamento de ligações soldadas.

MATERIAIS:

- Perfis (Material base): A-36 250Mp_a.
- Material de adição (soldas): Eletrodos da série E60XX. Para os materiais utilizados e o procedimento de solda SMAW (Arco elétrico com eletrodo revestido), cumprem-se as condições de compatibilidade entre materiais exigidas pelo item 6.2.4 ABNT NBR 8800:2008.

DEFINIÇÕES PARA SOLDAS EM ÂNGULO:

- Garganta efetiva é igual à menor distância medida desde a raiz de face plana teórica da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).
- Lei do corbão é a menor das duas linhas situadas nas faces de fusão do maior triângulo que pode ser inscrito na seção da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).
- Raiz da solda é a interseção das faces de fusão (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).
- Crimpimento efetivo da corbão de solda é igual ao crimpimento total da solda com dimensões uniformes, incluídos os retornos (item 6.2.2.2 c) ABNT NBR 8800:2008).

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS:

1) As prescrições consideradas neste projeto aplicam-se a ligações soldadas nos quais:

- Os eixos das peças a unir têm um limite elástico não superior a 100 ksi [690 MPa] (item 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1W:2002).
- As espessuras das peças a unir são pelo menos de 1/8 in [3mm] (item 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1W:2002).
- As peças soldadas não são de seção tubular.

2) Em soldas de plano de penetração total ou parcial verifica-se que:

- O crimpimento efetivo das soldas de penetração total ou parcial é igual ao seu crimpimento total, o qual é igual ao crimpimento da parte unida (item 6.2.2.1 b) ABNT NBR 8800:2008).
- Em soldas de penetração total, a garganta efetiva é igual à menor espessura das peças unidas (item 6.2.2.1 c) ABNT NBR 8800:2008).
- Em soldas de penetração parcial, a espessura mínima da garganta efetiva cumpre os valores da seguinte tabela:

Tabela 9 ABNT NBR 8800:2008	
Menor espessura das peças a unir (mm)	Espessura mínima de garganta efetiva (mm)
Menor que ou igual a 6,35	3
Menor que ou igual a 12,5	5
Menor que ou igual a 19	6
Menor que ou igual a 37,5	8
Menor que ou igual a 57	10
Menor que ou igual a 152	13
Maior que 152	16

a) A espessura de garganta efetiva das soldas de penetração parcial determina-se segundo a tabela 5 ABNT NBR 8800:2008.

3) Em soldas em ângulo verifica-se que:

- O tamanho mínimo do lado de uma solda de ângulo cumpre os valores da seguinte tabela:

Tabela 10 ABNT NBR 8800:2008	
Menor espessura das peças a unir (mm)	Tamanho mínimo do lado de uma solda em ângulo ¹⁾ (mm)
Menor que ou igual a 6,35	3
Menor que ou igual a 12,5	5
Menor que ou igual a 19	6
Maior que 19	8
¹⁾ Executado em uma só passada	

- O tamanho máximo do lado de uma solda em ângulo no longo das bordas de peças soldadas cumpre o especificado no item 6.2.6.2.2 ABNT NBR 8800:2008, o qual exige que:

- no longo das bordas de material com espessura inferior a 6,35 mm, seja menor ou igual à espessura do material,
- no longo das bordas de material com espessura igual ou superior 6,35 mm, seja menor ou igual à espessura do material menos 1,5 mm.

- O crimpimento efetivo de um corbão de solda em ângulo cumpre que é maior que ou igual a 4 vezes o tamanho do seu lado, ou que o lado não se considere maior que o 25 % do crimpimento efetivo da solda. Além disso, o crimpimento efetivo de uma solda em ângulo exposta a qualquer solicitação de cálculo não é inferior a 40 mm (item 6.2.6.2.3 ABNT NBR 8800:2008).

4) No detalhe das soldas indica-se o crimpimento efetivo da corbão (crimpimento sobre o qual o corbão tem o seu tamanho completo). Para alcançar tal crimpimento, pode ser necessário prolongar o corbão rodeando os cantos, com o mesmo tamanho de corbão.

5) As soldas de ângulo de ligações em "T" em ângulos menores que 30° não se consideram como efetivas para a transmissão das cargas aplicadas (item 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1W:2002).

6) Nos processos de fabricação e montagem deverão ser cumpridas os requisitos indicados no capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1W:2002. No que diz respeito à preparação do metal base, exige-se que as superfícies sobre as quais se depositará o metal de adição devem ser suaves, uniformes, e livres de fissuras e outras irregularidades que afetem a qualidade ou resistência da solda. As superfícies a soldar, e as superfícies adjacentes a o solda, deverão estar também livres de lãminas, escamas, óxido solto ou aderido, escória, ferrugem, umidade, óleo, gordura e outros materiais estranhos que impeçam uma solda apropriada ou produzam emissões prejudiciais.

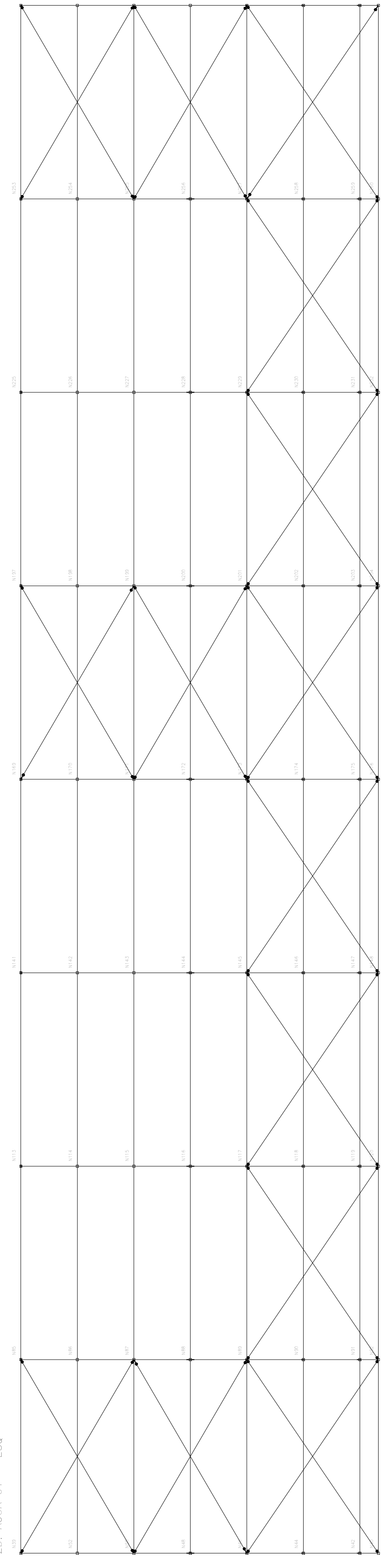
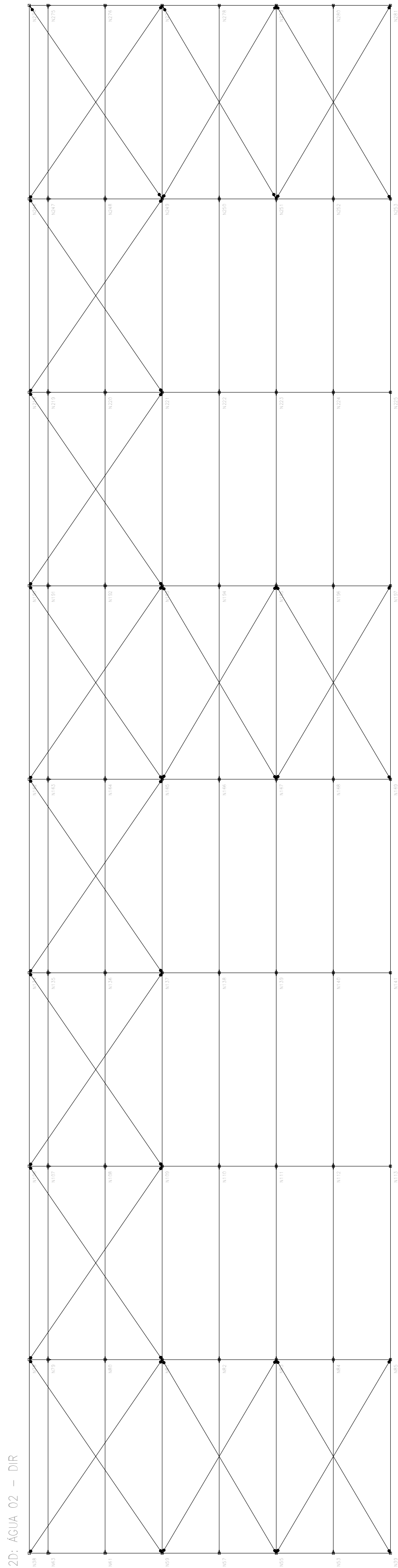
VERIFICAÇÕES:

- A resistência de cálculo das corbões de solda determina-se de acordo com o item 6.2.5 ABNT NBR 8800:2008
- O método utilizado para a verificação da resistência das corbões de solda é aquele em que as tensões calculadas nos corbões (resultante vetorial), consideram-se como tensões de corte aplicadas sobre a área efetiva (item 2.5.4.1 AWS D1.1/D1.1W:2002).
- A área efetiva de um corbão de solda é igual ao produto do crimpimento efetivo do corbão pela espessura de garganta efetiva (item 6.2.2.1 c) o 6.2.2.2 a) ABNT NBR 8800:2008).
- Na verificação da resistência os corbões de solda considerou-se uma solicitação mínima de cálculo de 45kN (item 6.1.5.2 ABNT NBR 8800:2008).

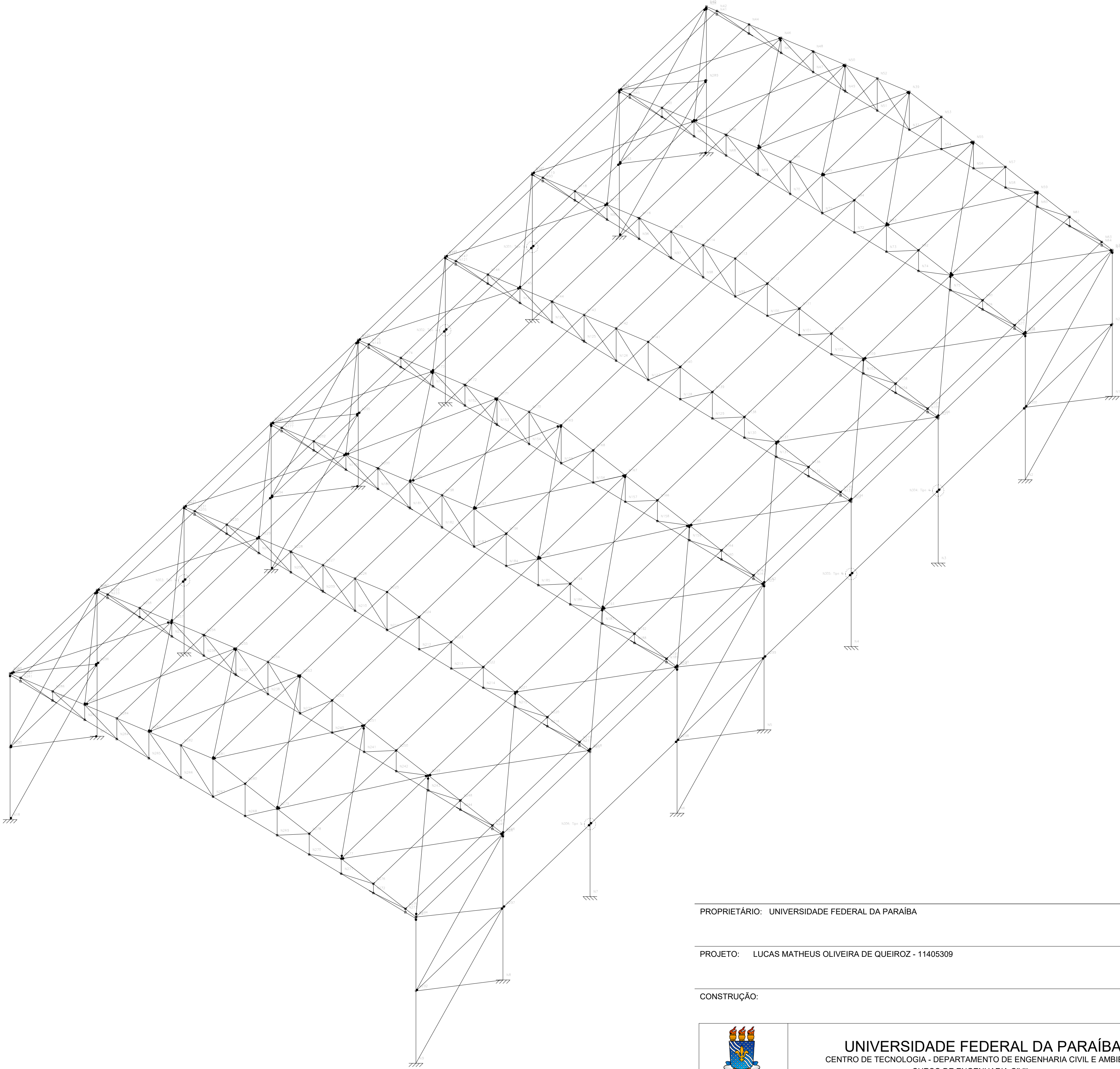
PROJETO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ - 11405309

CONSTRUÇÃO:

		UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA CENTRO DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	
FOLHA N°: A2/04		PROJETO: GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA METÁLICA LOCAL: JOÃO PESSOA - PB	
	DATA	RESPONSÁVEL	INFORMAÇÕES TÉCNICAS
ESTUDO:			
DESENHO:			
CÓPIA:			
TÍTULO:	VISTAS LONGITUDINAIS E DETALHAMENTOS DE SOLDA DAS VIGAS DE TRAVAMENTO		RESPONSÁVEL TÉCNICO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ MAT: 11405309
ESCALA:	1 / 100	PRANCHA:	DATA: 09 / 04 / 2020



3D



PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

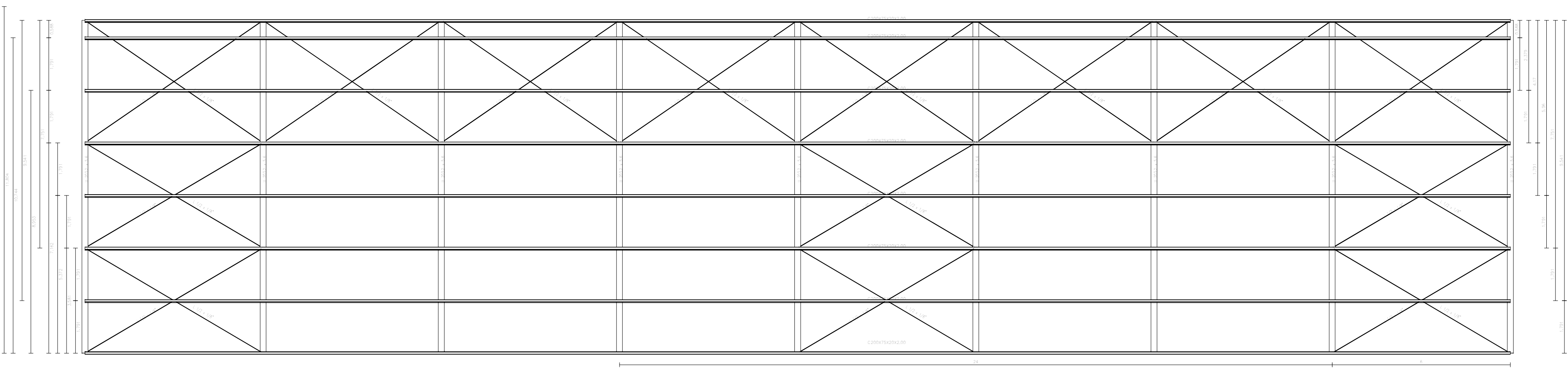
PROJETO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ - 11405309

CONSTRUÇÃO:

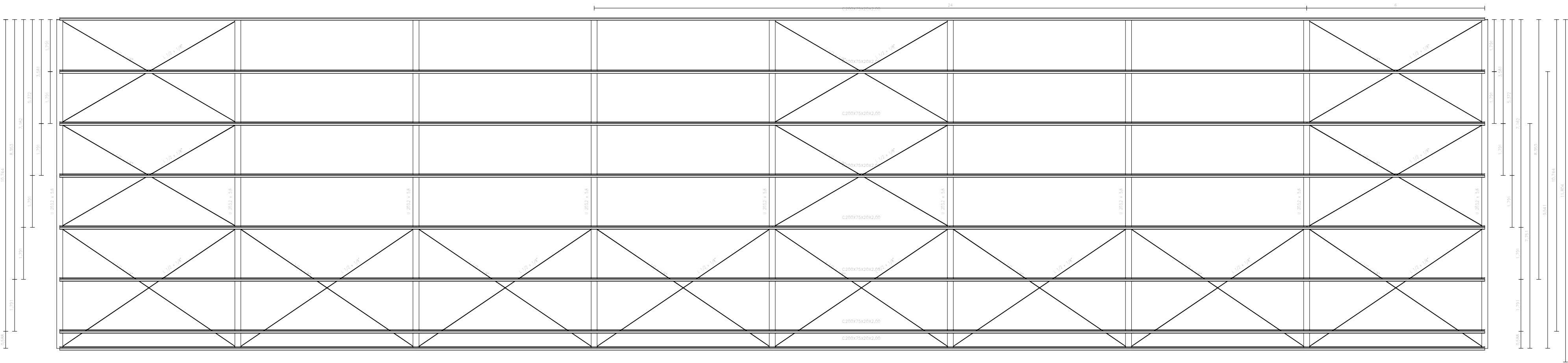
 UFPB		UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA CENTRO DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	
FOLHA N°: A3/04		PROJETO: GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA METÁLICA LOCAL: JOÃO PESSOA - PB	
	DATA	RESPONSÁVEL	INFORMAÇÕES TÉCNICAS
ESTUDO:			
DESENHO:			
CÓPIA:			
TÍTULO: PERSPECTIVA 3D E ÁGUAS DA COBERTA			RESPONSÁVEL TÉCNICO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ MAT: 11405309
ESCALA:	1 / 100	PRANCHA:	DATA: 09 / 04 / 2020

ESTRUTURA METÁLICA – GALPÃO INDUSTRIAL
ESTRUTURA METÁLICA PADRÃO PARA GALPÃO INDUSTRIAL
Norma de aço laminado: ABNT NBR 8800:2008
Norma de aço dobrado: ABNT NBR 14762: 2010
Aço laminado: A-36 250Mpa
Aço dobrado: CF-24
Escala: 1:100

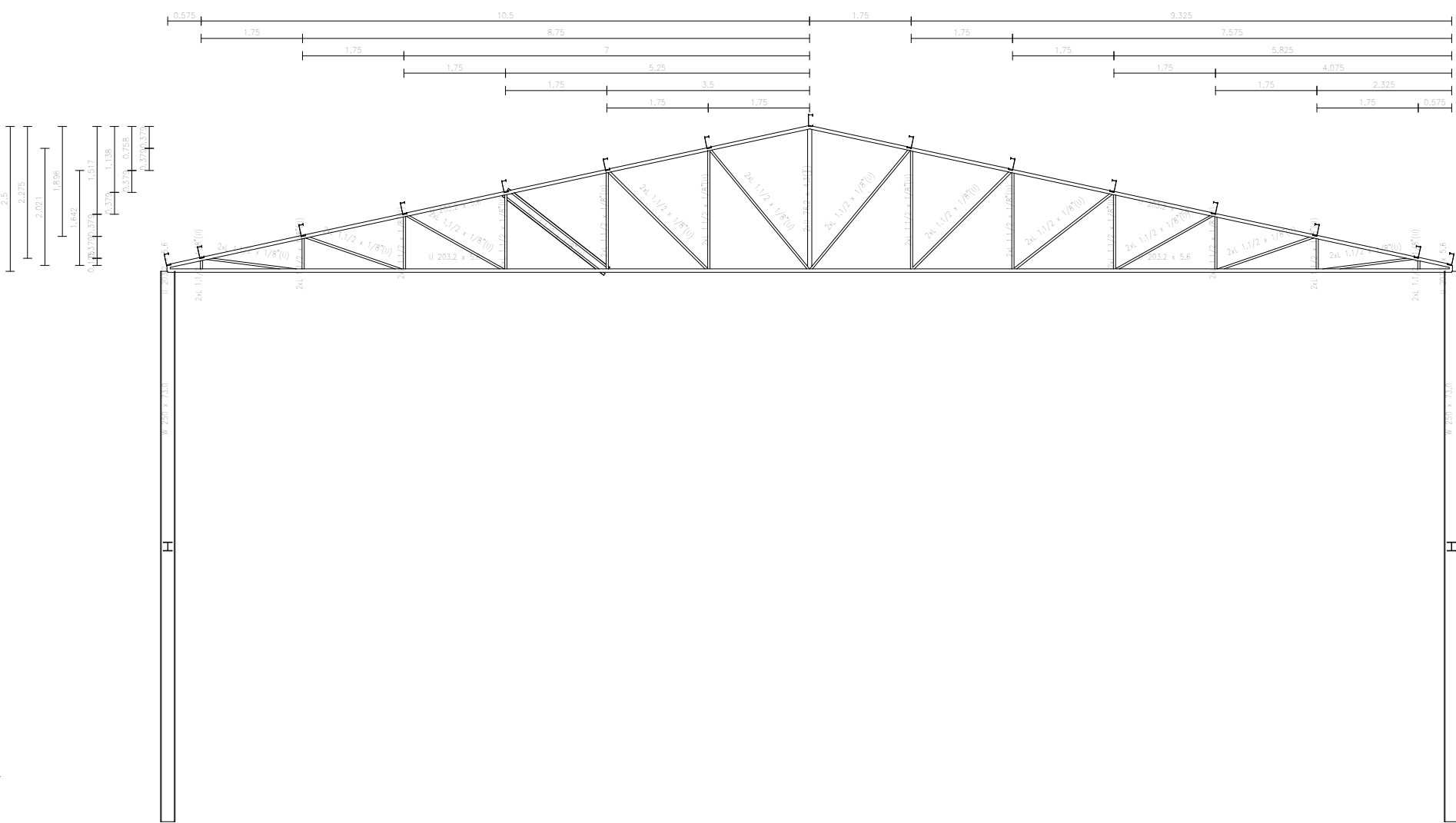
2D: ÁGUA 02 – DIR



2D: ÁGUA 01 – ESQ



2D: PÓRTICO – EXTERNOS



ESTRUTURA METÁLICA – GALPÃO INDUSTRIAL
ESTRUTURA METÁLICA PADRÃO PARA GALPÃO INDUSTRIAL
Norma de aço laminado: ABNT NBR 8800:2008
Norma de aço dobrado: ABNT NBR 14762: 2010
Aço laminado: A-36- 250Mpa
Aço dobrado: CF-24
Escala 1:100

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

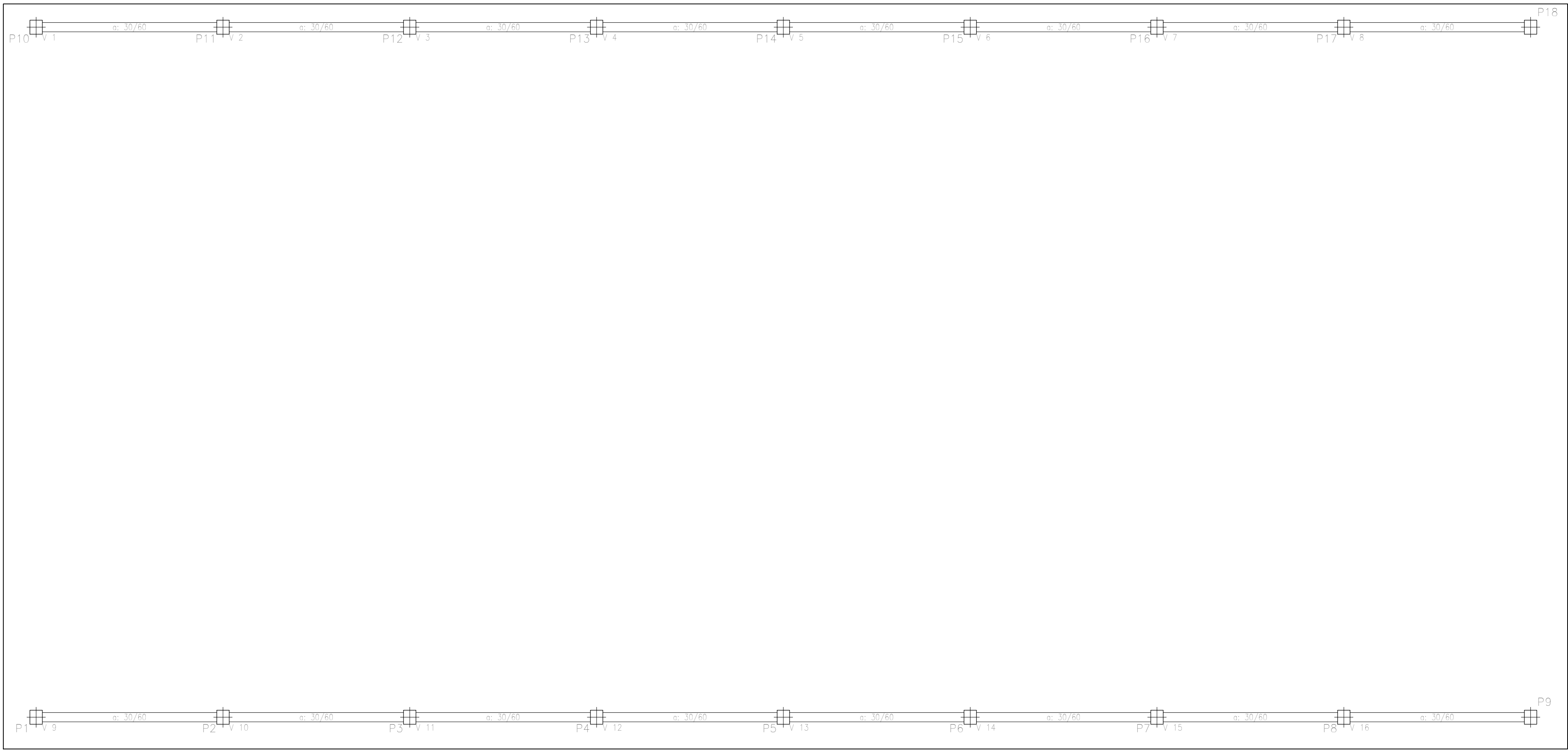
PROJETO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ - 11405309

CONSTRUÇÃO:

		UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA CENTRO DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL CURSO DE ENGENHARIA CIVIL			
FOLHA N°: A4/04		PROJETO: GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA METÁLICA LOCAL: JOÃO PESSOA - PB			
	DATA	RESPONSÁVEL		INFORMAÇÕES TÉCNICAS	
ESTUDO:					
DESENHO:					
CÓPIA:					
TÍTULO: DETALHAMENTOS DE PÓRTICOS E COBERTA DA ESTRUTURA				RESPONSÁVEL TÉCNICO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ MAT: 11405309	
ESCALA:	1 / 100	PRANCHA:		DATA:	09 / 04 / 2020

APÊNDICE C – PROJETO EM ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA

PRANCHAS CONSTITUÍNTES DO PROJETO ARQUITETÔNICO BASE	
PRANHCA	TÍTULO
A01/04	PLANTA DE FORMA – VIGAS DE TRAVAMENTO QUADRO DE PILARES DET. 01 – PILARES ESTRUTURAIS
A02/04	DET. 02 – PILARES ESTRUTURAIS DETALHAMENTO DE CONSOLOS ESTRUTURAIS
A03/04	DET. 03 – PILRES ESTRUTURAIS
A04/04	DETALHAMENTO DE VIGAS DE TRAVAMENTO DETALHAMENTO DE ELEMENTOS DE LIGAÇÃO



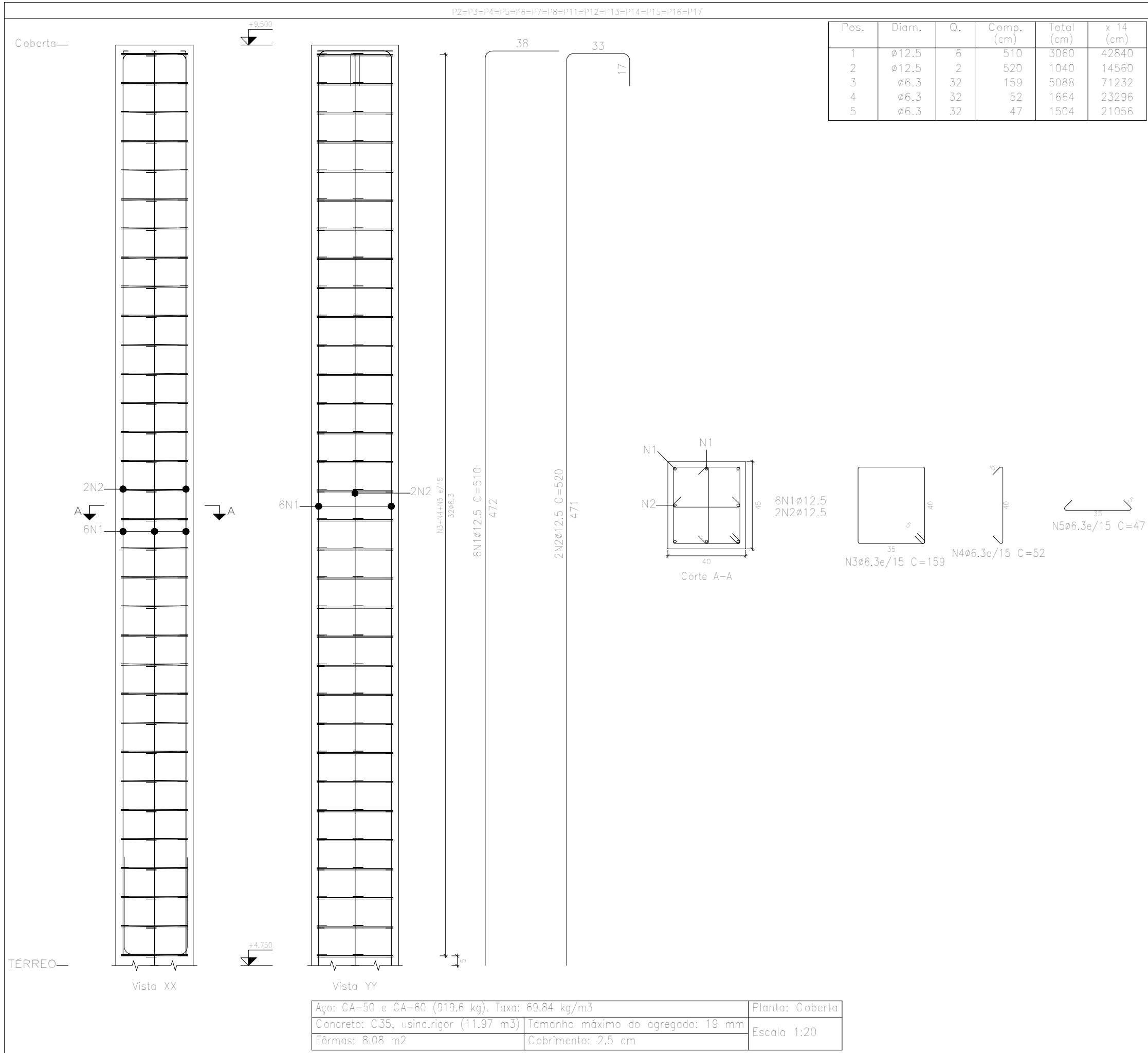
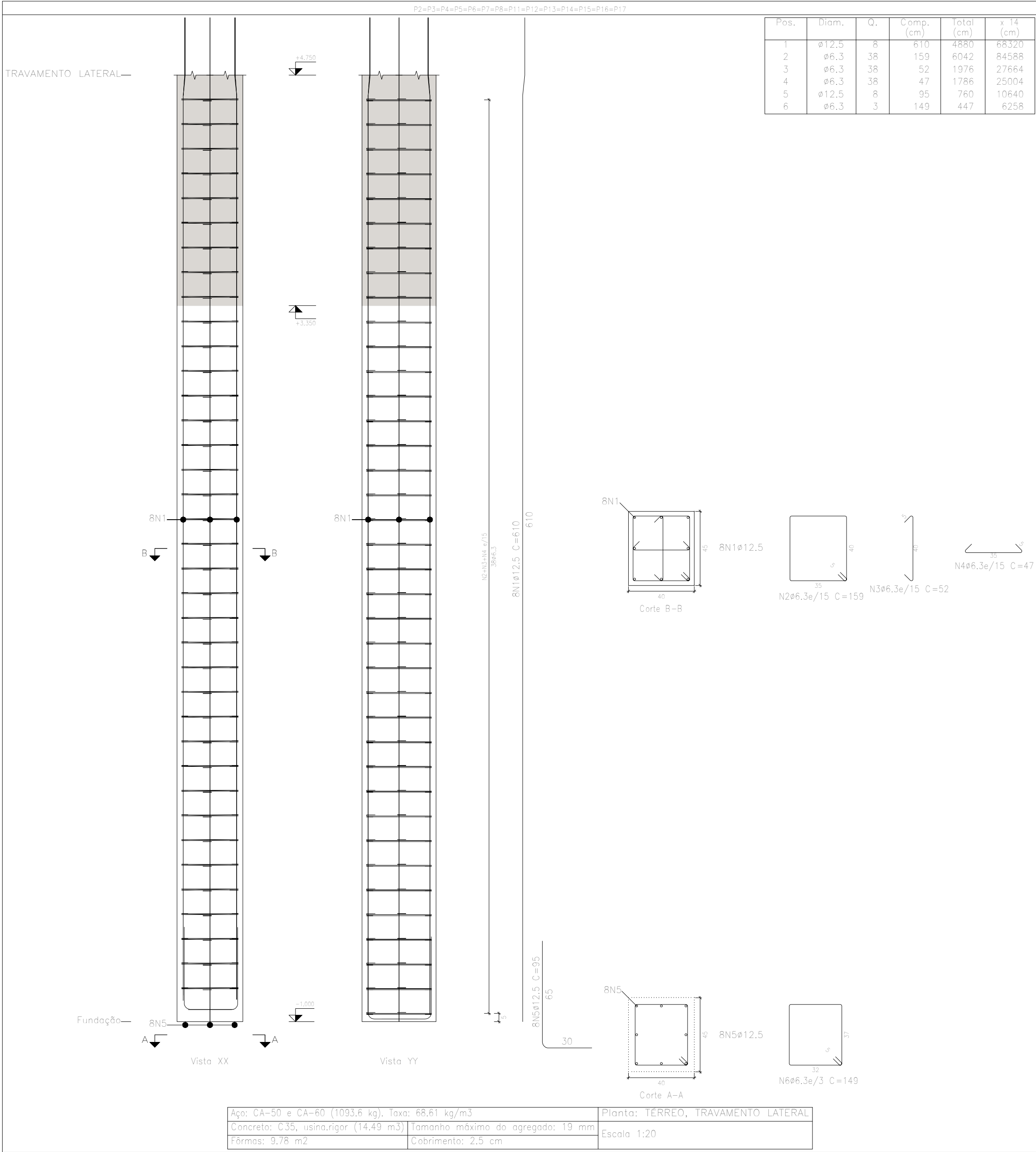
Planta: TERREO
Concreto: C35, usina,rigor
Aço das barras: CA-50 e CA-60
Aço dos estribos: CA-50 e CA-60

TRAVAMENTO LATERAL
Formas
Concreto: C35, usina,rigor
Escala: 1:100

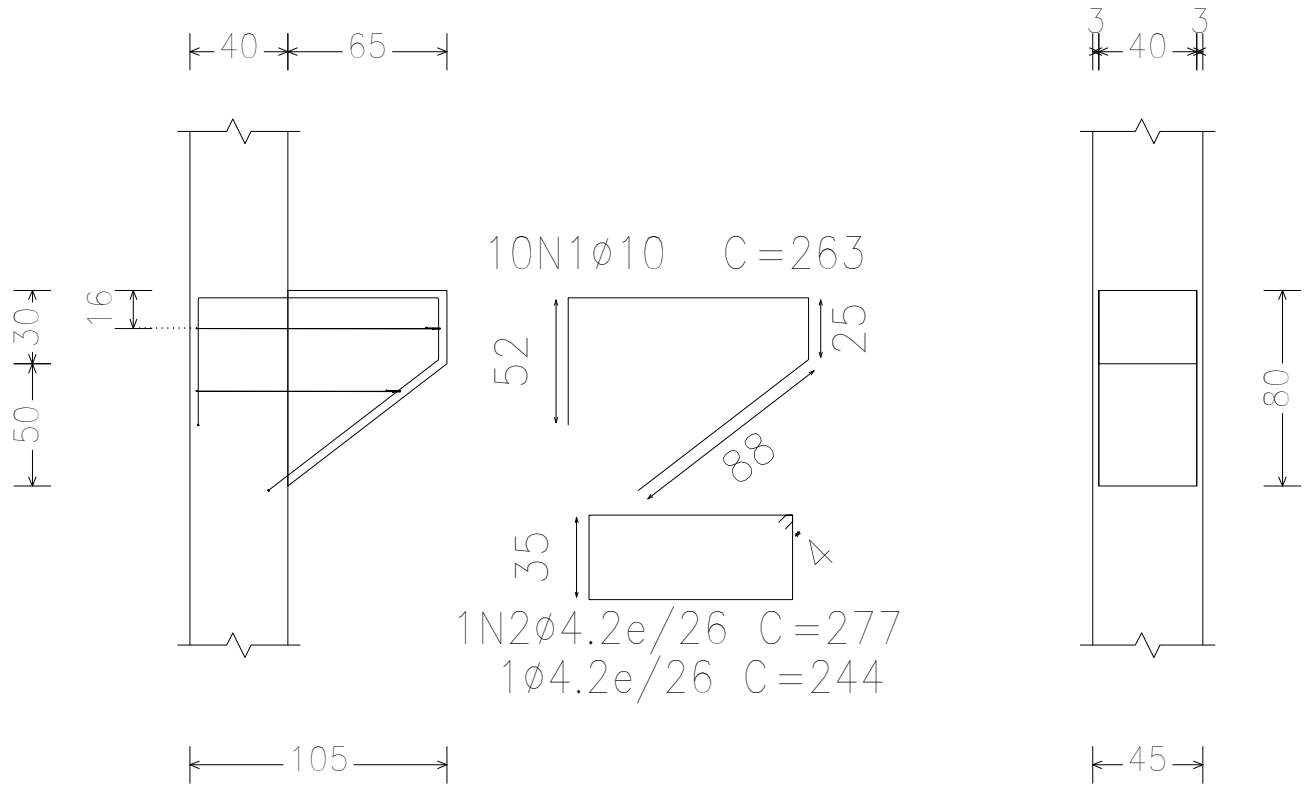
Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Esquema (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
P1=P10	1	ø12,5	6		570	3420	32,9		
	2	ø12,5	2		580	1160	11,2		
	3	ø6,3	36		159	5724	14,0		
	4	ø6,3	36		52	1872	4,6		
	5	ø6,3	36		47	1692	4,1		
	Total+10% (x2):						73,5	147,0	
P1=P10	1	ø12,5	8		550	4400	42,4		
	2	ø6,3	34		159	5406	13,2		
	3	ø6,3	34		52	1768	4,3		
	4	ø6,3	34		47	1598	3,9		
	5	ø12,5	8		80	640	6,2		
	6	ø6,3	3		149	447	1,1		
	Total+10% (x2):						78,2	156,4	
							ø6,3: 99,4	0,0	
							ø12,5: 204,0	0,0	
							Total: 303,4	0,0	

Quadro de pilares
Escala: 1:50
Concreto: C35, usina,rigor
Aço das barras: CA-50 e CA-60
Aço dos estribos: CA-50 e CA-60

P2=P3=P4=P5=P6=P7=P8=P11=P12=P13 P14=P15=P16=P17	P1=P10	P9=P18	
			Coberto



V 2(P11), V 3(P12), V 4(P13), V 5(P14),
V 6(P15), V 7(P16), V 8(P17), V 10(P2),
V 11(P3), V 12(P4), V 13(P5), V 14(P6),
V 15(P7), V 16(P8), V 9(P1) e V 1(P10)



Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)
V 2(P11)=v 3(P12) V 4(P13)=v 5(P14) V 6(P15)=v 7(P16) V 8(P17)=v 10(P2) V 11(P3)=v 12(P4) V 13(P5)=v 14(P6) V 15(P7)=v 16(P8) V 9(P1)=v 1(P10)	1 2	ø10 ø4.2	10 2	52 VAR.	211 VAR.		283 VAR.	2830 522	16.2	0.6
Total+10% (x16):									17.8	0.7
ø4.2: 0.0									11.2	
ø10: 284.8									0.0	
Total: 284.8									11.2	

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Esquema (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)		
P2=P3=P4=P5=P6 P7=P8=P11=P12 P13=P14=P15=P16 P17	1	ø12.5	8		610	4880	47.0			
	2	ø6.3	38		159	6042	14.8			
	3	ø6.3	38		52	1976	4.8			
	4	ø6.3	38		47	1786	4.4			
	5	ø12.5	8		95	760	7.3			
	6	ø6.3	3		149	447	1.1			
Total+10% (x14):									87.3	
ø12.5: 65.8									921.2	
ø6.3: 658.6									0.0	
Total: 2143.4									0.0	

P2=P3=P4=P5=P6 P7=P8=P11=P12 P13=P14=P15=P16 P17	1	ø12.5	8		510	3060	29.5			
	2	ø12.5	2		520	1040	10.0			
	3	ø6.3	32		159	5088	12.5			
	4	ø6.3	32		52	1664	4.1			
	5	ø6.3	32		47	1504	3.7			
Total+10% (x14):									65.8	
ø6.3: 658.6									0.0	
ø12.5: 944.8									0.0	
Total: 2143.4									0.0	

Resumo Aço	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
CA-50 ø10	420,8	285	285
CA-60 ø4,2	83,5	10	10
Total			295

Obra: GALPÃO INDUSTRIAL
Grupo: TRAVAMENTO LATERAL
Norma: ABNT NBR 6118:2014
Escala: 1/50

Planta: Coberta
Concreto: C35, usina, rigor
Aço das barras: CA-50 e CA-60
Aço dos estribos: CA-50 e CA-60

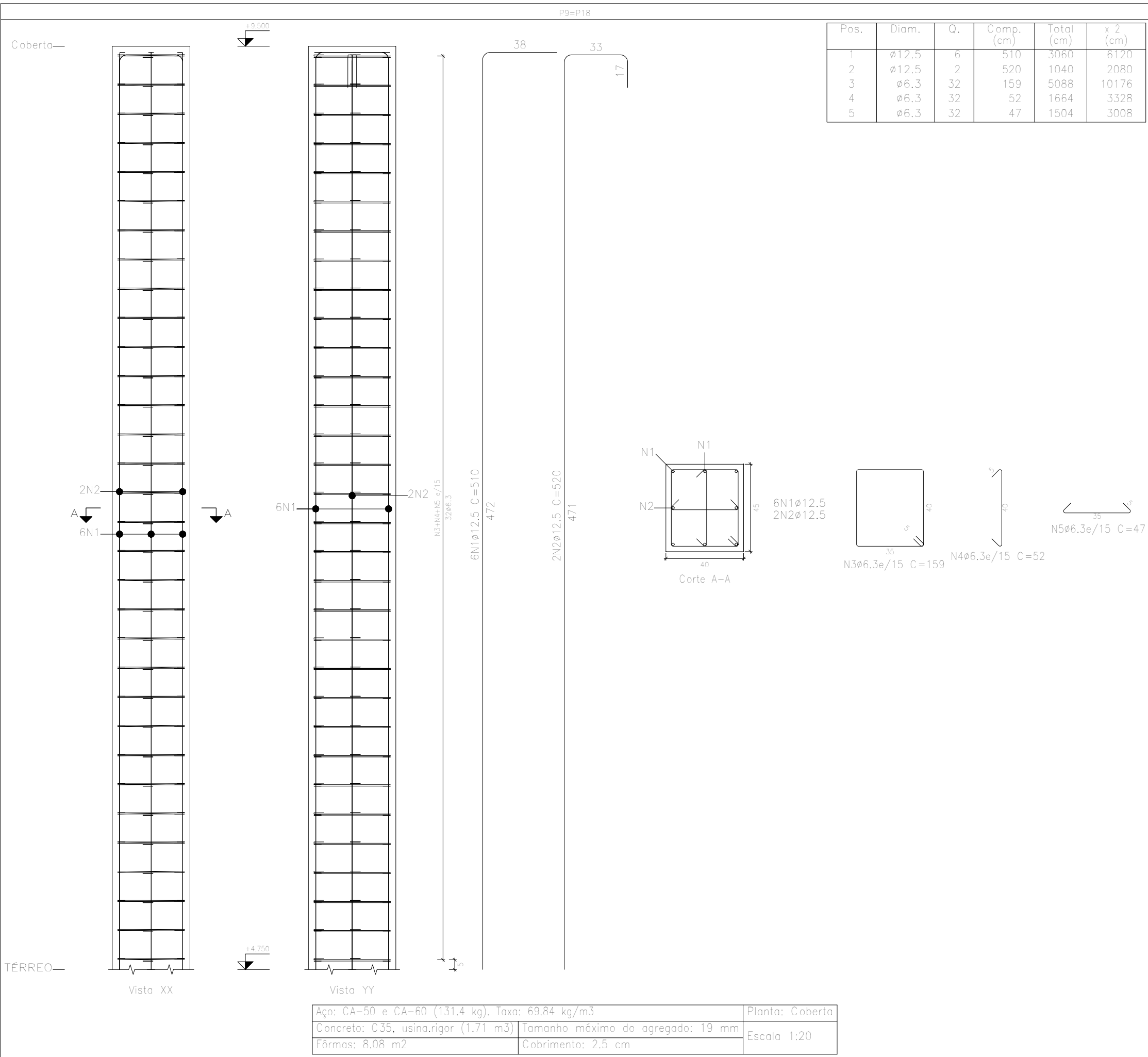
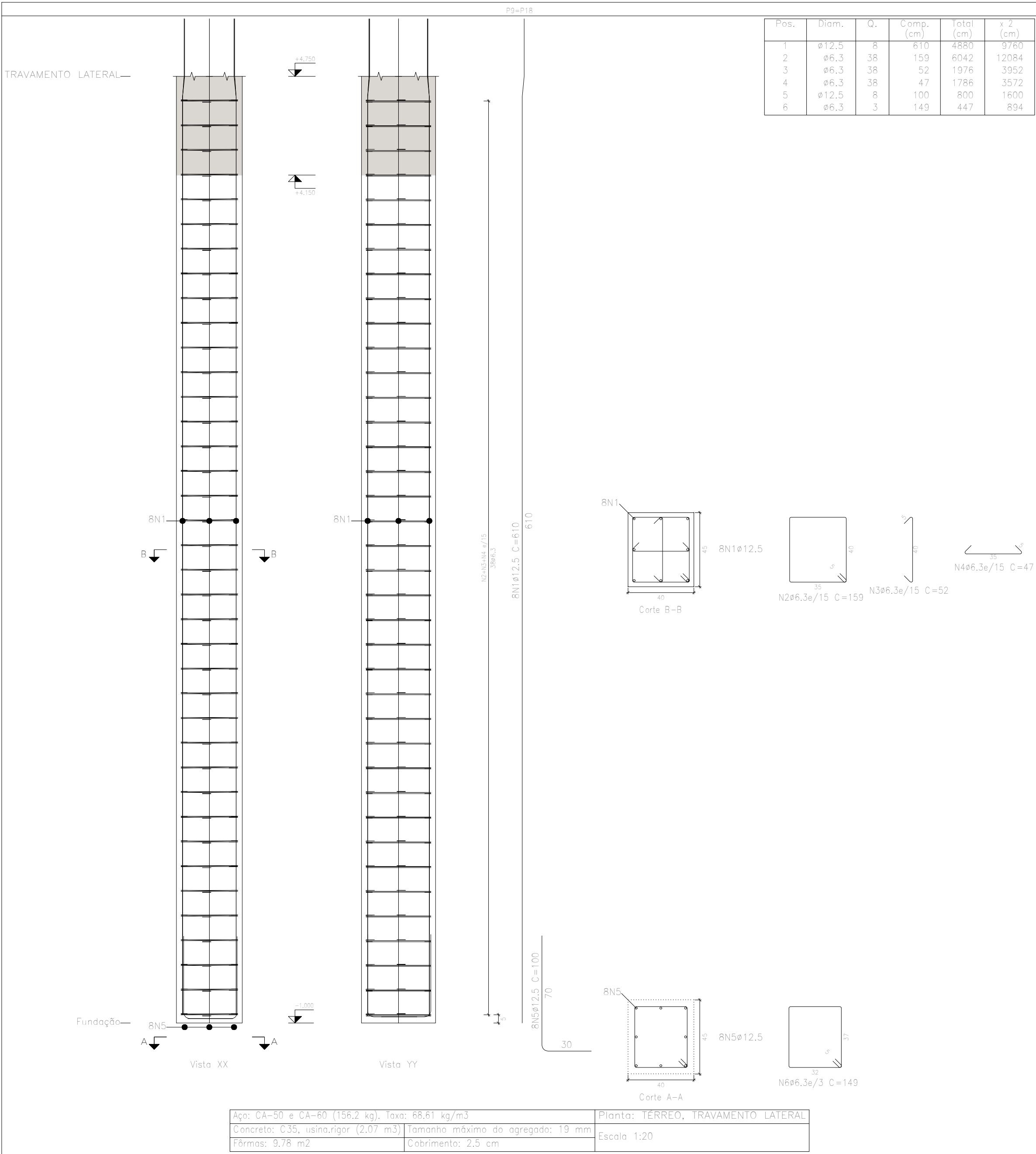
Planta: TERREO
Concreto: C35, usina, rigor
Aço das barras: CA-50 e CA-60
Aço dos estribos: CA-50 e CA-60

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

PROJETO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ - 11405309

CONSTRUÇÃO:

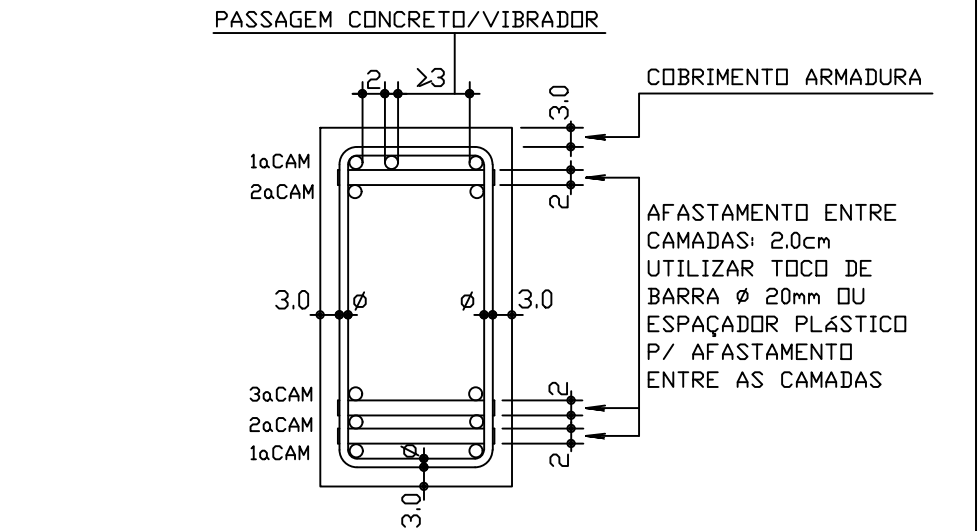
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA CENTRO DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL CURSO DE ENGENHARIA CIVIL				
FOLHA N°:	PROJETO: GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA			
A2/04	LOCAL: JOÃO PESSOA - PB			
	DATA	RESPONSÁVEL	INFORMAÇÕES TÉCNICAS	
ESTUDO:				
DESENHO:				
CÓPIA:				
TÍTULO:	DET. 02 - PILARES ESTRUTURAIS DETALHAMENTO DE CONSOLOS ESTRUTURAIS		RESPONSÁVEL TÉCNICO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ MAT: 11405309	
ESCALA:	1 / 100	PRANCHA:	DATA:	09 / 04 / 2020



Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Esquema (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)
P9=P18	1	ø12,5	8		610	4880	47,0	
	2	ø6,3	38		159	6042	14,8	
	3	ø6,3	38		52	1976	4,8	
	4	ø6,3	38		47	1786	4,4	
	5	ø12,5	8		100	800	7,7	
	6	ø6,3	3		149	447	1,1	
Total+10% (x2):							87,8	
							176,6	
P9=P18	1	ø12,5	6		510	3060	28,5	
	2	ø12,5	2		520	1040	10,0	
	3	ø6,3	32		159	5088	12,5	
	4	ø6,3	32		52	1664	4,1	
	5	ø6,3	32		47	1504	3,7	
	Total+10% (x2):							65,8
							131,6	
							ø6,3: 99,8	0,0
							ø12,5: 207,4	0,0
							Total: 307,2	0,0

DET. TÍPICO COBRIMENTO E POSICIONAMENTO ARM. EM VIGAS

OBRIGATORIO O USO DE ESPACADORES PLÁSTICOS
P/ GARANTIR O COBRIMENTO DAS ARMADURAS.
POSICIONAR OS ESPACADORES NOS ESTRIBOS



- 1) DEVERÁ SER FEITO UM RÍGIDO CONTROLE DE QUALIDADE E TOLERÂNCIA DE MEDIDAS NA OBRA, AFIM DE SEREM MANTIDOS OS COBRIMENTOS DE PROJETO.
- 2) EVITAR CONTAMINAÇÃO DAS ARMADURAS, CUIDANDO PARA NÃO HAVER DEPOSIÇÃO DESTAS DIRETAMENTE SOBRE O SOLO. ARMADURAS QUE ESTIVEREM SUJAS DEVEM SER LAVADAS ANTES DE SUA COLOCAÇÃO NAS FORMAS.
- 3) LIMPAR O FUNDO DAS FORMAS ANTES DA CONCRETAGEM.
- 4) QUANDO AS VIGAS APOIAREM EM PILARES JÁ CONCRETADOS, CUIDAR PARA QUE NÃO SE CONCENTREM SUJEIRAS NO TOPO DOS PILARES. FISCALIZAR O APOIO DAS VIGAS NOS PILARES ANTES DA CONCRETAGEM.
- 5) MOLHAR EM ABUNDÂNCIA AS FORMAS ANTES DA CONCRETAGEM.
- 6) ADENSAR O CONCRETO COM VIBRADOR ELÉTRICO, UTILIZANDO SEMPRE A AGULHA NA VERTICAL. NUNCA VIBRAR AS ARMADURAS.
- 7) CONCRETO: f_{ck} > 35MPa

IMPORTANTE:

- ✱ FIXAR BARRAS NOS BLOCOS E VIGAS COM ADESIVO EPOXI.
- ✱ AS BARRAS PASSANTES NOS PILARES PRÉ-MOLDADOS DEVERÃO SER FIXADAS COM ADESIVO FIS V DA FISCHER OU SIMILAR.
- ✱ APLICAR A FACE DOS BLOCOS E VIGAS PRÉ-MOLDADAS PARA A EXECUÇÃO DAS VIGAS MOLDADAS IN LOCO.

NORMAS TÉCNICAS:

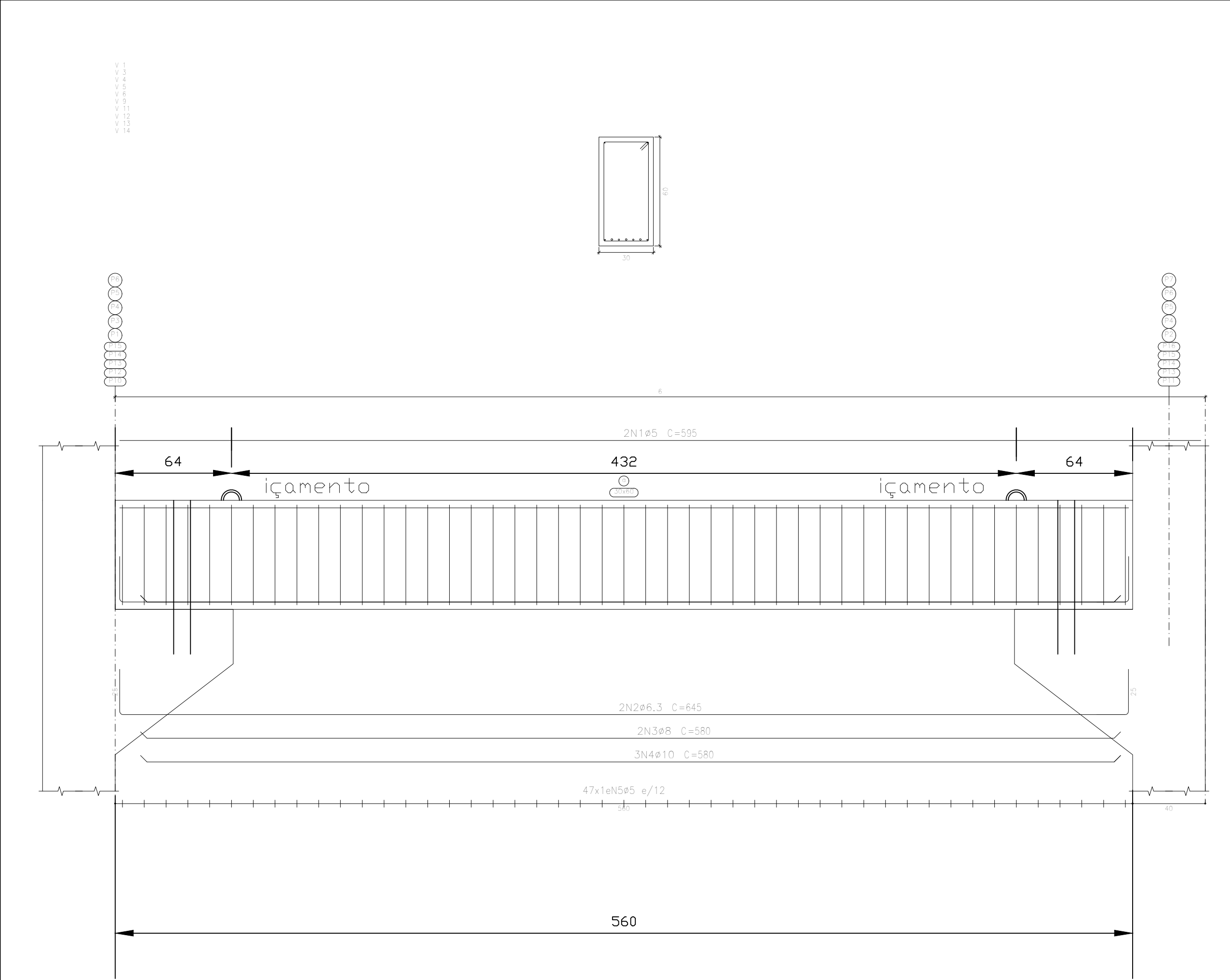
- NBR 5739: CONCRETO – ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS – MÉT. DE ENSAIO
- NBR 6118: PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO
- NBR 6120: CARGAS PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES – PROCEDIMENTO
- NBR 6122: PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES – PROCEDIMENTO
- NBR 6123: FORÇAS DEVIDAS AO VENTO
- NBR 6123: EM EDIFICAÇÕES – PROCEDIMENTO
- NBR 8681: AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS – PROCEDIMENTO
- NBR 9062: PROJETO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO – PROCEDIMENTO
- NBR 14931: EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

PROJETO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ - 11405309

CONSTRUÇÃO:

		UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA	
		CENTRO DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL	
		CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	
FOLHA Nº:	A3/04	PROJETO:	GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA
		LOCAL:	JOÃO PESSOA - PB
ESTUDO:		RESPONSÁVEL	INFORMAÇÕES TÉCNICAS
DESENHO:			
CÓPIA:			
TÍTULO:	DET. 03 - PILARES ESTRUTURAIS	RESPONSÁVEL TÉCNICO:	LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ
		MAT:	11405309
ESCALA:	1 / 100	PRANCHA:	DATA: 09 / 04 / 2020



ANCORAGEM QUÍMICA (Ø 12.7mm)

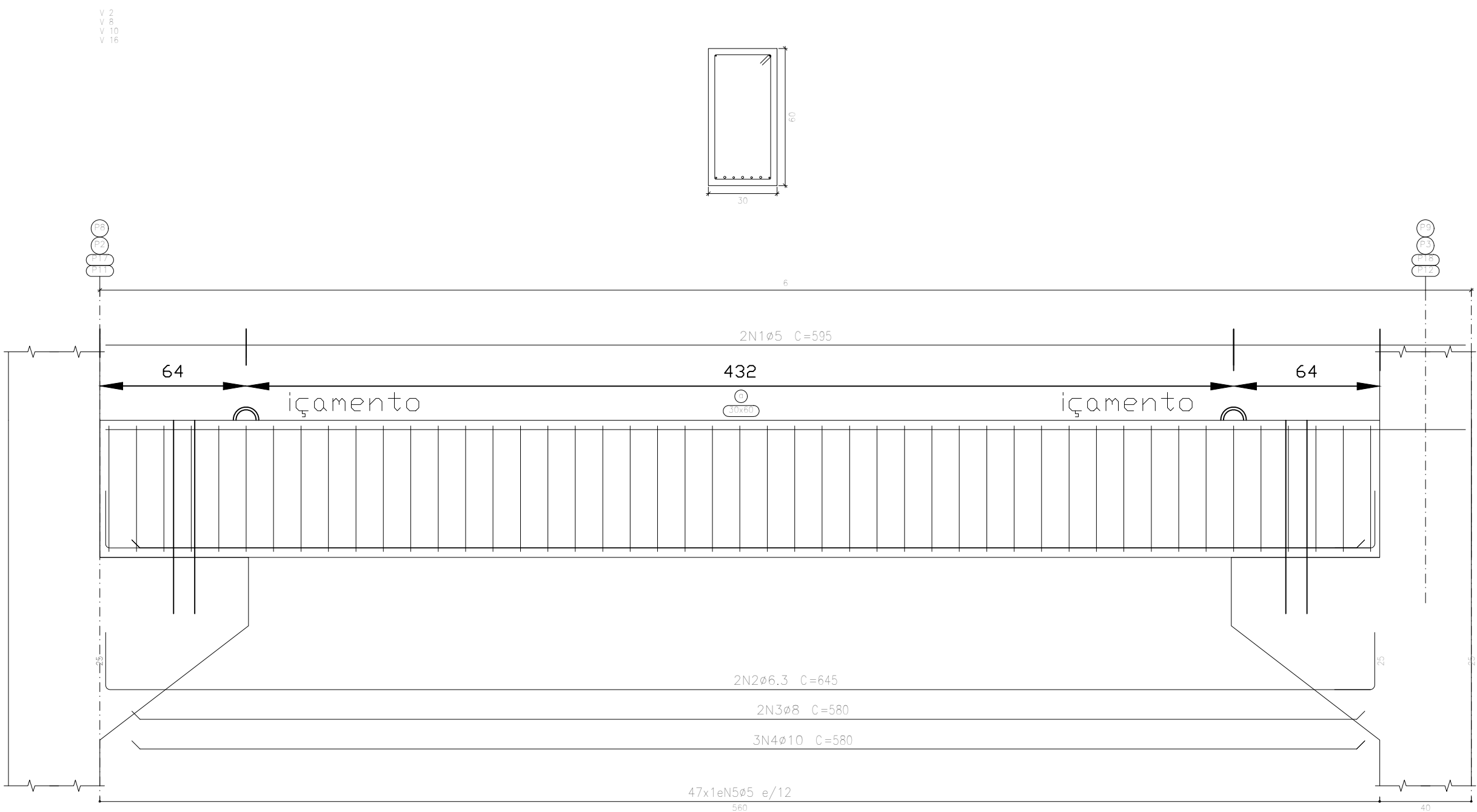
SEM ESCALA
TOTAL DE CHUMBADORES: 2 UNIDADES
TOTAL DE PORCAS: 2 UNIDADES
TOTAL DE AMPOLAS: 2 UNIDADES

PORCA
CHAPA METÁLICA
FURO 14 mm
CHUMBADOR
Ø12.7 x 900 mm
EMBUTIMENTO NA SAPATA

* LIMPAR O FURO ANTES DA COLOCAÇÃO DO CHUMBADOR;
* NÃO TOCAR NA BARRA DURANTE O TEMPO DE CURA TOTAL;
* OBSERVAR O TEMPO DE CURA TOTAL, CONFORME A TEMPERATURA DO MATERIAL DA BASE:
20°C = 20 Minutos
10°C = 30 Minutos
0°C = 1 Hora

ÂMPOLA PLÁSTICA
Bi-componente (HILTI HVU)
ANCORAGEM QUÍMICA HILTI HVU + BARRA Ø12.7mm

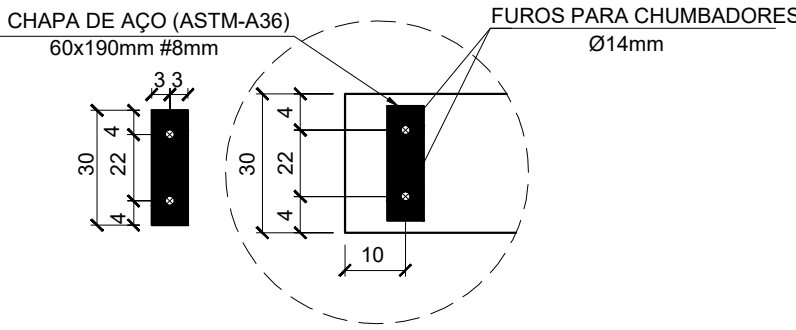
Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Esquema (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)
V 1=V 3=V 4=V 5=V 6 V 9=V 11=V 12=V 13 V 14	1	ø5	2		595	1190	1.9	
	2	ø6.3	2		645	1290	3.2	
	3	ø8	2		580	1160	4.6	
	4	ø10	3		580	1740	10.7	
	5	ø5	47		168	7896		12.4
Total+10% (x10):						20.4	15.7	
						204.0	157.0	
V 2=V 8=V 10=V 16	1	ø5	2		595	1190	1.9	
	2	ø6.3	2		645	1290	3.2	
	3	ø8	2		580	1160	4.6	
	4	ø10	3		580	1740	10.7	
	5	ø5	47		168	7896		12.4
Total+10% (x4):						20.4	15.7	
						81.6	62.8	
V 7=V 15	1	ø5	2		595	1190	1.9	
	2	ø6.3	2		645	1290	3.2	
	3	ø8	2		580	1160	4.6	
	4	ø10	3		580	1740	10.7	
	5	ø5	47		168	7896		12.4
Total+10% (x2):						20.4	15.7	
						40.8	31.4	
						ø5:	0.0	251.2
						ø6.3:	56.0	0.0
						ø8:	81.6	0.0
						ø10:	188.8	0.0
						Total:	326.4	251.2



DETALHE DE LIGAÇÃO

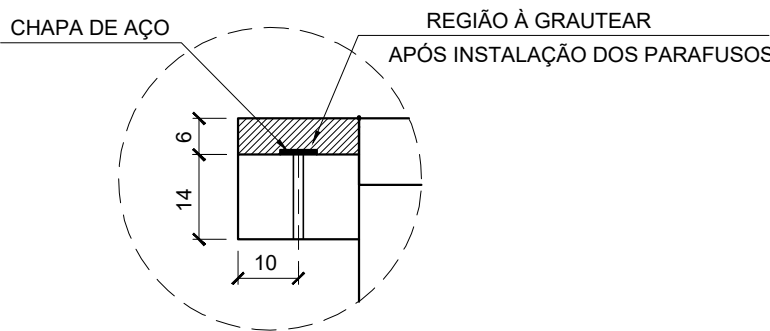
DET.FUROS - VISTA SUPERIOR

ESC. 1:12.5



DET.FUROS - VISTA LATERAL

ESC. 1:12.5



PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

PROJETO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ - 11405309

CONSTRUÇÃO:

		UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA CENTRO DE TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	
FOLHA Nº:	A4/04	PROJETO:	GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA
		LOCAL:	JOÃO PESSOA - PB
ESTUDO:		DATA	RESPONSÁVEL
DESENHO:			INFORMAÇÕES TÉCNICAS
CÓPIA:			
TÍTULO:	DETALHAMENTOS DE VIGAS DE TRAVAMENTO DETALHAMENTO DE ELEMENTOS DE LIGAÇÃO		RESPONSÁVEL TÉCNICO: LUCAS MATHEUS OLIVEIRA DE QUEIROZ MAT: 11405309
ESCALA:	1 / 100	PRANCHA:	DATA: 09 / 04 / 2020

APÊNDICE D – QUANTITATIVOS DO PROJETO COM ESTRUTURA METÁLICA

Quantitativos de Perfis Estruturais – Peso													
Material		Série	Perfil	Elemento Estrutural	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação				Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	A-36 250Mpa	H	W 250 x 73.0	Pilares	171,000			1,585			12,443,580		
			W 150 x 22.5	Viçãs de Travamento	96,000			0,278			2,185,430		
			TOTAL:			267,000		1,864			14,629,010		
		Perfil U	U 203.2 x 5.6	Banzos Horizontais e Inclinados Trelças	405,127			0,878			6,894,780		
			U 76.2 x 4.3, Duplo I união soldada	Vertical Central das Trelças Estruturais	22,500			0,035			274,830		
			TOTAL:			427,627		0,913			7,169,610		
		Cantoneira	L 1 1/2 x 1/8", Duplo U união genérica	Diagonais da Trelça	361,713			0,168			1,317,500		
			L 1/2 x 1/8"	Contraventamentos da Cobertura	401,507			0,028			220,630		
			L 5/8 x 1/8", Duplo T união soldada	Contraventamentos Verticais	184,411			0,033			260,570		
			TOTAL:			947,630		0,229			1,798,700		
Aço dobrado	CF-24	C	C200X75X20X2.00	Terças da Cobertura	719,996		1,642,257	0,542		3,006	4,258,520		23,597,320
						719,996		0,542			4,258,520		
			TOTAL:				719,996		0,542				4,258,520

Perfis de aço: Quantitativos das superfícies a pintar					
Tipo	Série	Perfil	Superfície unitária (m²/m)	Comprimento (m)	Superfície (m²)
Aço laminado	H	W 250 x 73.0	1,5050	171,000	257,321
		W 150 x 22.5	0,9000	96,000	86,438
	Perfil U	U 203.2 x 5.6	0,6250	405,127	253,123
		U 76.2 x 4.3, Duplo I união soldada	0,4220	22,500	9,486
	Cantoneira	L 1 1/2 x 1/8", Duplo U união genérica	0,3050	361,713	110,250
		L 1/2 x 1/8"	0,0510	401,507	20,397
		L 5/8 x 1/8", Duplo T união soldada	0,0950	184,411	17,571
	Subtotal				754,585
Aço dobrado	C	C200X75X20X2.00	1	719,996	545,380
		Subtotal			545,380
Total					1.299,965

APÊNDICE E – QUANTITATIVOS DO PROJETO COM ESTRUTURA EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO

TÉRREO

Elemento	Fôrmas (m ²)	Volum e (m ³)	Barras (kg)
Pilares	138,64	14,66	1391,00
Total	-	14,66	1391,00
Índices (por m²)	-	4,53	429,32
Superfície total: 3.24 m²			

TRAVAMENTO LATERAL

Elemento	Fôrmas (m ²)	Superf ície (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
Vigas	107,52	26,88	17,28	577,00
Consoles curtos	-	-	3,28	314,00
Pilares	0,00	-	-	-
Total	-	26,88	20,56	891,00
Índices (por m²)	-	-	0,68	29,58
Superfície total: 30.12 m²				

COBERTA

Elemento	Fôrmas (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
Pilares	147,48	15,68	1198,00
Total	-	15,68	1198,00
Índices (por m²)	-	4,84	369,75
Superfície total: 3.24 m²			

TOTAL OBRA

Elemento	Fôrmas (m ²)	Superfície (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
Vigas	107,52	26,88	17,28	577,00
Consoles curtos	-	-	3,28	314,00
Pilares	286,12	-	30,34	2589,00
Total	-	26,88	50,90	3480,00
Índices (por m²)	-	-	1,39	95,08
Superfície total: 36.60 m²				

TABELA DE VIGAS DE SUSTENTAÇÃO DA COBERTA E TERÇAS												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Concreto	C35, usina.rigor	Retangular de altura variável	40 cm x 40/130 cm 40 cm x 130/40 cm	99,68			3,89			84.723,75		
				99,68			3,89			84.723,75		
					199,35	199,35		7,78	67,78		169.447,50	169.447,50
Concreto Pré- Moldado			Gen.(14.8kg/m)	624,00	24,00	624,00	3,62	3,62	3,62	9.223,24	9.223,24	9.223,24

						Custo de Mão de Obra:	R\$0,52
						Custo de Equipamentos:	R\$ 0,59
Código	Fonte	Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit(R\$)	Total (R\$)
100716	SINAPI	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²				R\$ 20,7841
36785	SINAPI	GRANALHA DE ACO, ANGULAR (GRIT), PARA JATEAMENTO, PENEIRA 1,41 A 1,19 MM (SAE G16)	SC25 KG	MAT	0,1600	R\$111,57	R\$17,8512
88306	SINAPI	OPERADOR JATO DE AREIA OU JATISTA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O.	0,0539	R\$13,60	R\$0,7330
8831	SINAPI	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O.	0,0535	R\$12,50	R\$0,6688
93408	SINAPI	MÁQUINA JATO DE PRESSAO PORTÁTIL, CAMARA DE 1 SAIDA, CAPACIDADE 280 L, DIAMETRO 670 MM, BICO DE JATO CURTO VENTURI DE 5/16'' , MANGUEIRA DE 1'' COM COMPRESSOR DE AR REBOCÁVEL 189 PCM E MOTOR DIESEL 63 CV - CHP DIURNO. AF 03/2016	CHP	EQP	0,0157	R\$52,68	R\$0,8271
93409	SINAPI	MÁQUINA JATO DE PRESSAO PORTÁTIL, CAMARA DE 1 SAIDA, CAPACIDADE 280 L, DIAMETRO 670 MM, BICO DE JATO CURTO VENTURI DE 5/16'' , MANGUEIRA DE 1'' COM COMPRESSOR DE AR REBOCÁVEL 189 PCM E MOTOR DIESEL 63 CV - CHI DIURNO. AF 03/2016	CHI	EQP	0,0382	R\$18,43	R\$0,7040
						Custo de Materiais:	R\$17,85
						Custo de Mão de Obra:	R\$1,40
						Custo de Equipamentos:	R\$1,53
Código	Fonte	Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço	Total (R\$)

Unit(R\$)							
100719	SINAPI	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m²			R\$ 7,1997	
5318	SINAPI	SOLVENTE DILUENTE A BASE DE AGUARRAS	L	MAT	0,0575	R\$12,7	R\$0,7303
11174	SINAPI	PRIMER UNIVERSAL, FUNDO ANTICORROSIVO TIPO ZARCAO	18L	MAT	0,0106	R\$510,12	R\$5,4073
88310	SINAPI	PINTOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O.	0,0635	R\$16,38	R\$1,0401
96309	SINAPI	COMPRESSOR DE AR, VAZAO DE 10 PCM, RESERVATORIO 100 L, PRESSAO DE TRABALHO ENTRE 6,9 E 9,7 BAR, POTENCIA 2 HP, TENSÃO 110/220 V - CHP DIURNO. AF_05/2017	CHP	EQP	0,0185	R\$1,19	R\$0,0220
			Custo de Materiais:				R\$6,14
			Custo de Mão de Obra:				R\$1,04
			Custo de Equipamentos:				R\$0,02
Código	Fonte	Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit(R\$)	Total (R\$)
100764	SINAPI/ADAPTA DO	VIGA METÁLICA EM PERFIL LAMINADO OU SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020_P	kg			R\$ 7,9046	
4777	SINAPI	CANTONEIRA ACO ABAS IGUAIS (QUALQUER BITOLA), ESPESSURA ENTRE 1/8" E 1/4"	KG	MAT	0,0280	R\$4,57	R\$0,1280
10997	SINAPI	ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIAMETRO IGUAL A 4,00 MM	KG	MAT	0,0015	R\$24,00	R\$0,0360
43082	SINAPI	PERFIL "I" DE ACO LAMINADO, ABAS PARALELAS, "W", QUALQUER BITOLA	KG	MAT	1,0000	R\$5,70	R\$5,7000
88240	SINAPI	AJUDANTE DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPL.	H	M.O.	0,0044	R\$8,42	R\$0,0370

88278	SINAPI	MONTADOR DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O.	0,0140	R\$10,92	R\$0,1529
88317	SINAPI	SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O.	0,0181	R\$16,11	R\$0,2916
93287	SINAPI	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 40 M, CAPACIDADE MÁXIMA 60 T, POTÊNCIA 260 KW - CHP DIURNO. AF_03/2016	CHP	EQP	0,0040	R\$320,32	R\$1,2813
93288	SINAPI	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 40 M, CAPACIDADE MÁXIMA 60 T, POTÊNCIA 260 KW - CHI DIURNO. AF_03/2016	CHI	EQP	0,0037	R\$75,09	R\$0,2778
						Custo de Materiais:	R\$5,86
						Custo de Mão de Obra:	R\$0,48
						Custo de Equipamentos:	R\$1,56

Código	Fonte	Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit(R\$)	Total (R\$)
100775	SINAPI	ESTRUTURA TRELIÇADA DE COBERTURA, TIPO FINK, COM LIGAÇÕES SOLDADAS, INCLUSOS PERFIS METÁLICOS, CHAPAS METÁLICAS, MÃO DE OBRA E TRANSPORTE COM GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020_P	kg				R\$ 5,5450
1333	SINAPI	CHAPA DE ACO GROSSA, ASTM A36, E = 1/2 " (12,70 MM) 99,59 KG/M2	KG	MAT	0,0059	R\$5,40	R\$0,0319
4777	SINAPI	CANTONEIRA ACO ABAS IGUAIS (QUALQUER BITOLA), ESPESSURA ENTRE 1/8" E 1/4"	KG	MAT	0,4736	R\$4,57	R\$2,1644
10966	SINAPI	PERFIL "U" DE ACO LAMINADO, "U" 152 X 15,6	KG	MAT	0,5188	R\$5,20	R\$2,6978
10997	SINAPI	ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIAMETRO IGUAL A 4,00 MM	KG	MAT	0,0018	R\$24,00	R\$0,0432
88240	SINAPI	AJUDANTE DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O.	0,0008	R\$8,42	R\$0,0067
88278	SINAPI	MONTADOR DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O.	0,0237	R\$10,92	R\$0,2588
88317	SINAPI	SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O.	0,0050	R\$16,11	R\$0,0806

93287	SINAPI	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 40 M, CAPACIDADE MÁXIMA 60 T, POTÊNCIA 260 KW - CHP DIURNO. AF_03/2016	CHP	EQP	0,0007	R\$320,32	R\$0,2242
93288	SINAPI	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 40 M, CAPACIDADE MÁXIMA 60 T, POTÊNCIA 260 KW - CHI DIURNO. AF_03/2016	CHI	EQP	0,0005	R\$75,09	R\$0,0375
			Custo de Materiais:				R\$4,94
			Custo de Mão de Obra:				R\$0,35
			Custo de Equipamentos:				R\$0,26
Código	Fonte	Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit(R\$)	Total (R\$)
100770	SINAPI	CONTRAVENTAMENTO COM CANTONEIRAS DE AÇO, ABAS IGUAIS, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE, PARA EDIFÍCIOS DE 3 A 5 PAVIMENTOS - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020	kg				R\$ 12,0367
1330	SINAPI	CHAPA DE ACO GROSSA, ASTM A36, E = 1/4 " (6,35 MM) 49,79 KG/M2	KG	MAT	0,1260	R\$ 5,35	R\$0,6741
4777	SINAPI	CANTONEIRA ACO ABAS IGUAIS (QUALQUER BITOLA), ESPESSURA ENTRE 1/8" E 1/4"	KG	MAT	1,0000	R\$ 4,57	R\$4,5700
10997	SINAPI	ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIAMETRO IGUAL A 4,00 MM	KG	M.O	0,0017	R\$ 24,00	R\$0,0408
88240	SINAPI	AJUDANTE DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	0,0105	R\$ 8,42	R\$0,0884
88278	SINAPI	MONTADOR DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	0,0490	R\$ 10,92	R\$0,5351
88317	SINAPI	SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	0,0443	R\$ 16,11	R\$0,7137
93287	SINAPI	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 40 M, CAPACIDADE MÁXIMA 60 T, POTÊNCIA 260 KW - CHP DIURNO. AF_03/2016	CHP	EQP	0,0132	R\$320,32	R\$4,2282

93288	SINAPI	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 40 M, CAPACIDADE MÁXIMA 60 T, POTÊNCIA 260 KW - CHI DIURNO. AF_03/2016	CHI	EQP	0,0158	R\$75,09	R\$1,1864
			Custo de Materiais:				R\$5,24
			Custo de Mão de Obra:				R\$1,38
			Custo de Equipamentos:				R\$5,41
Código	Fonte	Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit(R\$)	Total (R\$)
40920	SBC / SINAPI	PERFIL "C" ENRIGECIDO 8"x2"x2,78mm (15,61KG/M)	kg				R\$ 12,9070
I006325	SBC	PREFABRICACAO E USINAGEM DE PERFIS DE ACO (kg)	KG	MAT	1,0000	R\$5,82	R\$5,8200
43083	SINAPI	PERFIL "U" ENRIJECIDO DE ACO GALVANIZADO, DOBRADO, 150 X 60 X 20 MM, E = 3,00 MM OU KG 4,93 200 X 75 X 25 MM, E = 3,75 MM	KG	MAT	1,0000	R\$4,93	R\$4,9300
88278	SINAPI	MONTADOR DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	0,0921	R\$10,92	R\$1,0057
88316	SINAPI	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	0,0921	R\$12,50	R\$1,1513
			Custo de Materiais:				R\$10,75
			Custo de Mão de Obra:				R\$2,16
			Custo de Equipamentos:				R\$ -
Código	Fonte	Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit(R\$)	Total (R\$)
15.05.520 (CPOS)	CPOS / SINAPI	PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	m³				R\$ 1.866,4933
370	SINAPI	AREIA MEDIA - POSTO JAZIDA/FORNECEDOR (RETIRADO NA	M³	MAT	0,0324	R\$70,00	R\$2,2680

		JAZIDA, SEM TRANSPORTE)					
1379	SINAPI	CIMENTO PORTLAND COMPOSTO CP II-32	KG	MAT	12,1300	R\$0,44	R\$5,3372
4718	SINAPI	PEDRA BRITADA N. 2 (19 A 38 MM) POSTO PEDREIRA/FORNECEDOR, SEM FRETE	M ³	MAT	0,0520	R\$70,00	R\$3,6400
4720	SINAPI	PEDRA BRITADA N. 0, OU PEDRISCO (4,8 A 9,5 MM) POSTO PEDREIRA/FORNECEDOR, SEM FRETE	M ³	MAT	0,0100	R\$89,38	R\$0,8938
11145	SINAPI	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C35, COM BRITA 0 E 1, SLUMP 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M ³	MAT	1,0300	R\$351,47	R\$362,0141
4491	SINAPI	PONTALETE DE MADEIRA NAO APARELHADA *7,5 X 7,5* CM (3 X 3 ") PINUS, MISTA OU M 5,91 EQUIVALENTE DA REGIAO	M	MAT	2,1600	R\$5,91	R\$12,7656
4460	SINAPI	SARRAFO DE MADEIRA NAO APARELHADA *2,5 X 10 CM, MACARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIAO	M	MAT	2,3500	R\$7,32	R\$17,2020
6188	SINAPI	TABUA DE MADEIRA NAO APARELHADA *2,5 X 30 CM (1 X M2 39,83 12 ") PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO	M ²	MAT	0,5200	R\$39,83	R\$20,7116
1347	SINAPI	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA PLASTIFICADA PARA FORMA DE CONCRETO, DE 2,20 X M2 28,47 1,10 M, E = 12 MM	M ²	MAT	0,4600	R\$28,47	R\$13,0962
43058	SINAPI	ACO CA-50, 10,0 MM, OU 12,5 MM, OU 16,0 MM, OU 20,0 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	MAT	33,0000	R\$4,75	R\$156,7500
B.06.000.021 560	CPOS	TELA SOLDADA, DIVERSAS BITOLAS	KG	MAT	77,0000	R\$5,71	R\$439,6700
1330	SINAPI	CHAPA DE ACO GROSSA, ASTM A36, E = 1/4 " (6,35 MM) 49,79 KG/M2	KG	MAT	8,4000	R\$5,35	R\$44,9400
E.05.000.026 702	CPOS	INSERT MACIÇO COM FURO INFERIOR PARA ANCORAGEM, CARGA DE TRABALHO 3.000 KG; REF. TS24 DA TREJOR OU EQUIVALENTE	UND	MAT	1,0000	R\$14,81	R\$14,8100
E.05.000.026 703	CPOS	IÇADOR, CARGA DE TRABALHO 3.000 KG, REF.TP24 FABRICAÇÃO TREJOR	UND	MAT	0,0025	R\$437,57	R\$1,0939
E.05.000.026 707	CPOS	POSIOCIONADOR, CARGA DE TRABALHO 3.000 KG, REF. TP24 FABRICAÇÃO TREJOR OU EQUIVALENTE	UND	MAT	0,0025	R\$37,70	R\$0,0943

5061	SINAPI	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA 18 X 27 (2 1/2 X 10)	KG	MAT	0,8100	R\$13,00	R\$10,5300
43132	SINAPI	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,60 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	MAT	1,3550	R\$11,64	R\$15,7722
2692	SINAPI	DESMOLDANTE PROTETOR PARA FORMAS DE MADEIRA, DE BASE OLEOSA EMULSIONADA L 5,37 EM AGUA	L	MAT	2,8500	R\$5,37	R\$15,3045
1523	SINAPI	CONCRETO USINADO CONVENCIONAL (NAO BOMBEAVEL) CLASSE DE RESISTENCIA C15, M3 272,77 COM BRITA 1 E 2, SLUMP = 80 MM +/- 10 MM (NBR 8953)	M³	MAT	0,0833	R\$272,77	R\$22,7217
88262	SINAPI	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	1,7400	R\$15,01	R\$26,1174
88245	SINAPI	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	7,9440	R\$15,05	R\$119,5572
88238	SINAPI	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	6,3580	R\$11,47	R\$72,9263
88309	SINAPI	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	6,7600	R\$15,13	R\$102,2788
88316	SINAPI	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	8,1800	R\$12,50	R\$102,2500
89278	SINAPI	BETONEIRA CAPACIDADE NOMINAL DE 600 L, CAPACIDADE DE MISTURA 440 L, MOTOR A DIESEL POTÊNCIA 10 HP, COM CARREGADOR - CHP DIURNO. AF 11/2014	CHP	EQP	0,1200	R\$7,36	R\$0,8832
89279	SINAPI	BETONEIRA CAPACIDADE NOMINAL DE 600 L, CAPACIDADE DE MISTURA 440 L, MOTOR A DIESEL POTÊNCIA 10 HP, COM CARREGADOR - CHP DIURNO. AF 11/2015	CHI	EQP	0,1200	R\$1,18	R\$0,1416
73467	SINAPI	CAMINHÃO TOCO, PBT 14.300 KG, CARGA ÚTIL MÁX. 9.710 KG, DIST. ENTRE EIXOS 3,56 M, POTÊNCIA 185 CV, INCLUSIVE CARROCERIA FIXA ABERTA DE MADEIRA P/ TRANSPORTE GERAL DE CARGA SECA, DIMEN. APROX. 2,50 X 6,50 X 0,50M - CHP DIURNO. AF 06/2014	CHP	EQP	0,4900	R\$93,86	R\$45,9914
91395	SINAPI	CAMINHÃO TOCO, PBT 14.300 KG, CARGA ÚTIL MÁX. 9.710 KG, DIST. ENTRE EIXOS 3,56 M, POTÊNCIA 185 CV, INCLUSIVE CARROCERIA FIXA ABERTA DE MADEIRA P/ TRANSPORTE GERAL DE CARGA SECA, DIMEN. APROX. 2,50 X 6,50 X 0,50M - CHP DIURNO. AF 06/2015	CHI	EQP	0,4900	R\$25,48	R\$12,4852

89272	SINAPI	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 28,80 M, CAPACIDADE MÁXIMA 30 T, POTÊNCIA 97 KW, TRAÇÃO 4 X 4 - CHP DIURNO. AF_11/2014	CHP	EQP	0,4000	R\$104,27	R\$41,7080
89273	SINAPI	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 28,80 M, CAPACIDADE MÁXIMA 30 T, POTÊNCIA 97 KW, TRAÇÃO 4 X 4 - CHP DIURNO. AF_11/2015	CHI	EQP	0,4000	R\$44,09	R\$17,6360
5928	SINAPI	GUINDAUTO HIDRÁULICO, CAPACIDADE MÁXIMA DE CARGA 6200 KG, MOMENTO MÁXIMO DE CARGA 11,7 TM, ALCANCE MÁXIMO HORIZONTAL 9,70 M, INCLUSIVE CAMINHÃO TOCO PBT 16.000 KG, POTÊNCIA DE 189 CV - CHP DIURNO. AF_06/2014	CHP	EQP	0,8000	R\$142,18	R\$113,7440
5930	SINAPI	GUINDAUTO HIDRÁULICO, CAPACIDADE MÁXIMA DE CARGA 6200 KG, MOMENTO MÁXIMO DE CARGA 11,7 TM, ALCANCE MÁXIMO HORIZONTAL 9,70 M, INCLUSIVE CAMINHÃO TOCO PBT 16.000 KG, POTÊNCIA DE 189 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHI	EQP	1,8000	R\$26,45	R\$47,6100
5940	SINAPI	PÁ CARREGADEIRA SOBRE RODAS, POTÊNCIA LÍQUIDA 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG - CHP DIURNO. AF_06/2014	CHP	EQP	0,0012	R\$113,66	R\$0,1364
5942	SINAPI	PÁ CARREGADEIRA SOBRE RODAS, POTÊNCIA LÍQUIDA 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG - CHI DIURNO. AF_06/2014	CHI	EQP	0,0012	R\$37,92	R\$0,0455
91386	SINAPI	CAMINHÃO BASCULANTE 10 M3, TRUCADO CABINE SIMPLES, PESO BRUTO TOTAL 23.000 KG, CARGA ÚTIL MÁXIMA 15.935 KG, DISTÂNCIA ENTRE EIXOS 4,80 M, POTÊNCIA 230 CV INCLUSIVE CAÇAMBA METÁLICA - CHP DIURNO. AF_06/2014	CHP	EQP	0,0190	R\$146,09	R\$2,7757
91387	SINAPI	CAMINHÃO BASCULANTE 10 M3, TRUCADO CABINE SIMPLES, PESO BRUTO TOTAL 23.000 KG, CARGA ÚTIL MÁXIMA 15.935 KG, DISTÂNCIA ENTRE EIXOS 4,80 M, POTÊNCIA 230 CV INCLUSIVE CAÇAMBA METÁLICA - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHI	EQP	0,0190	R\$31,13	R\$0,5915
			Custo de Materiais:				R\$1.159,62

						Custo de Mão de Obra:		R\$423,13
						Custo de Equipamentos:		R\$283,75
Código	Fonte	Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit(R\$)	Total (R\$)	
40132 (SBC)	SBC/SIN API	CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXACAO PECA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	und				R\$ 10,1509	
11964	SINAPI	PARAFUSO DE ACO TIPO CHUMBADOR PARABOLT, DIAMETRO 3/8", COMPRIMENTO 75 MM	UND	MAT	2,1000	R\$1,12	R\$ 2,3520	
88278	SINAPI	MONTADOR DE ESTRUTURA METÁLICA COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	M.O	0,3330	R\$10,92	R\$3,6364	
			Custo de Materiais:				R\$2,35	
			Custo de Mão de Obra:				R\$7,80	
			Custo de Equipamentos:				R\$ -	

APÊNDICE G – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DA ESTRUTURA METÁLICA

Planilha Orçamentária - Estrutura Metálica

Obra:	Estudo de Caso - Galpão Industrial		
Tipo de obra	Galpão Industrial		
Endereço da obra	não aplicado		
BDI	não aplicado	Encargos Sociais	não aplicado
Preços expressos em	R\$ (Real)		

Fonte	Código	Descrição	Un.	Quantidade	Preço unitário	Preço total
01		SUPER ESTRUTURA				
01.1		PILARES				R\$ 102.454,73
SINAPI/ ADAPTADO	100766	PILAR METÁLICO PERFIL LAMINADO OU SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020	kg	12.443,58	R\$ 7,65	95.253,93
SINAPI	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²	257,32	R\$ 20,78	5.348,18

SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m²	257,32	R\$ 7,20	1.852,63
01.2		VIGAS DE TRAVAMENTO				R\$ 19.693,79
SINAPI/ ADAPTADO	100764	VIGA METÁLICA EM PERFIL LAMINADO OU SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020_P	kg	2.185,43	R\$ 7,90	17.274,93
SINAPI	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²	86,44	R\$ 20,78	1.796,54
SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m²	86,44	R\$ 7,20	622,32
01.3		TRELIÇAS DA COBERTURA				R\$ 57.495,28
SINAPI	100775	ESTRUTURA TRELIÇADA DE COBERTURA, TIPO FINK, COM LIGAÇÕES SOLDADAS, INCLUSOS PERFIS METÁLICOS, CHAPAS METÁLICAS, MÃO DE OBRA E TRANSPORTE COM GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020_P	kg	8.487,11	R\$ 5,55	47.061,29
SINAPI	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²	372,86	R\$ 20,78	7.749,54
SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR	m²	372,86	R\$ 7,20	2.684,46

		DEMÃO). AF_01/2020				
01.4		TERÇAS				R\$ 70.226,42
SBC / SINAPI	40920	PERFIL "C" ENRIGECIDO 8"x2"x2,78mm (15,61KG/M)	kg	4.258,52	R\$ 12,91	54.964,64
SINAPI	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²	545,38	R\$ 20,78	11.335,23
SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m²	545,38	R\$ 7,20	3.926,55
01.5		ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO				R\$ 6.854,55
SINAPI	100770	CONTRAVENTAMENTO COM CANTONEIRAS DE AÇO, ABAS IGUAIS, COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE, PARA EDIFÍCIOS DE 3 A 5 PAVIMENTOS - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020	kg	481,20	R\$ 12,04	5.792,06
SINAPI	100716	JATEAMENTO ABRASIVO COM GRANALHA DE AÇO EM PERFIL METÁLICO EM FÁBRICA. AF_01/2020	m²	37,97	R\$ 20,78	789,13
SINAPI	100719	PINTURA COM TINTA ALQUÍDICA DE FUNDO (TIPO ZARCÃO) PULVERIZADA SOBRE PERFIL METÁLICO EXECUTADO EM FÁBRICA (POR DEMÃO). AF_01/2020	m²	37,97	R\$ 7,20	273,36
Valor total da Estrutura						256.724,79

APÊNDICE H – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DA ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Planilha Orçamentária - Estrutura de Concreto Pré-Moldado

Obra:	Estudo de Caso - Galpão Industrial					
Tipo de obra	Galpão Industrial					
Endereço da obra	não aplicado					
BDI	não aplicado			Encargos Sociais	não aplicado	
Preços expressos em	R\$ (Real)					

Fonte	Código	Descrição	Un.	Quantidade	Preço unitário	Preço total
01		SUPER ESTRUTURA				
01.1		PILARES				R\$ 56.812,12
CPOS / SINAPI	15.05.520 (CPOS)	PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	m³	30,34	R\$ 1.866,49	R\$ 56.629,41
SBC/SINAPI	40132 (SBC)	CHUMBADOR CBE 3/8"x80 P/FIXACAO PECA ESTRUTURAL ACO/CONCRETO	und	18,00	R\$ 10,15	R\$ 182,72
01.2		VIGAS DE TRAVAMENTO				R\$ 32.740,24
CPOS / SINAPI	15.05.520 (CPOS)	PLACAS, VIGAS E PILARES EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - FCK= 35 MPA (M³) (INCLUINDO TRANSPORTE E IÇAMENTO)	m³	17,28	R\$ 1.866,49	R\$ 32.253,00

ANEXO A – RELATÓRIOS DE DIMENSIONAMENTO E LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS PARA ESTRUTURAS METÁLICAS GERADOS PELO SOFTWARE CYPE3D

	Relatório de Cálculo ESTRUTURA METÁLICA PADRÃO PARA GALPÃO INDUSTRIAL
---	---

1.- DADOS DE OBRA

1.1.- Normas consideradas

Aço dobrado: ABNT NBR 14762: 2010

Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008

Categoria de uso: Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens

1.2.- Estados limites

E.L.U. Aço dobrado	NBR 14762: 2010
E.L.U. Aço laminado	NBR 8800: 2008
Deslocamentos	Ações características

1.2.1.- Situações de projeto

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- **Com coeficientes de combinação**

- **Sem coeficientes de combinação**

- Onde:

G_k Ação permanente

P_k Ação de pré-esforço

Q_k Ação variável

g_G Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

g_P Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-esforço

$g_{Q,1}$

Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

$g_{Q,i}$ Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

$y_{p,1}$ Coeficiente de combinação da ação variável principal

$y_{a,i}$ Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

E.L.U. Aço dobrado: ABNT NBR 14762: 2010

Normal				
	Coeficientes parciais de segurança (g)		Coeficientes de combinação (y)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (y_p)	Acompanhamento (y_a)
Permanente (G)	1.000	1.250	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.800
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600

E.L.U. Aço laminado: ABNT NBR 8800:2008

Normal				
	Coeficientes parciais de segurança (g)		Coeficientes de combinação (y)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (y_p)	Acompanhamento (y_a)
Permanente (G)	1.000	1.500	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.800
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600

Deslocamentos

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (g)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Vento (Q)	0.000	1.000

2.- ESTRUTURA

2.1.- Geometria

2.1.2.- Barras

2.1.2.1.- Materiais utilizados

Materiais utilizados							
Material		E (MPa)	n	G (MPa)	f _y (MPa)	a. _t (m/m°C)	g (kN/m ³)
Tipo	Designação						
Aço laminado	A-36 250Mpa	200000.00	0.300	77000.00	250.00	0.000012	77.01
Aço dobrado	CF-24	200000.00	0.300	76923.08	240.00	0.000012	77.01

Notação:
E: Módulo de elasticidade
n: Módulo de poisson
G: Módulo de corte
f_y: Limite elástico
a._t: Coeficiente de dilatação
g: Peso específico

Características mecânicas									
Material		Re f.	Descrição	A (cm ²)	Av _y (cm ²)	Av _z (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{zz} (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
Tipo	Designação								
Aço laminado	A-36 250Mpa	1	W 250 x 73.0, (H)	92.70	54.10	17.38	11257.00	3880.00	56.94
		2	U 203.2 x 5.6, (Perfil U)	21.68	8.18	9.28	1344.30	54.10	4.36
		3	U 76.2 x 4.3, Duplo I união soldada, (Perfil U) Cordão descontínuo	15.56	7.41	4.83	137.80	40.16	1.90
		4	L 1.1/2 x 1/8", Duplo U união genérica, (Cantoneira) Distância entre os perfis: 100.0 / 100.0 mm Ligação à distância máxima	4.64	2.21	2.21	6.66	284.66	0.16
		5	L 1/2 x 1/8", (Cantoneira)	0.70	0.30	0.30	0.10	0.10	0.02
		6	L 5/8 x 1/8", Duplo T união soldada, (Cantoneira) Cordão descontínuo	1.80	0.81	0.81	0.40	0.87	0.06
		7	W 150 x 22.5, (H)	29.00	15.05	7.25	1229.00	387.00	4.75
Aço dobrado	CF-24	8	C200X75X20X2.00, (C)	7.53	2.43	3.93	466.22	56.30	0.10

Notação:
Ref.: Referência
A: Área da seção transversal
Av_y: Área de esforço cortante da seção segundo o eixo local 'Y'
Av_z: Área de esforço cortante da seção segundo o eixo local 'Z'
I_{yy}: Inércia da seção em torno do eixo local 'Y'
I_{zz}: Inércia da seção em torno do eixo local 'Z'
I_t: Inércia à torção
 As características mecânicas das peças correspondem à seção no ponto médio das mesmas.

2.1.2.5.- Tabela resumo

Tabela resumo													
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso			
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)	
Aço laminado	A-36 250Mpa	I	W 250 x 73.0	171.000	267.000	1642.257	1.585	1.864	3.006	12443.58	14629.01	23597.32	
			W 150 x 22.5	96.000			0.278			2185.43			
		Perfil U	U 203.2 x 5.6	405.127			0.878			6894.78			
			U 76.2 x 4.3, Duplo I união soldada	22.500			0.035			274.83			
		Cantoneira	L 1.1/2 x 1/8", Duplo U união genérica	427.627			0.913			7169.61			
				L 1/2 x 1/8"			361.713			0.168			1317.50
				L 5/8 x 1/8", Duplo T união soldada			401.507			0.028			220.63
							184.411			0.033			260.57
				947.630			0.229			1798.70			
Aço dobrado	CF-24	C	C200X75X20X2.00	719.996	719.996	719.996	0.542	0.542	0.542	4258.52	4258.52	4258.52	

Perfis de aço: Quantitativos das superfícies a pintar						
Tipo	Série	Perfil	Superfície unitária (m²/m)	Comprimento (m)	Superfície (m²)	
Aço laminado	H	W 250 x 73.0	1.505	171.000	257.321	
		W 150 x 22.5	0.900	96.000	86.438	
	Perfil U	U 203.2 x 5.6	0.625	405.127	253.123	
		U 76.2 x 4.3, Duplo I união soldada	0.422	22.500	9.486	
	Cantoneira	L 1.1/2 x 1/8", Duplo U união genérica	0.305	361.713	110.250	
		L 1/2 x 1/8"	0.051	401.507	20.397	
		L 5/8 x 1/8", Duplo T união soldada	0.095	184.411	17.571	
	Subtotal					754.585
	Aço dobrado	C	C200X75X20X2.00	0.757	719.996	545.380
Subtotal					545.380	
Total					1299.965	



Relatórios – Ligações

ESTRUTURA METÁLICA PADRÃO PARA GALPÃO INDUSTRIAL

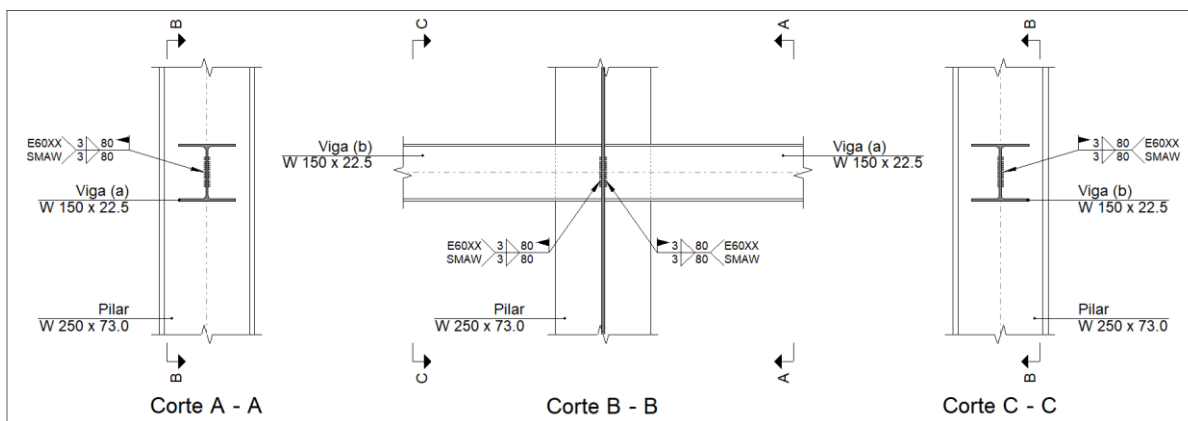
1.- ESTRUTURA

1.1.- Ligações

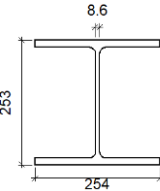
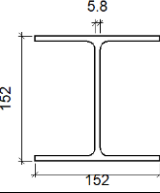
1.1.1.- Memória de cálculo

1.1.1.1.- Tipo 1

a) Detalhe



b) Descrição dos componentes da ligação

Perfis								
Peça	Descrição	Geometria					Aço	
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	f _y (MPa)
Pilar	W 250 x 73.0		253	254	14.2	8.6	A-36 250Mpa	250.0
Viga	W 150 x 22.5		152	152	6.6	5.8	A-36 250Mpa	250.0

c) Verificação

1) Pilar W 250 x 73.0

Verificações de resistência						
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)	
Viga (a) W 150 x 22.5	Alma	Punção	kN	20.45	201.24	10.16
		Flexão por força perpendicular	kN	2.80	89.82	3.12
Viga (b) W 150 x 22.5	Alma	Punção	kN	18.45	201.24	9.17
		Flexão por força perpendicular	kN	0.83	89.82	0.93

2) Viga (a) W 150 x 22.5

Verificações de resistência					
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Tensão de Von Mises	N/mm ²	44.24	227.27	19.46

Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				$l_{w,min}$ (mm)	l_w (mm)	$d_{w,min}$ (mm)	$d_{w,max}$ (mm)	d_w (mm)
Solda da alma	De ângulo	SMAW	6	40	80	3	6	3
<i>P.S.: Procedimento de soldagem.</i> <i>t: Menor espessura do metal-base.</i> <i>l_w: Comprimento total da solda.</i> <i>d_w: Perna da solda.</i>								

Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l _w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f _w (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	S _d (N/mm ²)	R _d (N/mm ²)	Aprov. (%)	S _d (N/mm ²)	R _d (N/mm ²)	Aprov. (%)	γ _{a1}	γ _{w1}	γ _{w2}
Solda da alma	3	6	80	E60XX (415.0)	250.0	60.4	184.4	32.72	42.7	136.4	31.30	1.10	1.25	1.35
S _d : Solicitação de cálculo R _d : Resistente de cálculo - Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.														

3) Viga (b) W 150 x 22.5

Verificações de resistência					
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Tensão de Von Mises	N/mm ²	39.98	227.27	17.59

Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				$l_{w,min}$ (mm)	l_w (mm)	$d_{w,min}$ (mm)	$d_{w,max}$ (mm)	d_w (mm)
Solda da alma	De ângulo	SMAW	6	40	80	3	6	3

P.S.: Procedimento de soldagem.
t: Menor espessura do metal-base.
 l_w : Comprimento total da solda.
 d_w : Perna da solda.

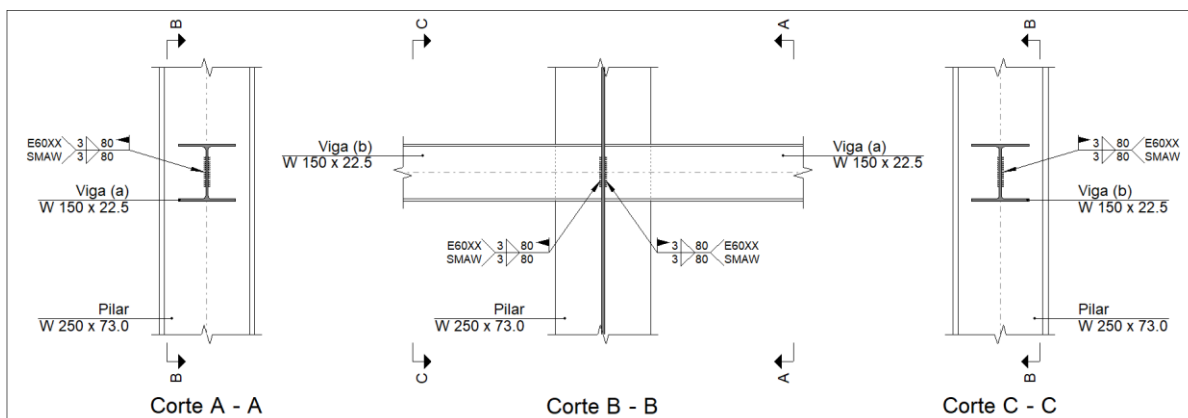
Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l _w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f _w (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	S _d (N/mm ²)	R _d (N/mm ²)	Aprov. (%)	S _d (N/mm ²)	R _d (N/mm ²)	Aprov. (%)	γ _{a1}	γ _{w1}	γ _{w2}
Solda da alma	3	6	80	E60XX (415.0)	250.0	54.5	184.4	29.55	38.5	136.4	28.26	1.10	1.25	1.35
S _d : Solicitação de cálculo R _d : Resistente de cálculo - Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.														

d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E60XX	No local de montagem	De filete	3	320

1.1.1.2.- Tipo 2

a) Detalhe



b) Descrição dos componentes da ligação

Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l _w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f _w (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	Sd (N/mm ²)	Rd (N/mm ²)	Aprov. (%)	Sd (N/mm ²)	Rd (N/mm ²)	Aprov. (%)	γ _{a1}	γ _{w1}	γ _{w2}
Solda da alma	3	6	80	E60XX (415.0)	250.0	54.5	184.4	29.55	38.5	136.4	28.26	1.10	1.25	1.35
Sd: Solicitação de cálculo Rd: Resistente de cálculo - Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.														

3) Viga (b) W 150 x 22.5

Verificações de resistência					
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Tensão de Von Mises	N/mm ²	35.81	227.27	15.76

Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				l _{w,min} (mm)	l _w (mm)	d _{w,min} (mm)	d _{w,max} (mm)	d _w (mm)
Solda da alma	De ângulo	SMAW	6	40	80	3	6	3
<i>P.S.: Procedimento de soldagem.</i> <i>t: Menor espessura do metal-base.</i> <i>l_w: Comprimento total da solda.</i> <i>d_w: Perna da solda.</i>								

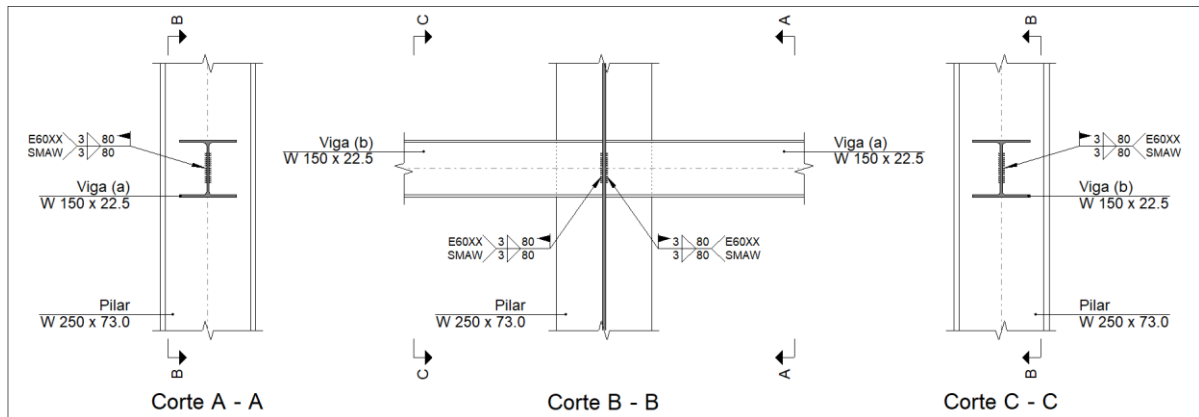
Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l _w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f _w (N/mm²)	f _y (N/mm²)	Sd (N/mm²)	Rd (N/mm²)	Aprov. (%)	Sd (N/mm²)	Rd (N/mm²)	Aprov. (%)	γ _{a1}	γ _{w1}	γ _{w2}
Solda da alma	3	6	80	E60XX (415.0)	250.0	48.8	184.4	26.45	34.5	136.4	25.29	1.10	1.25	1.35
Sd: Solicitação de cálculo Rd: Resistente de cálculo - Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.														

d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E60XX	No local de montagem	De filete	3	320

1.1.1.3.- Tipo 3

a) Detalhe



b) Descrição dos componentes da ligação

Perfis									
Peça	Descrição	Geometria					Aço		
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	W 250 x 73.0		253	254	14.2	8.6	A-36 250Mpa	250.0	400.0
Viga	W 150 x 22.5		152	152	6.6	5.8	A-36 250Mpa	250.0	400.0

c) Verificação

1) Pilar W 250 x 73.0

Verificações de resistência						
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)	
Viga (a) W 150 x 22.5	Alma	Punção	kN	17.50	201.24	8.70
	Alma	Flexão por força perpendicular	kN	1.63	89.82	1.81
Viga (b) W 150 x 22.5	Alma	Punção	kN	18.76	201.24	9.32
	Alma	Flexão por força perpendicular	kN	2.97	89.82	3.31

2) Viga (a) W 150 x 22.5

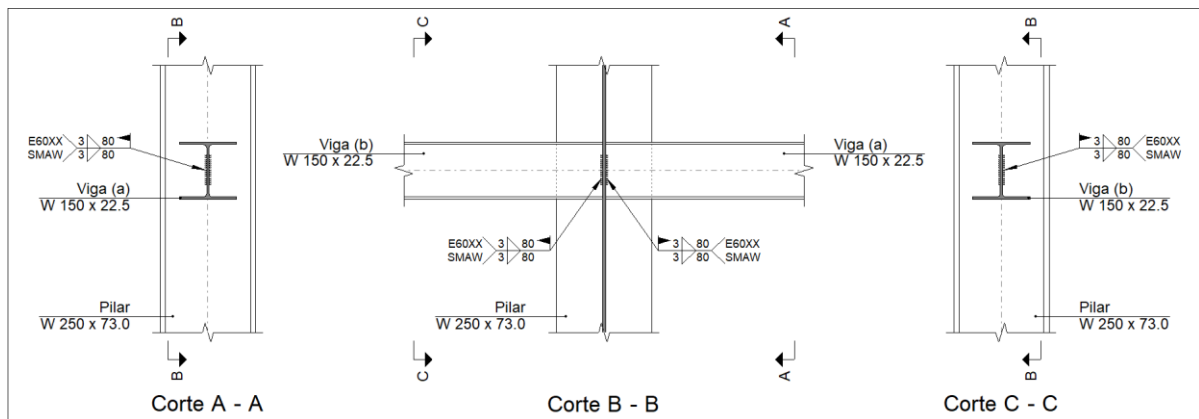
Verificações de resistência						
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)	

d) Quantit.

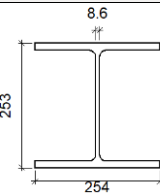
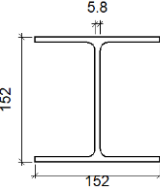
Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E60XX	No local de montagem	De filete	3	320

1.1.1.4.- Tipo 4

a) Detalhe



b) Descrição dos componentes da ligação

Perfis									
Peça	Descrição	Geometria					Aço		
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	W 250 x 73.0		253	254	14.2	8.6	A-36 250Mpa	250.0	400.0
Viga	W 150 x 22.5		152	152	6.6	5.8	A-36 250Mpa	250.0	400.0

c) Verificação

1) Pilar W 250 x 73.0

Verificações de resistência						
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)	
Viga (a) W 150 x 22.5	Alma	Punção	kN	22.41	201.24	11.14
		Flexão por força perpendicular	kN	2.39	89.82	2.66
Viga (b) W 150 x 22.5	Alma	Punção	kN	20.38	201.24	10.13
		Flexão por força perpendicular	kN	0.37	89.82	0.41

2) Viga (a) W 150 x 22.5

Verificações de resistência					
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Tensão de Von Mises	N/mm ²	48.45	227.27	21.32

Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				l _{w,min} (mm)	l _w (mm)	d _{w,min} (mm)	d _{w,max} (mm)	d _w (mm)
Solda da alma	De ângulo	SMAW	6	40	80	3	6	3
<i>P.S.: Procedimento de soldagem.</i> <i>t: Menor espessura do metal-base.</i> <i>l_w: Comprimento total da solda.</i> <i>d_w: Perna da solda.</i>								

Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l _w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)		Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação			
				f _w (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	Sd (N/mm ²)	Rd (N/mm ²)	Aprov. (%)	Sd (N/mm ²)	Rd (N/mm ²)	Aprov. (%)	γ _{a1}	γ _{w1}	γ _{w2}
Solda da alma	3	6	80	E60XX (415.0)	250.0	66.1	184.4	35.84	46.7	136.4	34.27	1.10	1.25	1.35
Sd: Solicitação de cálculo Rd: Resistente de cálculo - Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.														

3) Viga (b) W 150 x 22.5

Verificações de resistência					
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Tensão de Von Mises	N/mm ²	44.08	227.27	19.39

Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				$l_{w,min}$ (mm)	l_w (mm)	$d_{w,min}$ (mm)	$d_{w,max}$ (mm)	d_w (mm)
Solda da alma	De ângulo	SMAW	6	40	80	3	6	3
<i>P.S.: Procedimento de soldagem.</i> <i>t: Menor espessura do metal-base.</i> <i>l_w: Comprimento total da solda.</i> <i>d_w: Perna da solda.</i>								

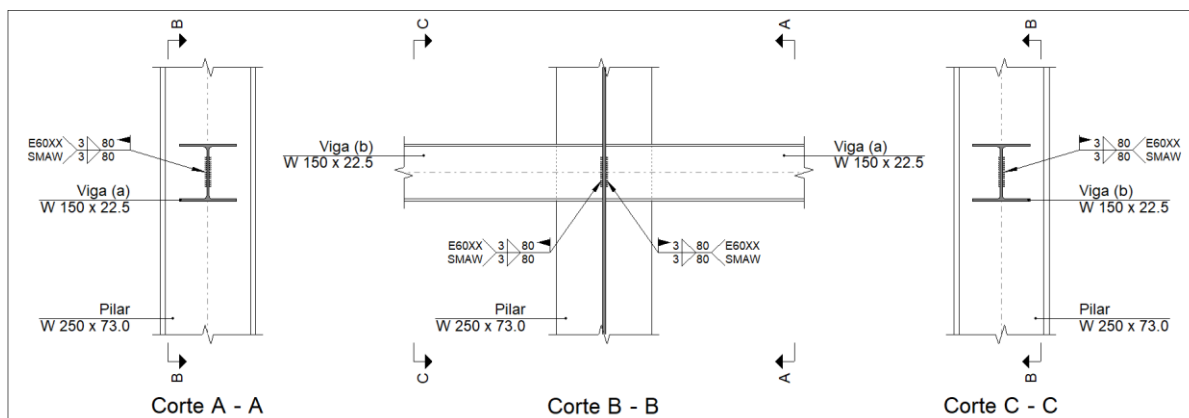
Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l_w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f_w (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	S_d (N/mm ²)	R_d (N/mm ²)	Aprov. (%)	S_d (N/mm ²)	R_d (N/mm ²)	Aprov. (%)	γ_{a1}	γ_{w1}	γ_{w2}
Solda da alma	3	6	80	E60XX (415.0)	250.0	60.1	184.4	32.59	42.5	136.4	31.17	1.10	1.25	1.35
<i>S_d: Solicitação de cálculo</i> <i>R_d: Resistente de cálculo</i> <i>- Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.</i>														

d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E60XX	No local de montagem	De filete	3	320

1.1.1.5.- Tipo 5

a) Detalhe



b) Descrição dos componentes da ligação

Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l _w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f _w (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	Sd (N/mm ²)	Rd (N/mm ²)	Aprov. (%)	Sd (N/mm ²)	Rd (N/mm ²)	Aprov. (%)	γ _{a1}	γ _{w1}	γ _{w2}
Solda da alma	3	6	80	E60XX (415.0)	250.0	46.8	184.4	25.37	33.1	136.4	24.27	1.10	1.25	1.35
Sd: Solicitação de cálculo Rd: Resistente de cálculo - Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.														

3) Viga (b) W 150 x 22.5

Verificações de resistência					
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Tensão de Von Mises	N/mm ²	35.76	227.27	15.73

Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				l _{w,min} (mm)	l _w (mm)	d _{w,min} (mm)	d _{w,max} (mm)	d _w (mm)
Solda da alma	De ângulo	SMAW	6	40	80	3	6	3
<i>P.S.: Procedimento de soldagem.</i> <i>t: Menor espessura do metal-base.</i> <i>l_w: Comprimento total da solda.</i> <i>d_w: Perna da solda.</i>								

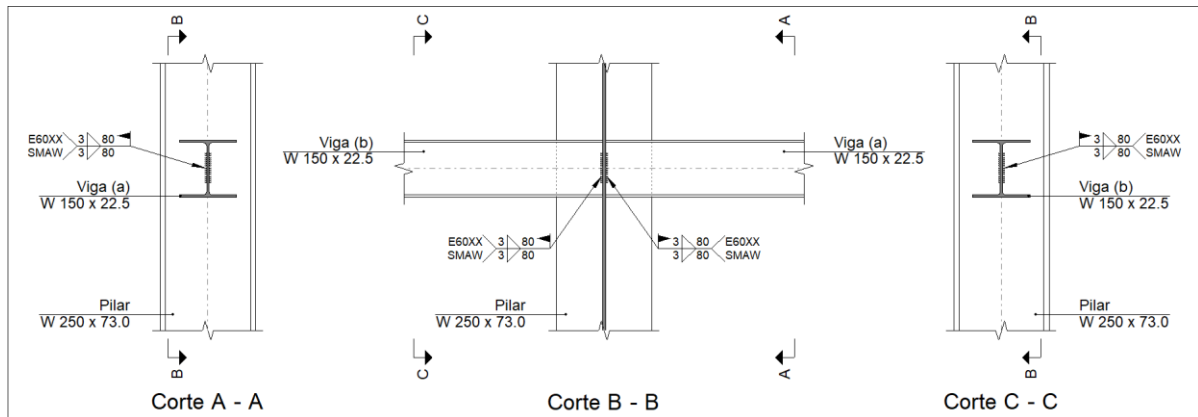
Verificação de cordões de soldadura														
Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l _w (mm)	Eléctrode	Metal - base	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
				f _w (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	Sd (N/mm ²)	Rd (N/mm ²)	Aprov. (%)	Sd (N/mm ²)	Rd (N/mm ²)	Aprov. (%)	γ _{a1}	γ _{w1}	γ _{w2}
Solda da alma	3	6	80	E60XX (415.0)	250.0	48.7	184.4	26.41	34.4	136.4	25.26	1.10	1.25	1.35
Sd: Solicitação de cálculo Rd: Resistente de cálculo - Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.														

d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E60XX	No local de montagem	De filete	3	320

1.1.1.6.- Tipo 6

a) Detalhe



b) Descrição dos componentes da ligação

Perfis									
Peça	Descrição	Geometria					Aço		
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	W 250 x 73.0		253	254	14.2	8.6	A-36 250Mpa	250.0	400.0
Viga	W 150 x 22.5		152	152	6.6	5.8	A-36 250Mpa	250.0	400.0

c) Verificação

1) Pilar W 250 x 73.0

Verificações de resistência						
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)	
Viga (a) W 150 x 22.5	Alma	Punção	kN	20.38	201.24	10.13
	Alma	Flexão por força perpendicular	kN	2.30	89.82	2.56
Viga (b) W 150 x 22.5	Alma	Punção	kN	18.50	201.24	9.19
	Alma	Flexão por força perpendicular	kN	0.42	89.82	0.47

2) Viga (a) W 150 x 22.5

Verificações de resistência						
Componente	Verificação	Unidades	Desfavorável	Resistente	Aprov. (%)	

d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E60XX	No local de montagem	De filete	3	320



Relatórios – Verificações E.L.U.

ESTRUTURA METÁLICA PADRÃO PARA GALPÃO INDUSTRIAL

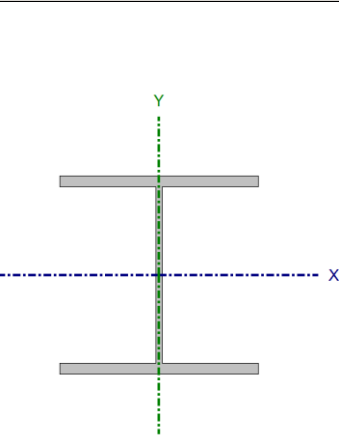
Data: 10/04/20

1.- ESTRUTURA

1.1.- Resultados – Pontos mais desfavoráveis

1.1.1. PILAR

Barra N13/N302

Perfil: W 250 x 73.0							
Material: Aço (A-36 250Mpa)							
	Nós		Comprimento (m)	Características mecânicas			
	Inicial	Final		Área (cm²)	I _x ⁽¹⁾ (cm⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm⁴)
	N13	N302	4.750	92.70	11257.00	3880.00	56.94
	Notas:						
	⁽¹⁾ Inércia em relação ao eixo indicado						
	⁽²⁾ Momento de inércia à torção uniforme						
		Flambagem		Flambagem lateral			
		Plano ZX	Plano ZY	Aba sup.	Aba inf.		
	β	1.00	1.00	0.00	0.00		
	L _K	4.750	4.750	0.000	0.000		
C _b	-		1.000				
Notação:							
β: Coeficiente de flambagem							
L _K : Comprimento de flambagem (m)							
C _b : Fator de modificação para o momento crítico							

Barra	VERIFICAÇÕES (ABNT NBR 8800:2008)											Estado
	λ	N_t	N_c	M_x	M_y	V_x	V_y	NM_xM_y	T	NMVT	$\sigma \tau f$	
N13/N30 2	$\lambda \leq 200.0$ Passa	$x: 4.75$ m $\eta = 0.3$	$x: 0\ m$ $\eta = 4.1$	$x: 0\ m$ $\eta = 35.8$	$x: 0\ m$ $\eta = 14.2$	$\eta = 0.3$	$x: 0\ m$ $\eta = 4.8$	$x: 0\ m$ $\eta = 47.2$	$\eta < 0.1$	N.A. ⁽¹⁾	$x: 0\ m$ $\eta = 77.0$	PASSA $\eta = 77.0$
Notação: λ : Limitação do índice de esbeltez N_t : Resistência à tração N_c : Resistência à compressão M_x : Resistência à flexão eixo X M_y : Resistência à flexão eixo Y V_x : Resistência ao esforço cortante X V_y : Resistência ao esforço cortante Y NM_xM_y : Resistência ao esforço axial e flexão combinados T: Resistência à torção NMVT: Resistência ao momento de torção, força axial, momento fletor e cortante $\sigma \tau f$: Resistência a interações de esforços e momento de torção x: Distância à origem da barra η : Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável												
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ Este caso não está contemplado pela norma e, portanto, não é possível realizar a verificação.												

Limitação do índice de esbeltez (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.4)

O índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como o maior relação entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, não deve ser superior a 200.

λ : **73.4** ✓

Onde:

λ : Índice de esbeltez.

$$\lambda_x : 43.1$$

$$\lambda_y : 73.4$$

Sendo:

$K_x \cdot L_x$: Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo X.

$$K_x \cdot L_x : 4.750 \text{ m}$$

$K_y \cdot L_y$: Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo Y.

$$K_y \cdot L_y : 4.750 \text{ m}$$

r_x, r_y : Raios de giração em relação aos eixos principais X, Y, respectivamente.

$$r_x : 11.02 \text{ cm}$$

$$r_y : 6.47 \text{ cm}$$

Resistência à tração (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : 0.003 \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se no nó N302, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V0°+1.4·V90°.

$N_{t,Sd}$: Força axial de tração solicitante de cálculo, desfavorável.

$$N_{t,Sd} : 6.94 \text{ kN}$$

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, deve ser determinada pela expressão:

$$N_{t,Rd} : 2106.82 \text{ kN}$$

Onde:

A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

$$A_g : 92.70 \text{ cm}^2$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : 250.00 \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : 1.10$$

Resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : 0.041 \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se no nó N13, para a combinação de ações 1.5·PP+1.5·CPTelhas+1.5·CPInstalações+1.5·SCU1.

$N_{c,Sd}$: Força axial de compressão solicitante de cálculo, desfavorável.

$$N_{c,Sd} : \underline{65.06} \text{ kN}$$

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, deve ser determinada pela expressão:

$$N_{c,Rd} : \underline{1583.16} \text{ kN}$$

Onde:

χ : Fator de redução total associado à resistência à compressão.

$$\chi : \underline{0.751}$$

Q: Fator de redução total associado à flambagem local.

$$Q : \underline{1.000}$$

A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

$$A_g : \underline{92.70} \text{ cm}^2$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

Fator de redução χ : (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.3)

$$\chi : \underline{0.751}$$

Onde:

λ_0 : Índice de esbeltez reduzido.

$$\lambda_0 : \underline{0.826}$$

Sendo:

Q: Fator de redução total associado à flambagem local.

$$Q : \underline{1.000}$$

A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

$$A_g : \underline{92.70} \text{ cm}^2$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

N_e : Força axial de flambagem elástica.

$$N_e : \underline{3394.49} \text{ kN}$$

Força axial de flambagem elástica: (ABNT NBR 8800:2008, Anexo E)

A força axial de flambagem elástica, N_e , de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto, é dada pelo menor valor entre os obtidos por (a), (b) e (c):

$$N_e : \underline{3394.49} \text{ kN}$$

(a) Para flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia X da seção transversal:

$$N_{ex} : \underline{9848.39} \text{ kN}$$

Onde:

$K_x \cdot L_x$: Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo X.

$$K_x \cdot L_x : \underline{4.750} \text{ m}$$

I_x : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo X.

$$I_x : \underline{11257.00} \text{ cm}^4$$

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

(b) Para flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y da seção transversal:

$$N_{ey} : \underline{3394.49} \text{ kN}$$

Onde:

$K_y \cdot L_y$: Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo Y.

I_y : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo Y.

E : Módulo de elasticidade do aço.

$$K_y \cdot L_y : \underline{4.750} \text{ m}$$

$$I_y : \underline{3880.00} \text{ cm}^4$$

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

(c) Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z:

$$N_{ez} : \underline{\infty}$$

Onde:

$K_z \cdot L_z$: Comprimento de flambagem por torção.

E : Módulo de elasticidade do aço.

C_w : Constante de empenamento da seção transversal.

G : Módulo de elasticidade transversal do aço.

J : Constante de torção da seção transversal.

r_0 : Raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento.

$$K_z \cdot L_z : \underline{0.000} \text{ m}$$

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

$$C_w : \underline{552900.00} \text{ cm}^6$$

$$G : \underline{77000} \text{ MPa}$$

$$J : \underline{56.94} \text{ cm}^4$$

$$r_0 : \underline{12.78} \text{ cm}$$

Onde:

r_x, r_y : Raios de giração em relação aos eixos principais X, Y, respectivamente.

X_0, Y_0 : Coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos principais X, Y, respectivamente.

$$r_x : \underline{11.02} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{6.47} \text{ cm}$$

$$X_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$Y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Flambagem local de barras axialmente comprimidas: (ABNT NBR 8800:2008, Anexo F)

Não se aplica nenhuma redução, já que todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (b/t) que não superam os valores limite dados na Tabela F.1.

Mesa: Elemento do Grupo 4 da Tabela F.1.

$$8.94 \leq 15.84$$

Sendo:

(b/t) : Relação entre largura e espessura.

Onde:

b : Largura.

t : Espessura.

$(b/t)_{lim}$: Relação limite entre largura e espessura.

$$(b/t) : \underline{8.94}$$

$$b : \underline{127.00} \text{ mm}$$

$$t : \underline{14.20} \text{ mm}$$

$$(b/t)_{lim} : \underline{15.84}$$

Onde:

E : Módulo de elasticidade do aço.

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

Alma: Elemento do Grupo 2 da Tabela F.1.

$$26.12 \leq 42.14$$

Sendo:

(b/t): Relação entre largura e espessura.

$$(b/t) : 26.12$$

Onde:

b: Largura.

$$b : 224.60 \text{ mm}$$

t: Espessura.

$$t : 8.60 \text{ mm}$$

(b/t)_{lim}: Relação limite entre largura e espessura.

$$(b/t)_{lim} : 42.14$$

Onde:

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$E : 200000 \text{ MPa}$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : 250.00 \text{ MPa}$$

Resistência à flexão eixo X (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : 0.358 \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se no nó N13, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V0°+1.4·V90°.

M_{sd}⁺: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{sd}^+ : 80.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Já que ' $\lambda \leq \lambda_r$ ', deve-se considerar viga de alma não-esbelta (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G).

$$26.12 \leq 161.22$$

Onde:

$$\lambda : 26.12$$

Sendo:

h: Altura da alma, tomada igual à distancia entre as faces internas das mesas.

$$h : 224.60 \text{ mm}$$

t_w: Espessura da alma.

$$t_w : 8.60 \text{ mm}$$

$$\lambda_r : 161.22$$

Sendo:

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$E : 200000 \text{ MPa}$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : 250.00 \text{ MPa}$$

O momento fletor resistente de cálculo **M_{Rd}** de vigas de alma não-esbelta deve ser tomado como o menor valor entre os obtidos nas seguintes seções:

$$M_{Rd} : 223.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(a) Máximo momento fletor resistente de cálculo (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2.2):

$$M_{Rd} : 303.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

W_x: Módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão.

$$\mathbf{W_x} : \underline{889.88} \text{ cm}^3$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$\mathbf{f_y} : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1}: Coeficiente de segurança do material.

$$\mathbf{\gamma_{a1}} : \underline{1.10}$$

- (b) Estado-límite último de flambagem lateral com torção, FLT (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

Não é necessário, pois o comprimento de flambagem lateral é nulo.

- (c) Estado-límite último de flambagem local da mesa comprimida, FLM (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

$$\mathbf{8.94 \leq 10.75}$$

$$\mathbf{M_{Rd}} : \underline{223.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

$$\lambda : \underline{8.94}$$

Sendo:

b_f: Largura da mesa comprimida.

$$\mathbf{b_f} : \underline{254.00} \text{ mm}$$

t_f: Espessura da mesa comprimida.

$$\mathbf{t_f} : \underline{14.20} \text{ mm}$$

$$\lambda_p : \underline{10.75}$$

Sendo:

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$\mathbf{E} : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$\mathbf{f_y} : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{M_{pl}} : \underline{245.83} \text{ kN}$$

Onde:

Z_x: Módulo de resistência plástico.

$$\mathbf{Z_x} : \underline{983.30} \text{ cm}^3$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$\mathbf{f_y} : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1}: Coeficiente de segurança do material.

$$\mathbf{\gamma_{a1}} : \underline{1.10}$$

- (d) Estado-límite último de flambagem local da alma, FLA (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

$$\mathbf{26.12 \leq 106.35}$$

$$\mathbf{M_{Rd}} : \underline{223.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

$$\lambda : \underline{26.12}$$

Sendo:

h: Altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas.

$$\mathbf{h} : \underline{224.60} \text{ mm}$$

t_w : Espessura da alma.

t_w : 8.60 mm

λ_p : 106.35

Sendo:

E : Módulo de elasticidade do aço.

E : 200000 MPa

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

f_y : 250.00 MPa

M_{pl} : 245.83 kN

Onde:

Z_x : Módulo de resistência plástico.

Z_x : 983.30 cm³

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

f_y : 250.00 MPa

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

γ_{a1} : 1.10

Resistência à flexão eixo Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)

Deve satisfazer:

η : 0.142 ✓

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se no nó N13, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90°.

M_{sd}^- : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

M_{sd}^- : 14.83 kN·m

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor entre os obtidos nas seguintes seções:

M_{Rd} : 104.15 kN·m

(a) Máximo momento fletor resistente de cálculo (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2.2):

M_{Rd} : 104.15 kN·m

Onde:

W_y : Módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão.

W_y : 305.51 cm³

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

f_y : 250.00 MPa

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

γ_{a1} : 1.10

(b) Estado-límite último de flambagem local da mesa comprimida, FLM (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

8.94 ≤ 10.75

M_{Rd} : 105.25 kN·m

Onde:

λ : 8.94

Sendo:

b_f : Largura da mesa comprimida. $b_f : 254.00$ mm
 t_f : Espessura da mesa comprimida. $t_f : 14.20$ mm

$\lambda_p : 10.75$

Sendo:

E : Módulo de elasticidade do aço. $E : 200000$ MPa
 f_y : Resistência ao escoamento do aço. $f_y : 250.00$ MPa

$M_{pl} : 115.78$ kN

Onde:

Z_y : Módulo de resistência plástico. $Z_y : 463.10$ cm³
 f_y : Resistência ao escoamento do aço. $f_y : 250.00$ MPa

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material. $\gamma_{a1} : 1.10$

(c) Estado-limite último de flambagem local da alma, FLA (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

$$26.12 \leq 31.68$$

$M_{Rd} : 105.25$ kN·m

Onde:

$\lambda : 26.12$

Sendo:

h : Altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas. $h : 224.60$ mm

t_w : Espessura da alma. $t_w : 8.60$ mm

$\lambda_p : 31.68$

Sendo:

E : Módulo de elasticidade do aço. $E : 200000$ MPa
 f_y : Resistência ao escoamento do aço. $f_y : 250.00$ MPa

$M_{pl} : 115.78$ kN

Onde:

Z_y : Módulo de resistência plástico. $Z_y : 463.10$ cm³

f_y : Resistência ao escoamento do aço. $f_y : 250.00$ MPa

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material. $\gamma_{a1} : 1.10$

Resistência ao esforço cortante X (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90°.

V_{Sd}: Esforço cortante solicitante de cálculo, desfavorável.
A força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, é determinada pela expressão:

$$\mathbf{V_{Sd}} : \underline{3.38} \text{ kN}$$

$$\mathbf{8.94 \leq 34.08}$$

$$\mathbf{V_{Rd}} : \underline{983.67} \text{ kN}$$

Onde:

$$\lambda : \underline{8.94}$$

Sendo:

b_f: Largura das mesas.

$$\mathbf{b_f} : \underline{254.00} \text{ mm}$$

t_f: Espessura das mesas.

$$\mathbf{t_f} : \underline{14.20} \text{ mm}$$

$$\lambda_p : \underline{34.08}$$

Sendo:

k_v: Coeficiente de flambagem.

$$\mathbf{k_v} : \underline{1.20}$$

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$\mathbf{E} : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$\mathbf{f_y} : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{V_{pl}} : \underline{1082.04} \text{ kN}$$

Sendo:

A_w: Área efetiva ao cisalhamento.

$$\mathbf{A_w} : \underline{72.14} \text{ cm}^2$$

γ_{a1}: Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

Resistência ao esforço cortante Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.048} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se no nó N13, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V0°+1.4·V90°.

V_{Sd}: Esforço cortante solicitante de cálculo, desfavorável.
A força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, é determinada pela expressão:

$$\mathbf{V_{Sd}} : \underline{14.24} \text{ kN}$$

$$26.12 \leq 69.57$$

$$V_{Rd} : \underline{296.70} \text{ kN}$$

Onde:

$$\lambda : \underline{26.12}$$

Sendo:

h: Altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas.

$$h : \underline{224.60} \text{ mm}$$

t_w: Espessura da alma.

$$t_w : \underline{8.60} \text{ mm}$$

$$\lambda_p : \underline{69.57}$$

Sendo:

k_v: Coeficiente de flambagem.

$$k_v : \underline{5.00}$$

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$V_{pl} : \underline{326.37} \text{ kN}$$

Sendo:

A_w: Área efetiva ao cisalhamento.

$$A_w : \underline{21.76} \text{ cm}^2$$

d: Altura total da seção transversal.

$$d : \underline{253.00} \text{ mm}$$

γ_{a1}: Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

Resistência ao esforço axial e flexão combinados (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.1.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.472} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se no nó N13, para a combinação de ações 1.5·PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90°.

N_{c,sd}: Força axial de compressão solicitante de cálculo, desfavorável.

$$N_{c,sd} : \underline{10.63} \text{ kN}$$

M_{x,sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{x,sd}^+ : \underline{72.87} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{y,sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{y,sd}^- : \underline{14.83} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$0.007 < 0.200$$

$$\eta : \underline{0.472}$$

Onde:

$N_{c,Rd}$: Força axial resistente de cálculo de compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3).

$$N_{c,Rd} : \underline{1583.16} \text{ kN}$$

$M_{x,Rd}, M_{y,Rd}$: Momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos X e Y da seção transversal (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2).

$$M_{x,Rd} : \underline{223.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,Rd} : \underline{104.15} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistência à torção (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.1)

Já que a norma não proporciona uma verificação geral para seções não tubulares submetidas exclusivamente à torção, considera-se que este elemento também deve cumprir o seguinte critério:

Deve satisfazer:

$$\eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90°.

T_{sd} : Momento de torção solicitante de cálculo, desfavorável.

$$T_{sd} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O momento de torção resistente de cálculo, T_{Rd} , é determinado pela expressão:

$$T_{Rd} : \underline{5.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

W_T : Módulo de resistência à torção.

$$W_T : \underline{40.10} \text{ cm}^3$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

Resistência ao momento de torção, força axial, momento fletor e cortante (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.2)

Este caso não está contemplado pela norma e, portanto, não é possível realizar a verificação.

Resistência a interações de esforços e momento de torção (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.770} \quad \checkmark$$

$$\eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

(Já que a norma não proporciona uma verificação da tensão total para seções submetidas a torção combinada com outros esforços, considera-se que este elemento também deve cumprir os seguintes critérios para a tensão de Von Mises:)

$$\eta : \underline{0.526} \quad \checkmark$$

O coeficiente de aproveitamento desfavorável produz-se no nó N13, para a combinação de ações 1.5·PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90° no ponto da seção transversal de coordenadas X = -127.00 mm, Y = 126.50 mm em relação ao centro de gravidade.

As tensões normais σ_{Sd} são dadas por:

$$\sigma_{Sd} : \underline{-131.59} \text{ MPa}$$

Onde:

$$\sigma_{NSd} : \underline{-1.15} \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{c,Sd}: Força axial de compressão solicitante de cálculo, desfavorável.

$$\mathbf{N_{c,Sd}} : \underline{10.63} \text{ kN}$$

Q: Fator de redução total associado à flambagem local (ABNT NBR 8800:2008, Anexo F).

$$\mathbf{Q} : \underline{1.000}$$

A_g: Área bruta da seção transversal da barra.

$$\mathbf{A_g} : \underline{92.70} \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{Mx,Sd} : \underline{-81.89} \text{ MPa}$$

Sendo:

M_{x,Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$\mathbf{M_{x,Sd}^+} : \underline{72.87} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

I_x: Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo X.

$$\mathbf{I_x} : \underline{11257.00} \text{ cm}^4$$

Y: Coordenada, em relação ao eixo Y, do ponto desfavorável da seção transversal em relação ao centro de gravidade da seção bruta.

$$\mathbf{Y} : \underline{126.50} \text{ mm}$$

$$\sigma_{My,Sd} : \underline{-48.55} \text{ MPa}$$

Sendo:

M_{y,Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$\mathbf{M_{y,Sd}^-} : \underline{14.83} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

I_y: Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo Y.

$$\mathbf{I_y} : \underline{3880.00} \text{ cm}^4$$

X: Coordenada, em relação ao eixo X, do ponto desfavorável da seção transversal em relação ao centro de gravidade da seção bruta.

$$\mathbf{X} : \underline{-127.00} \text{ mm}$$

As tensões tangenciais τ_{Sd} são dadas por:

$$\tau_{Sd} : \underline{-0.05} \text{ MPa}$$

Onde:

$$\tau_{Vx,Sd} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

$V_{x,Sd}^-$: Esforço cortante solicitante de cálculo, desfavorável.

$$V_{x,Sd}^- : \underline{3.38} \text{ kN}$$

S_y : Momento estático, em relação ao eixo Y, da parte da seção situada a um lado do ponto de verificação.

$$S_y : \underline{0.00} \text{ cm}^3$$

I_y : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo Y.

$$I_y : \underline{3880.00} \text{ cm}^4$$

t : Espessura.

$$t : \underline{14.20} \text{ mm}$$

$$\tau_{Vy,Sd} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

$V_{y,Sd}^+$: Esforço cortante solicitante de cálculo, desfavorável.

$$V_{y,Sd}^+ : \underline{10.33} \text{ kN}$$

S_x : Momento estático, em relação ao eixo X, da parte da seção situada a um lado do ponto de verificação.

$$S_x : \underline{0.00} \text{ cm}^3$$

I_x : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo X.

$$I_x : \underline{11257.00} \text{ cm}^4$$

t : Espessura.

$$t : \underline{14.20} \text{ mm}$$

$$\tau_{TSd} : \underline{-0.05} \text{ MPa}$$

Sendo:

T_{Sd} : Momento de torção solicitante de cálculo, desfavorável.

$$T_{Sd} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

J : Constante de torção da seção transversal.

$$J : \underline{56.94} \text{ cm}^4$$

t : Espessura.

$$t : \underline{14.20} \text{ mm}$$

As tensões totais f_{Sd} são dadas por:

$$f_{Sd} : \underline{131.59} \text{ MPa}$$

A tensão resistente de cálculo, σ_{Rd} , é dada pelo menor valor entre os obtidos por a) e b):

$$\sigma_{Rd} : \underline{170.78} \text{ MPa}$$

- (a) Tensão resistente de cálculo para os estados-limites de escoamento sob efeito de tensão normal:

$$\sigma_{Rd} : \underline{227.27} \text{ MPa}$$

Onde:

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

- (b) Tensão resistente de cálculo para os estados-limites de instabilidade ou flambagem sob efeito de tensão normal:

$$\sigma_{Rd} : \underline{170.78} \text{ MPa}$$

Onde:

χ : Fator de redução total associado à resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.3).

$$\chi : \underline{0.751}$$

Sendo:

$$\lambda_0 : \underline{0.826}$$

$$\sigma_e : \underline{366.18} \text{ MPa}$$

Onde:

N_e : Força axial de flambagem elástica.

$$N_e : \underline{3394.49} \text{ kN}$$

Q : Fator de redução total associado à flambagem local (ABNT NBR 8800:2008, Anexo F).

$$Q : \underline{1.000}$$

A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

$$A_g : \underline{92.70} \text{ cm}^2$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

A tensão resistente de cálculo, τ_{Rd} , é dada pelo menor valor entre os obtidos por a) e b):

$$\tau_{Rd} : \underline{133.24} \text{ MPa}$$

- (a) Tensão resistente de cálculo para os estados-limites de escoamento sob efeito de tensão de cisalhamento:

$$\tau_{Rd} : \underline{136.36} \text{ MPa}$$

Onde:

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

- (b) Tensão resistente de cálculo para os estados-limites de instabilidade ou flambagem sob efeito de tensão cisalhamento:

$$\tau_{Rd} : \underline{133.24} \text{ MPa}$$

Onde:

χ : Fator de redução total associado à resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.3).

$$\chi : \underline{0.977}$$

Sendo:

$$\lambda_0 : \underline{0.235}$$

$$\tau_e : \underline{2711.80} \text{ MPa}$$

$$\sigma_E : \underline{2259.83 \text{ MPa}}$$

Onde:

k_y : Coeficiente de flambagem (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3).

E : Módulo de elasticidade do aço.

ν : Coeficiente de Poisson.

t : Espessura.

h : Largura.

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$k_y : \underline{1.20}$$

$$E : \underline{200000 \text{ MPa}}$$

$$\nu : \underline{0.30}$$

$$t : \underline{14.20 \text{ mm}}$$

$$h : \underline{127.00 \text{ mm}}$$

$$f_y : \underline{250.00 \text{ MPa}}$$

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

A tensão resistente de cálculo, f_{Rd} é dada por:

$$f_{Rd} : \underline{250.00 \text{ MPa}}$$

Onde:

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

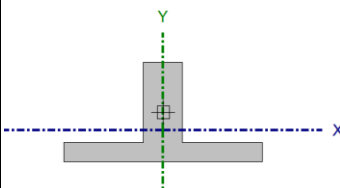
γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$f_y : \underline{250.00 \text{ MPa}}$$

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

1.1.2. CONTRAVENTAMENTO

Barra N2/N291

Perfil: L 5/8 x 1/8", Duplo T união soldada (Cordão descontínuo)									
Material: Aço (A-36 250Mpa)									
	Nós		Comprimento (m)	Características mecânicas					
	Inicial	Final		Área (cm²)	$I_x^{(1)}$ (cm4)	$I_y^{(1)}$ (cm4)	$I_t^{(2)}$ (cm4)	$x_g^{(3)}$ (mm)	$y_g^{(3)}$ (mm)
	N2	N291	7.653	1.80	0.40	0.87	0.06	0.00	-2.83
	Notas:								
	⁽¹⁾ Inércia em relação ao eixo indicado								
	⁽²⁾ Momento de inércia à torção uniforme								
	⁽³⁾ Coordenadas do centro de gravidade								
		Flambagem			Flambagem lateral				
		Plano ZX		Plano ZY	Aba sup.		Aba inf.		
	β	0.00		0.00	0.50		0.50		
L_K	0.000		0.000	3.826		3.826			
C_b	-			1.000					
Notação:									
β : Coeficiente de flambagem									
L_K : Comprimento de flambagem (m)									
C_b : Fator de modificação para o momento crítico									

Barra	VERIFICAÇÕES (ABNT NBR 8800:2008)											Estado
	λ	N_t	N_c	M_x	M_y	V_x	V_y	NM_xM_y	T	NMVT	$\sigma \tau f$	
N2/N291	N.A. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 39.5$	$\eta = 5.5$	x: 7.653 m $\eta = 85.1$	x: 0 m $\eta = 1.2$	N.A. ⁽²⁾	$\eta = 0.1$	N.A. ⁽³⁾	N.A. ⁽⁴⁾	N.A. ⁽⁵⁾	x: 0 m $\eta = 88.0$	PASSA $\eta = 88.0$

Barra	VERIFICAÇÕES (ABNT NBR 8800:2008)											Estado
	λ	N_t	N_c	M_x	M_y	V_x	V_y	NM_xM_y	T	NMVT	$\sigma \tau f$	
Notação: λ: Limitação do índice de esbeltez N_t: Resistência à tração N_c: Resistência à compressão M_x: Resistência à flexão eixo X M_y: Resistência à flexão eixo Y V_x: Resistência ao esforço cortante X V_y: Resistência ao esforço cortante Y NM_xM_y: Resistência ao esforço axial e flexão combinados T: Resistência à torção NMVT: Resistência ao momento de torção, força axial, momento fletor e cortante $\sigma \tau f$: Resistência a interações de esforços e momento de torção x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável												
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): (1) A verificação não procede, já que os comprimentos de flambagem por flexão são nulos. (2) A verificação não será executada, já que não existe esforço cortante. (3) Este caso não está contemplado pela norma e, portanto, não é possível realizar a verificação. (4) A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor. (5) Não há interação entre a esforço axial, momento fletor, esforço cortante e momento torsor. Portanto, a verificação não é necessária.												

Nota: A análise de peças compostas é realizada através da verificação de cada um dos perfis simples que as constituem. As verificações destes perfis são realizadas para os esforços calculados a partir daqueles que atuam sobre a peça composta, segundo as suas características mecânicas. Para as verificações de estabilidade, utiliza-se a esbeltez mecânica ideal, obtida em função da esbeltez da peça e uma esbeltez complementar que considera a distância das ligações entre os perfis simples.

Limitação do índice de esbeltez (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.4)

A verificação não procede, já que os comprimentos de flambagem por flexão são nulos.

Resistência à tração (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.395} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se no nó N2, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90°.

$N_{t,Sd}$: Força axial de tração solicitante de cálculo, desfavorável.

$$\mathbf{N_{t,Sd}} : \underline{8.07} \text{ kN}$$

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, deve ser determinada pela expressão:

$$\mathbf{N_{t,Rd}} : \underline{20.45} \text{ kN}$$

Onde:

A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

$$\mathbf{A_g} : \underline{0.90} \text{ cm}^2$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$\mathbf{f_y} : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\mathbf{\gamma_{a1}} : \underline{1.10}$$

Resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.055} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações $1.5 \cdot PP + CP_{\text{Telhas}} + CP_{\text{Instalações}} + 1.4 \cdot V0^\circ$.

$N_{c,Ed}$: Força axial de compressão solicitante de cálculo, desfavorável.

$$N_{c,Ed} : \underline{1.12} \text{ kN}$$

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, deve ser determinada pela expressão:

$$N_{c,Rd} : \underline{20.45} \text{ kN}$$

Onde:

χ : Fator de redução total associado à resistência à compressão.

$$\chi : \underline{1.000}$$

Q : Fator de redução total associado à flambagem local.

$$Q : \underline{1.000}$$

A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

$$A_g : \underline{0.90} \text{ cm}^2$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

Fator de redução χ : (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.3)

Não se aplica nenhuma redução, já que os comprimentos efetivos de flambagem são nulos.

Flambagem local de barras axialmente comprimidas: (ABNT NBR 8800:2008, Anexo F)

Não se aplica nenhuma redução, já que todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (b/t) que não superam os valores limite dados na Tabela F.1.

Mesa: Elemento do Grupo 3 da Tabela F.1.

$$5.01 \leq 12.73$$

Sendo:

(b/t) : Relação entre largura e espessura.

$$(b/t) : \underline{5.01}$$

Onde:

b : Largura.

$$b : \underline{15.88} \text{ mm}$$

t : Espessura.

$$t : \underline{3.17} \text{ mm}$$

$(b/t)_{lim}$: Relação limite entre largura e espessura.

$$(b/t)_{lim} : \underline{12.73}$$

Onde:

E : Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

Resistência à flexão eixo X (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)

Este caso não está contemplado na norma. Aplica-se o critério da CYPE Ingenieros baseado na norma ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.851} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se no nó N291, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90°.

M_{Sd}^+ : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{Sd}^+ : \underline{0.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor entre os obtidos nas seguintes seções:

$$M_{Rd} : \underline{0.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- (a) Máximo momento fletor resistente de cálculo (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2.2):

$$M_{Rd} : \underline{0.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

W_x : Módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão.

$$W_x : \underline{0.14} \text{ cm}^3$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

- (b) Estado-límite último de flambagem lateral com torção, FLT (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

Não é necessário, pois o comprimento de flambagem lateral é nulo.

- (c) Estado-límite último de flambagem local da mesa comprimida, FLM (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

Não é necessária, já que as mesas não estão nem total nem parcialmente comprimidas.

Resistência à flexão eixo Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)

Este caso não está contemplado na norma. Aplica-se o critério da CYPE Ingenieros baseado na norma ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.012} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se no nó N2, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90°.

M_{Sd}^- : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{Sd}^- < \underline{0.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor entre os obtidos nas seguintes seções:

$$M_{Rd} : \underline{0.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- (a) Máximo momento fletor resistente de cálculo (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2.2):

$$M_{Rd} : \underline{0.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

W_y : Módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão.

$$W_y : \underline{0.14} \text{ cm}^3$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

- (b) Estado-límite último de flambagem lateral com torção, FLT (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

Não é necessário, pois o comprimento de flambagem lateral é nulo.

- (c) Estado-límite último de flambagem local da mesa comprimida, FLM (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

Não é necessária, já que as mesas não estão nem total nem parcialmente comprimidas.

Resistência ao esforço cortante X (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3)

A verificação não será executada, já que não existe esforço cortante.

Resistência ao esforço cortante Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3)

Este caso não está contemplado na norma. Aplica-se o critério da CYPE Ingenieros baseado na norma ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.001} \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4.V90°.

V_{Sd} : Esforço cortante solicitante de cálculo, desfavorável.

$$V_{Sd} : \underline{0.01} \text{ kN}$$

A força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é determinada pela expressão:

$$V_{Rd} : \underline{6.86} \text{ kN}$$

Onde:

$$V_{pl} : \underline{7.55} \text{ kN}$$

Sendo:

A_w : Área efetiva ao cisalhamento.

$$A_w : 0.50 \text{ cm}^2$$

Onde:

b: Largura da aba vertical.

$$b : 15.88 \text{ mm}$$

t: Espessura da aba vertical.

$$t : 3.17 \text{ mm}$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : 250.00 \text{ MPa}$$

γ_{a1}: Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : 1.10$$

Resistência ao esforço axial e flexão combinados (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.1.2)

Este caso não está contemplado pela norma e, portanto, não é possível realizar a verificação.

Resistência à torção (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.1)

A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor.

Resistência ao momento de torção, força axial, momento fletor e cortante (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.2)

Não há interação entre a esforço axial, momento fletor, esforço cortante e momento torsor. Portanto, a verificação não é necessária.

Resistência a interações de esforços e momento de torção (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : 0.880 \checkmark$$

O coeficiente de aproveitamento desfavorável produz-se no nó N2, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90° no ponto da seção transversal de coordenadas X = 5.16 mm, Y = 10.72 mm em relação ao centro de gravidade.

As tensões normais σ_{Sd} são dadas por:

$$\sigma_{Sd} : 199.94 \text{ MPa}$$

Onde:

$$\sigma_{NSd} : 89.66 \text{ MPa}$$

Sendo:

N_{t,Sd}: Força axial de tração solicitante de cálculo, desfavorável.

$$N_{t,Sd} : 8.07 \text{ kN}$$

A_g: Área bruta da seção transversal da barra.

$$A_g : 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{Mx,Sd} : 108.79 \text{ MPa}$$

Sendo:

$M_{x,Sd}$: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.
 I_x : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo X.
 Y : Coordenada, em relação ao eixo Y, do ponto desfavorável da seção transversal em relação ao centro de gravidade da seção bruta.

$$M_{x,Sd} : \underline{0.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$I_x : \underline{0.20} \text{ cm}^4$$

$$Y : \underline{10.72} \text{ mm}$$

$$\sigma_{My,Sd} : \underline{1.49} \text{ MPa}$$

Sendo:

$M_{y,Sd}$: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.
 I_y : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo Y.
 X : Coordenada, em relação ao eixo X, do ponto desfavorável da seção transversal em relação ao centro de gravidade da seção bruta.

$$M_{y,Sd} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$I_y : \underline{0.20} \text{ cm}^4$$

$$X : \underline{5.16} \text{ mm}$$

A tensão resistente de cálculo, σ_{Rd} , é dada pelo menor valor entre os obtidos por a) e b):

$$\sigma_{Rd} : \underline{227.27} \text{ MPa}$$

- (a) Tensão resistente de cálculo para os estados-limites de escoamento sob efeito de tensão normal:

$$\sigma_{Rd} : \underline{227.27} \text{ MPa}$$

Onde:

f_y : Resistência ao escoamento do aço.
 γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

- (b) Tensão resistente de cálculo para os estados-limites de instabilidade ou flambagem sob efeito de tensão normal:

$$\sigma_{Rd} : \underline{227.27} \text{ MPa}$$

Onde:

χ : Fator de redução total associado à resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.3).

$$\chi : \underline{1.000}$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

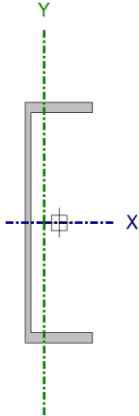
$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

1.1.3. BAZOS DA TRELIÇA

Barra N91/N90

Perfil: U 203.2 x 5.6 Material: Aço (A-36 250Mpa)											
	Nós		Comprimento (m)	Características mecânicas							
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)		
	N91	N90	1.791	21.68	1344.30	54.10	4.36	-12.59	0.00		
	Notas: ⁽¹⁾ Inércia em relação ao eixo indicado ⁽²⁾ Momento de inércia à torção uniforme ⁽³⁾ Coordenadas do centro de gravidade										
				Flambagem		Flambagem lateral					
				Plano ZX	Plano ZY	Aba sup.		Aba inf.			
				β	1.00	0.00		0.00			
				L _K	1.791	0.000		0.000			
				C _b	-	1.000					
	Notação: β: Coeficiente de flambagem L _K : Comprimento de flambagem (m) C _b : Fator de modificação para o momento crítico										

Barra	VERIFICAÇÕES (ABNT NBR 8800:2008)											Estado
	λ	N _t	N _c	M _x	M _y	V _x	V _y	NM _x M _y	T	NMVT	σ τ f	
N91/N90	λ ≤ 200.0 Passa	x: 1.769 m η = 7.8	x: 0.082 m η = 77.3	x: 1.77 m η = 1.7	x: 0.082 m η = 14.7	x: 1.77 m η = 0.3	η = 0.4	x: 0.082 m η = 91.5	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	x: 1.77 m η = 1.1	PASSA η = 91.5
Notação: λ: Limitação do índice de esbeltez N _t : Resistência à tração N _c : Resistência à compressão M _x : Resistência à flexão eixo X M _y : Resistência à flexão eixo Y V _x : Resistência ao esforço cortante X V _y : Resistência ao esforço cortante Y NM _x M _y : Resistência ao esforço axial e flexão combinados T: Resistência à torção NMVT: Resistência ao momento de torção, força axial, momento fletor e cortante σ τ f: Resistência a interações de esforços e momento de torção x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável												
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor. ⁽²⁾ Não há interação entre a esforço axial, momento fletor, esforço cortante e momento torsor. Portanto, a verificação não é necessária.												

Limitação do índice de esbeltez (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.4)

O índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como o maior relação entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, não deve ser superior a 200.

λ : **113.4** ✓

Onde:

λ: Índice de esbeltez.

λ_x : 22.7

λ_y : 113.4

Sendo:

K_x•L_x: Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo X.

K_x•L_x : 1.791 m

K_y•L_y: Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo Y.

K_y•L_y : 1.791 m

r_x, r_y : Raios de giração em relação aos eixos principais X, Y, respectivamente.

$$r_x : \underline{7.87 \text{ cm}}$$

$$r_y : \underline{1.58 \text{ cm}}$$

Resistência à tração (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.078} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância de 1.769 m do nó N91, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V0°+1.4·V90°.

$N_{t,Sd}$: Força axial de tração solicitante de cálculo, desfavorável.

$$N_{t,Sd} : \underline{38.66 \text{ kN}}$$

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, deve ser determinada pela expressão:

$$N_{t,Rd} : \underline{492.73 \text{ kN}}$$

Onde:

A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

$$A_g : \underline{21.68 \text{ cm}^2}$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00 \text{ MPa}}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

Resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.773} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância de 0.082 m do nó N91, para a combinação de ações 1.5·PP+1.5·CPTelhas+1.5·CPInstalações+1.5·SCU1.

$N_{c,Sd}$: Força axial de compressão solicitante de cálculo, desfavorável.

$$N_{c,Sd} : \underline{192.77 \text{ kN}}$$

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, deve ser determinada pela expressão:

$$N_{c,Rd} : \underline{249.34 \text{ kN}}$$

Onde:

χ : Fator de redução total associado à resistência à compressão.

$$\chi : \underline{0.506}$$

Q : Fator de redução total associado à flambagem local.

$$Q : \underline{1.000}$$

A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

$$A_g : \underline{21.68 \text{ cm}^2}$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

Fator de redução χ : (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.3)

$$\chi : \underline{0.506}$$

Onde:

λ_0 : Índice de esbeltez reduzido.

$$\lambda_0 : \underline{1.276}$$

Sendo:

Q: Fator de redução total associado à flambagem local.

$$Q : \underline{1.000}$$

A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

$$A_g : \underline{21.68} \text{ cm}^2$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

N_e : Força axial de flambagem elástica.

$$N_e : \underline{333.06} \text{ kN}$$

Força axial de flambagem elástica: (ABNT NBR 8800:2008, Anexo E)

A força axial de flambagem elástica, N_e , de uma barra com seção transversal monossimétrica, cujo eixo principal X é o eixo de simetria, é dada pelo menor valor entre os obtidos por (a) e (b):

$$N_e : \underline{333.06} \text{ kN}$$

(a) Para flambagem por flexão em relação ao eixo principal de inércia Y da seção transversal:

$$N_{ey} : \underline{333.06} \text{ kN}$$

Onde:

$K_y \cdot L_y$: Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo Y.

$$K_y \cdot L_y : \underline{1.791} \text{ m}$$

I_y : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo Y.

$$I_y : \underline{54.10} \text{ cm}^4$$

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

(b) Para flambagem por flexotorsão:

$$N_{exz} : \underline{8275.98} \text{ kN}$$

Onde:

$$N_{ex} : \underline{8275.98} \text{ kN}$$

Sendo:

$K_x \cdot L_x$: Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo X.

$$K_x \cdot L_x : \underline{1.791} \text{ m}$$

I_x : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo X.

$$I_x : \underline{1344.30} \text{ cm}^4$$

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

$$N_{ez} : \underline{\infty}$$

Sendo:

$K_z \cdot L_z$: Comprimento de flambagem por torção.

$$K_z \cdot L_z : \underline{0.000} \text{ m}$$

E : Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

C_w : Constante de empenamento da seção transversal.

$$C_w : \underline{4359.75} \text{ cm}^6$$

G : Módulo de elasticidade transversal do aço.

$$G : \underline{77000} \text{ MPa}$$

J : Constante de torção da seção transversal.

$$J : \underline{4.36} \text{ cm}^4$$

r_o : Raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento.

$$r_o : \underline{8.70} \text{ cm}$$

Onde:

r_x, r_y : Raios de giração em relação aos eixos principais X, Y, respectivamente.

$$r_x : \underline{7.87} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{1.58} \text{ cm}$$

X_o, Y_o : Coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos principais X, Y, respectivamente.

$$X_o : \underline{-33.45} \text{ mm}$$

$$Y_o : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Flambagem local de barras axialmente comprimidas: (ABNT NBR 8800:2008, Anexo F)

Não se aplica nenhuma redução, já que todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (b/t) que não superam os valores limite dados na Tabela F.1.

Mesa: Elemento do Grupo 4 da Tabela F.1.

$$6.04 \leq 15.84$$

Sendo:

(b/t) : Relação entre largura e espessura.

$$(b/t) : \underline{6.04}$$

Onde:

b : Largura.

$$b : \underline{57.40} \text{ mm}$$

t : Espessura.

$$t : \underline{9.50} \text{ mm}$$

$(b/t)_{lim}$: Relação limite entre largura e espessura.

$$(b/t)_{lim} : \underline{15.84}$$

Onde:

E : Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

Alma: Elemento do Grupo 2 da Tabela F.1.

$$32.89 \leq 42.14$$

Sendo:

(b/t) : Relação entre largura e espessura.

$$(b/t) : \underline{32.89}$$

Onde:

b : Largura.

$$b : \underline{184.20} \text{ mm}$$

t : Espessura.

$$t : \underline{5.60} \text{ mm}$$

$(b/t)_{lim}$: Relação limite entre largura e espessura.

$$(b/t)_{lim} : \underline{42.14}$$

Onde:

E : Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

f_y : 250.00 MPa

Resistência à flexão eixo X (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)

Deve satisfazer:

η : 0.017 ✓

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância de 1.770 m do nó N91, para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V90°.

M_{sd} : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

M_{sd} : 0.59 kN·m

Já que ' $\lambda \leq \lambda_r$ ', deve-se considerar viga de alma não-esbelta (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G).

32.89 ≤ 161.22

Onde:

λ : 32.89

Sendo:

h : Altura da alma, tomada igual à distancia entre as faces internas das mesas.

h : 184.20 mm

t_w : Espessura da alma.

t_w : 5.60 mm

λ_r : 161.22

Sendo:

E : Módulo de elasticidade do aço.

E : 200000 MPa

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

f_y : 250.00 MPa

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} de vigas de alma não-esbelta deve ser tomado como o menor valor entre os obtidos nas seguintes seções:

M_{Rd} : 34.80 kN·m

- (a) Máximo momento fletor resistente de cálculo (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2.2):

M_{Rd} : 45.11 kN·m

Onde:

W_x : Módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão.

W_x : 132.31 cm³

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

f_y : 250.00 MPa

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

γ_{a1} : 1.10

- (b) Estado-límite último de flambagem lateral com torção, FLT (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

Não é necessário, pois o comprimento de flambagem lateral é nulo.

(c) Estado-límite último de flambagem local da mesa comprimida, FLM (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

$$6.04 \leq 10.75$$

$$M_{Rd} : \underline{34.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

$$\lambda : \underline{6.04}$$

Sendo:

b_f: Largura da mesa comprimida.

$$b_f : \underline{57.40} \text{ mm}$$

t_f: Espessura da mesa comprimida.

$$t_f : \underline{9.50} \text{ mm}$$

$$\lambda_p : \underline{10.75}$$

Sendo:

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$M_{pl} : \underline{38.28} \text{ kN}$$

Onde:

Z_x: Módulo de resistência plástico.

$$Z_x : \underline{153.13} \text{ cm}^3$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1}: Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

(d) Estado-limite último de flambagem local da alma, FLA (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

$$32.89 \leq 106.35$$

$$M_{Rd} : \underline{34.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

$$\lambda : \underline{32.89}$$

Sendo:

h: Altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas.

$$h : \underline{184.20} \text{ mm}$$

t_w: Espessura da alma.

$$t_w : \underline{5.60} \text{ mm}$$

$$\lambda_p : \underline{106.35}$$

Sendo:

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$M_{pl} : \underline{38.28} \text{ kN}$$

Onde:

Z_x : Módulo de resistência plástico.	Z_x : <u>153.13</u> cm ³
f_y : Resistência ao escoamento do aço.	f_y : <u>250.00</u> MPa
γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.	γ_{a1} : <u>1.10</u>

Resistência à flexão eixo Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.147} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância de 0.082 m do nó N91, para a combinação de ações 1.5·PP+1.5·CPTelhas+1.5·CPInstalações+1.5·SCU1.

$$M_{Sd}^- : \underline{0.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor entre os obtidos nas seguintes seções:

$$M_{Rd} : \underline{4.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(a) Máximo momento fletor resistente de cálculo (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2.2):

$$M_{Rd} : \underline{4.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

W_y : Módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão.

$$W_y : \underline{13.10} \text{ cm}^3$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

(b) Estado-límite último de flambagem local da mesa comprimida, FLM (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

$$6.04 \leq 10.75$$

$$M_{Rd} : \underline{6.51} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

$$\lambda : \underline{6.04}$$

Sendo:

b_f : Largura da mesa comprimida.

$$b_f : \underline{57.40} \text{ mm}$$

t_f : Espessura da mesa comprimida.

$$t_f : \underline{9.50} \text{ mm}$$

$$\lambda_p : \underline{10.75}$$

Sendo:

E : Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$M_{pl} : \underline{7.16} \text{ kN}$$

Onde:

Z_y : Módulo de resistência plástico.

$$Z_y : \underline{28.65} \text{ cm}^3$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

(c) Estado-limite último de flambagem local da alma, FLA (ABNT NBR 8800:2008, Anexo G):

$$32.89 > 31.68$$

$$32.89 \leq 39.60$$

$$M_{Rd} : \underline{5.97} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

$$\lambda : \underline{32.89}$$

Sendo:

h : Altura da alma, tomada igual à distancia entre as faces internas das mesas.

$$h : \underline{184.20} \text{ mm}$$

t_w : Espessura da alma.

$$t_w : \underline{5.60} \text{ mm}$$

$$\lambda_p : \underline{31.68}$$

Sendo:

E : Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$\lambda_r : \underline{39.60}$$

Sendo:

E : Módulo de elasticidade do aço.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$M_{pl} : \underline{7.16} \text{ kN}$$

Onde:

Z_y : Módulo de resistência plástico.

$$Z_y : \underline{28.65} \text{ cm}^3$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$M_r : \underline{3.28} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sendo:

$W_{ef,y}$: Módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida de largura igual a b_{ef} dada por F.3.2, com σ igual a f_y .

$$W_{ef,y} : \underline{13.10} \text{ cm}^3$$

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

Resistência ao esforço cortante X (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância de 1.770 m do nó N91, para a combinação de ações 1.5·PP+1.5·CPTelhas+1.5·CPInstalações+1.5·SCU1.

V_{sd}: Esforço cortante solicitante de cálculo, desfavorável.

$$\mathbf{V_{sd}} : \underline{0.49} \text{ kN}$$

A força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é determinada pela expressão:

$$\mathbf{6.04 \leq 34.08}$$

$$\mathbf{V_{Rd}} : \underline{148.72} \text{ kN}$$

Onde:

$$\lambda : \underline{6.04}$$

Sendo:

b_f: Largura das mesas.

$$\mathbf{b_f} : \underline{57.40} \text{ mm}$$

t_f: Espessura das mesas.

$$\mathbf{t_f} : \underline{9.50} \text{ mm}$$

$$\lambda_p : \underline{34.08}$$

Sendo:

k_v: Coeficiente de flambagem.

$$\mathbf{k_v} : \underline{1.20}$$

E: Módulo de elasticidade do aço.

$$\mathbf{E} : \underline{200000} \text{ MPa}$$

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

$$\mathbf{f_y} : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{V_{pl}} : \underline{163.59} \text{ kN}$$

Sendo:

A_w: Área efetiva ao cisalhamento.

$$\mathbf{A_w} : \underline{10.91} \text{ cm}^2$$

γ_{a1}: Coeficiente de segurança do material.

$$\gamma_{a1} : \underline{1.10}$$

Resistência ao esforço cortante Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações PP+1.5·CPTelhas+1.5·CPInstalações+1.2·SCU1+1.4·V90°.

V_{sd}: Esforço cortante solicitante de cálculo, desfavorável.

V_{sd} : 0.55 kN

A força cortante resistente de cálculo, **V_{Rd}**, é determinada pela expressão:

$$32.89 \leq 69.57$$

V_{Rd} : 155.17 kN

Onde:

λ : 32.89

Sendo:

h: Altura da alma, tomada igual à distancia entre as faces internas das mesas.

h : 184.20 mm

t_w: Espessura da alma.

t_w : 5.60 mm

λ_p : 69.57

Sendo:

k_v: Coeficiente de flambagem.

k_v : 5.00

E: Módulo de elasticidade do aço.

E : 200000 MPa

f_y: Resistência ao escoamento do aço.

f_y : 250.00 MPa

V_{pl} : 170.69 kN

Sendo:

A_w: Área efetiva ao cisalhamento.

A_w : 11.38 cm²

d: Altura total da seção transversal.

d : 203.20 mm

γ_{a1}: Coeficiente de segurança do material.

γ_{a1} : 1.10

Resistência ao esforço axial e flexão combinados (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.1.2)

Deve satisfazer:

η : 0.915 ✓

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância de 0.082 m do nó N91, para a combinação de ações 1.5·PP+1.5·CPTelhas+1.5·CPInstalações+1.5·SCU1.

N_{c,sd}: Força axial de compressão solicitante de cálculo, desfavorável.

N_{c,sd} : 192.77 kN

M_{x,sd}: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

M_{x,sd} : 0.44 kN·m

$M_{y,sd}$: Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{y,sd} : \underline{0.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$0.773 \geq 0.200$$

$$\eta : \underline{0.915}$$

Onde:

$N_{c,Rd}$: Força axial resistente de cálculo de compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3).

$$N_{c,Rd} : \underline{249.34} \text{ kN}$$

$M_{x,Rd}, M_{y,Rd}$: Momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos X e Y da seção transversal (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2).

$$M_{x,Rd} : \underline{34.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,Rd} : \underline{4.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistência à torção (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.1)

A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor.

Resistência ao momento de torção, força axial, momento fletor e cortante (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.2)

Não há interação entre a esforço axial, momento fletor, esforço cortante e momento torsor. Portanto, a verificação não é necessária.

Resistência a interações de esforços e momento de torção (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.011} \quad \checkmark$$

O coeficiente de aproveitamento desfavorável produz-se em um ponto situado a uma distância 1.770 m do nó N91 para a combinação de ações 1.5·PP+1.5·CPTelhas+1.5·CPInstalações+1.5·SCU1+0.84·V90° e no ponto da seção transversal de coordenadas X = -13.35 mm, Y = -96.85 mm em relação ao centro de gravidade.

As tensões tangenciais τ_{sd} são dadas por:

$$\tau_{sd} : \underline{-1.34} \text{ MPa}$$

Onde:

$$\tau_{vx,sd} : \underline{-1.05} \text{ MPa}$$

Sendo:

$V_{x,sd}$: Esforço cortante solicitante de cálculo, desfavorável.

$$V_{x,sd} : \underline{0.44} \text{ kN}$$

S_y : Momento estático, em relação ao eixo Y, da parte da seção situada a um lado do ponto de verificação.

$$S_y : \underline{-7.24} \text{ cm}^3$$

I_y : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo Y.

$$I_y : \underline{54.10} \text{ cm}^4$$

t: Espessura. **t** : 5.60 mm

$\tau_{Vy,Sd}$: -0.29 MPa

Sendo:

$V_{y,Sd}^+$: Esforço cortante solicitante de cálculo, desfavorável. **$V_{y,Sd}^+$** : 0.43 kN

S_x : Momento estático, em relação ao eixo X, da parte da seção situada a um lado do ponto de verificação. **S_x** : 50.24 cm³

I_x : Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo X. **I_x** : 1344.30 cm⁴

t: Espessura. **t** : 5.60 mm

τ_{TSd} : 0.00 MPa

Sendo:

T_{Sd} : Momento de torção solicitante de cálculo, desfavorável. **T_{Sd}** : 0.00 kN·m

J: Constante de torção da seção transversal. **J** : 4.36 cm⁴

t: Espessura. **t** : 5.60 mm

A tensão resistente de cálculo, τ_{Rd} , é dada pelo menor valor entre os obtidos por a) e b):

τ_{Rd} : 125.49 MPa

- (a) Tensão resistente de cálculo para os estados-limites de escoamento sob efeito de tensão de cisalhamento:

τ_{Rd} : 136.36 MPa

Onde:

f_y : Resistência ao escoamento do aço. **f_y** : 250.00 MPa

γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material. **γ_{a1}** : 1.10

- (b) Tensão resistente de cálculo para os estados-limites de instabilidade ou flambagem sob efeito de tensão cisalhamento:

τ_{Rd} : 125.49 MPa

Onde:

χ : Fator de redução total associado à resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.3).

χ : 0.920

Sendo:

λ_0 : 0.446

τ_e : 755.43 MPa

σ_E : 151.09 MPa

Onde:

k_v : Coeficiente de flambagem (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3).	k_v : 5.00
E : Módulo de elasticidade do aço.	E : 200000 MPa
ν : Coeficiente de Poisson.	ν : 0.30
t : Espessura.	t : 5.60 mm
h : Largura.	h : 193.70 mm
f_y : Resistência ao escoamento do aço.	f_y : 250.00 MPa
γ_{a1} : Coeficiente de segurança do material.	γ_{a1} : 1.10

1.1.4. TERÇAS

Barra N87/N115

Perfil: C200X75X20X2.00									
Material: Aço (CF-24)									
	Nós		Comprimento (m)	Características mecânicas					
	Inicial	Final		Área (cm²)	I _x ⁽¹⁾ (cm4)	I _y ⁽¹⁾ (cm4)	I _t ⁽²⁾ (cm4)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
	N87	N115	6.000	7.53	466.22	56.30	0.10	-15.50	0.00
	Notas:								
	⁽¹⁾ Inércia em relação ao eixo indicado								
	⁽²⁾ Momento de inércia à torção uniforme								
	⁽³⁾ Coordenadas do centro de gravidade								
		Flambagem			Flambagem lateral				
		Plano ZX	Plano ZY	Aba sup.	Aba inf.				
	β	0.50	0.50	0.50	0.50				
L _K	3.000	3.000	3.000	3.000					
C _m	-	-	1.000	1.000					
C _b	-		1.000						
Notação:									
β: Coeficiente de flambagem									
L _K : Comprimento de flambagem (m)									
C _m : Coeficiente de momentos									
C _b : Fator de modificação para o momento crítico									

Barra	VERIFICAÇÕES (ABNT NBR 14762:2010)													Estado
	b/t	λ	N_t	N_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$M_x V_y$	$M_y V_x$	$N_t M_x M_y$	$N_t M_y M_x$	M_t	
N87/N115	$(b_w/t) \leq 500$ $(b_f/t) \leq 60$ Passa	$\lambda_{xx} \leq 200.0$ $\lambda_{yy} \leq 200.0$ Passa	$\eta = 0.1$	$\eta = 0.3$	x: 6 m $\eta = 45.6$	x: 6 m $\eta = 37.5$	x: 6 m $\eta = 2.1$	x: 6 m $\eta = 9.5$	x: 6 m $\eta = 12.6$	x: 6 m $\eta = 14.1$	x: 6 m $\eta = 78.3$	x: 6 m $\eta = 72.1$	$M_{t, Sd} = 0.00$ N.A. ⁽¹⁾	PASSA $\eta = 78.3$
Notação: b/t : Valores máximos da relação comprimento-espessura λ : Limitação de esbeltez N_t : Resistência à tração N_c : Resistência à compressão M_x : Resistência à flexão eixo X M_y : Resistência à flexão eixo Y V_x : Resistência ao esforço cortante X V_y : Resistência ao esforço cortante Y $M_x V_y$: Resistência ao momento fletor X e esforço cortante Y combinados $M_y V_x$: Resistência ao momento fletor Y e esforço cortante X combinados $N_t M_x M_y$: Resistência à flexo-compressão $N_t M_y M_x$: Resistência à flexo-tração M_t : Resistência à torção x : Distância à origem da barra η : Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável														
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor.														

Valores máximos da relação comprimento-espessura (ABNT NBR 14762:2010 Artigo 9.1.2 Tabela 4)

Elemento: Alma

Em elementos comprimidos com ambas as bordas vinculadas a elementos AA, a relação largura-espessura não deve ultrapassar o valor 500.

$$(b/t) : \underline{96} \quad \checkmark$$

Sendo:

b: Comprimento do elemento.

$$b : \underline{192.00} \text{ mm}$$

t: A espessura.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

Elemento: Mesa

Em elementos comprimidos AA, tendo uma borda vinculada à alma ou mesa e a outra ao enrijecedor de borda simples, a relação largura-espessura não deve ultrapassar o valor 60.

$$(b/t) : \underline{34} \quad \checkmark$$

Sendo:

b: Comprimento do elemento.

$$b : \underline{67.00} \text{ mm}$$

t: A espessura.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

Limitação de esbeltez (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.7.4)

O índice de esbeltez λ das barras comprimidas não deve exceder o valor 200.

$$\lambda_{xx} : \underline{38.1} \quad \checkmark$$

$$\lambda_{yy} : \underline{109.7} \quad \checkmark$$

Onde:

$K_x L_x$: Comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo X.

$$K_x L_x : \underline{3.000} \text{ m}$$

$K_y L_y$: Comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo Y.

$$K_y L_y : \underline{3.000} \text{ m}$$

r_x : Raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal X.

$$r_x : \underline{7.87} \text{ cm}$$

r_y : Raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal Y.

$$r_y : \underline{2.73} \text{ cm}$$

Resistência à tração (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.6)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações PP+CPTelhas+CPInstalações+1.4·V0°.

$N_{t,Sd}$: Esforço axial de tração solicitante de cálculo, desfavorável.

$N_{t,Sd}$: 0.10 kN

A força normal de tração resistente de cálculo $N_{t,Rd}$ deve ser tomada como:

$N_{t,Rd}$: 164.39 kN

Onde:

A : Área bruta da seção transversal da barra.

A : 7.53 cm²

f_y : Tensão de escoamento.

f_y : 240.00 MPa

γ : Coeficiente de ponderação das resistências.

γ : 1.1

Resistência à compressão (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.7)

Deve satisfazer:

η : 0.003 ✓

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações 1.25·PP+1.25·CPTelhas+1.25·CPInstalações+1.2·SCU1+1.4·V90°.

$N_{c,Sd}$: Força normal de compressão solicitante de cálculo.

$N_{c,Sd}$: 0.19 kN

A resistência de cálculo à compressão $N_{c,Rd}$ é dada pelo menor dos valores obtidos segundo os seguintes itens:

$N_{c,Rd}$: 60.58 kN

a) Início de ruptura da seção efetiva e flambagem global (9.7.2)

$N_{c,Rd}$: 60.58 kN

Onde:

A_{ef} : Área efetiva da seção transversal da barra.

A_{ef} : 6.28 cm²

χ : Fator de redução associado à flambagem,

χ_{yy} : 0.54

χ_{xz} : 0.48

Sendo:

λ_0 : Índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas.

$\lambda_{0,yy}$: 1.21

$\lambda_{0,xz}$: 1.32

Sendo:

N_e: Força normal de flambagem elástica da barra, conforme 9.7.2.

A: Área bruta da seção transversal da barra.

f_y: Tensão de escoamento.

γ: Coeficiente de ponderação das resistências.

A : 7.53 cm²

f_y : 240.00 MPa

γ : 1.2

A força normal de flambagem elástica **N_e** é o menor valor entre os obtidos por a) e b):

N_e : 103.75 kN

a) Força normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo Y.

N_{ey} : 123.48 kN

b) Força normal de flambagem elástica por flexo-torção.

N_{exz} : 103.75 kN

Onde:

N_{ex} : 1022.63 kN

N_{ez} : 107.22 kN

I_x: Momento de inércia da seção bruta em relação ao eixo X.

I_x : 466.22 cm⁴

I_y: Momento de inércia da seção bruta em relação ao eixo Y.

I_y : 56.30 cm⁴

I_t: Momento de inércia à torção uniforme.

I_t : 0.10 cm⁴

C_w: Constante de empenamento da seção.

C_w : 4467.20 cm⁶

E: Módulo de elasticidade.

E : 200000 MPa

G: Módulo de elasticidade transversal.

G : 76923 MPa

K_xL_x: Comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo X.

K_xL_x : 3.000 m

K_yL_y: Comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo Y.

K_yL_y : 3.000 m

K_zL_z: Comprimento efetivo de flambagem por torção.

K_zL_z : 3.000 m

r₀: Raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção.

r₀ : 9.93 cm

Sendo:

r_x, r_y : Raios de giração da seção bruta em relação aos eixos principais de inércia X e Y, respectivamente.

$$r_x : \underline{7.87} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{2.73} \text{ cm}$$

x_0, y_0 : Coordenadas do centro de torção na direção dos eixos principais X e Y, respectivamente, em relação ao centróide da seção.

$$x_0 : \underline{-54.08} \text{ mm}$$

$$y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

b) Flambagem por distorção (9.7.3)

$$N_{c,Rd} : \underline{68.64} \text{ kN}$$

Onde:

A: Área bruta da seção transversal da barra.

$$A : \underline{7.53} \text{ cm}^2$$

f_y : Tensão de escoamento.

$$f_y : \underline{240.00} \text{ MPa}$$

γ : Coeficiente de ponderação das resistências.

$$\gamma : \underline{1.2}$$

χ_{dist} : Fator de redução associado à flambagem por distorção.

$$\chi_{dist} : \underline{0.46}$$

Sendo:

λ_{dist} : Índice de esbeltez reduzida associado à flambagem por distorção.

$$\lambda_{dist} : \underline{1.71}$$

N_{dist}: Esforço axial de flambagem por distorção elástica (A norma não contempla a formulação necessária para esta verificação, portanto, aplica-se o critério da norma AISI S100-07 (2007)).

$$N_{dist} : \underline{61.62} \text{ kN}$$

Onde:

k_d: Coeficiente de flambagem por distorção.

$$k_d : \underline{0.64}$$

E: Módulo de elasticidade.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

ν : Coeficiente de Poisson.

$$\nu : \underline{0.3}$$

b_w: Largura da alma.

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

b_f: Largura da aba.

$$b_f : \underline{75.00} \text{ mm}$$

D: Comprimento do enrijecedor da mesa.

$$D : \underline{20.00} \text{ mm}$$

t: A espessura.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

Resistência à flexão eixo X (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.456} \quad \checkmark$$

O momento fletor desfavorável de cálculo M_{Sd} é obtido para o nó N115, para a combinação de hipóteses $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CPTelhas + 1.25 \cdot CPIInstalações + 1.5 \cdot SCU1$.

$$M_{Sd} : \underline{3.35} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor calculado em a), b) y c):

$$M_{Rd} : \underline{7.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

a) Início de escoamento da la seção efetiva (9.8.2.1)

$$M_{Rd} : \underline{9.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

W_{ef} : Módulo de resistência elástico da seção efetiva calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme 9.2, com σ calculada para o estado limite último de escoamento da seção.

f_y : Tensão de escoamento.

γ : Coeficiente de ponderação das resistências.

$$W_{ef} : \underline{44.87} \text{ cm}^3$$

$$f_y : \underline{240.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma : \underline{1.1}$$

b) Flambagem lateral com torção (9.8.2.2)

$$M_{Rd} : \underline{8.22} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

$W_{c,ef}$: Módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme 9.2, adotando $\sigma = \chi_{FLT} f_y$.

f_y : Tensão de escoamento.

γ : Coeficiente de ponderação das resistências.

χ_{FLT} : Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.

$$W_{c,ef} : \underline{46.62} \text{ cm}^3$$

$$f_y : \underline{240.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma : \underline{1.1}$$

$$^{(2)}\chi_{FLT} : \underline{0.81}$$

Sendo:

$$\lambda_0 : \underline{0.99}$$

W_c : Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida.

$$W_c : \underline{46.62} \text{ cm}^3$$

O momento fletor de flambagem lateral com torção M_e , em regime elástico, pode ser calculado pela seguinte expressão para barras com secção duplamente simétrica ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria:

$$M_e : \underline{11.43} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

C_b : Coeficiente de equivalência de momento na flexão.

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$N_{ey} : \underline{123.48} \text{ kN}$$

$$N_{ez} : \underline{107.22} \text{ kN}$$

I_y : Momento de inércia da seção bruta em relação ao eixo Y.

$$I_y : \underline{56.30} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inércia à torção uniforme.

$$I_t : \underline{0.10} \text{ cm}^4$$

C_w : Constante de empenamento da seção.

$$C_w : \underline{4467.20} \text{ cm}^6$$

E : Módulo de elasticidade.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

G : Módulo de elasticidade transversal.

$$G : \underline{76923} \text{ MPa}$$

$K_y L_y$: Comprimento efetivo de flambagem lateral.

$$K_y L_y : \underline{3.000} \text{ m}$$

$K_z L_z$: Comprimento efetivo de flambagem por torção.

$$K_z L_z : \underline{3.000} \text{ m}$$

r_o : Raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção.

$$r_o : \underline{9.93} \text{ cm}$$

Sendo:

r_x, r_y : Raios de giração da seção bruta em relação aos eixos principais de inércia X e Y, respectivamente.

$$r_x : \underline{7.87} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{2.73} \text{ cm}$$

x_o, y_o : Coordenadas do centro de torção na direção dos eixos principais X e Y, respectivamente, em relação ao centróide da seção.

$$x_o : \underline{-54.08} \text{ mm}$$

$$y_o : \underline{0.00} \text{ mm}$$

c) Flambagem por distorção (9.8.2.3)

$$M_{Rd} : \underline{7.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

W : Módulo resistente elástico da seção bruta em relação à fibra extrema com maior tensão.

$$W : \underline{46.62} \text{ cm}^3$$

f_y : Tensão de escoamento.

$$f_y : \underline{240.00} \text{ MPa}$$

γ : Coeficiente de ponderação das resistências.

$$\gamma : \underline{1.1}$$

χ_{dist} : Fator de redução associado à flambagem por distorção.

$$\chi_{dist} : \underline{0.72}$$

Sendo:

λ_{dist} : Índice de esbeltez reduzida associado à flambagem por distorção.

$$\lambda_{dist} : \underline{1.11}$$

M_{dist} : Momento fletor de flambagem por distorção elástica (A norma não contempla a formulação necessária para esta verificação, portanto, aplica-se o critério da norma AISI S100-07 (2007)).

$$M_{dist} : \underline{9.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

k_d : Coeficiente de flambagem por distorção.

$$k_d : \underline{1.51}$$

E : Módulo de elasticidade.

$$E : \underline{200000} \text{ MPa}$$

ν : Coeficiente de Poisson.

$$\nu : \underline{0.3}$$

b_w : Largura da alma.

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

b_f : Largura da aba.

$$b_f : \underline{75.00} \text{ mm}$$

D : Comprimento do enrijecedor da mesa.

$$D : \underline{20.00} \text{ mm}$$

t : A espessura.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

Resistência à flexão eixo Y (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.2)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.375} \checkmark$$

O momento fletor desfavorável de cálculo M_{Sd} é obtido para o nó N115, para a $M_{Sd} : \underline{0.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$ combinação de hipóteses $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CPTelhas + 1.25 \cdot CPInstalações + 1.5 \cdot SCU1 + 0.84 \cdot V90^\circ$.

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como:

$$M_{Rd} : \underline{2.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Onde:

W_{ef} : Módulo de resistência elástico da seção efetiva calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme 9.2, com σ calculada para o estado limite último de escoamento da seção.

$$W_{ef} : \underline{9.80} \text{ cm}^3$$

f_y : Tensão de escoamento.

$$f_y : \underline{240.00} \text{ MPa}$$

γ : Coeficiente de ponderação das resistências.

$$\gamma : \underline{1.1}$$

Resistência ao esforço cortante X (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.021} \quad \checkmark$$

O esforço cortante solicitante de cálculo desfavorável V_{Sd} produz-se no nó N115, para a combinação de hipóteses
 $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CPTelhas + 1.25 \cdot CPIInstalações + 1.5 \cdot SCU1 + 0.84 \cdot V90^\circ$
 .

$$V_{Sd} : \underline{0.73} \text{ kN}$$

A seção é composta por duas almas iguais. Sobre cada uma delas, o esforço de cálculo é $V_{Sd} = 0.5 V_{Sd}$.

$$V_{Sd} : \underline{0.36} \text{ kN}$$

A força cortante resistente de cálculo da alma V_{Rd} deve ser calculada por:

$$^{(1)}V_{Rd} : \underline{17.54} \text{ kN}$$

para

$$\frac{1.08(EK_v/f_y)^{0.5}}{5} : \underline{34.15}$$

para
a

$$h/t : \underline{33.50}$$

para

$$1.4(EK_v/f_y)^{0.5} : \underline{44.27}$$

Onde:

t: Espessura da alma.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

h: Largura da alma.

$$h : \underline{67.00} \text{ mm}$$

f_y: Tensão de escoamento.

$$f_y : \underline{240.00} \text{ a}$$

$$\underline{20000} \text{ MP}$$

E: Módulo de elasticidade.

$$E : \underline{0} \text{ a}$$

 γ : Coeficiente de ponderação das resistências.

$$\gamma : \underline{1.1}$$

K_v: Coeficiente de flambagem local por esforço cortante que, para uma mesa, é dado por:

$$K_v : \underline{1.20}$$

Resistência ao esforço cortante Y (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.3)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.095} \quad \checkmark$$

$$V_{Sd} : \underline{3.26} \text{ kN}$$

O esforço cortante solicitante de cálculo desfavorável V_{sd} produz-se no nó N115, para a combinação de hipóteses $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CPTelhas + 1.25 \cdot CPInstalações + 1.5 \cdot SCU1$.

A força cortante resistente de cálculo da alma V_{Rd} deve ser calculada por:

$$^{(3)}V_{Rd} : \underline{34.28} \text{ kN}$$

para

$$1.08(EK_v/f_y)^{0.5} : \underline{69.71}$$

para
a

$$h/t : \underline{96.00}$$

para

$$1.4(EK_v/f_y)^{0.5} : \underline{90.37}$$

Onde:

t: Espessura da alma.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

h: Largura da alma.

$$h : \underline{192.00} \text{ mm}$$

f_y: Tensão de escoamento.

$$f_y : \underline{240.00} \text{ MPa}$$

E: Módulo de elasticidade.

$$20000 \text{ MPa}$$

$$E : \underline{0} \text{ a}$$

γ : Coeficiente de ponderação das resistências.

$$\gamma : \underline{1.1}$$

K_v: Coeficiente de flambagem local por cisalhamento, que para a alma sem enrijecedores transversais é dado por:

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistência ao momento fletor X e esforço cortante Y combinados (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.4)

Os esforços de cálculo desfavoráveis M_{sd} e V_{sd} são obtidos no nó N115, para a combinação de hipóteses $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CPTelhas + 1.25 \cdot CPInstalações + 1.5 \cdot SCU1$.

Para barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo devem satisfazer à seguinte expressão de interação:

$$\eta : \underline{0.126} \checkmark$$

Onde:

M_{sd}: Momento fletor solicitante de cálculo.

$$M_{sd} : \underline{3.35} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{0,Rd}: Momento fletor resistente de cálculo conforme 9.8.2.1.

$$M_{0,Rd} : \underline{9.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

V_{sd}: Força cortante solicitante de cálculo.

$$V_{sd} : \underline{3.26} \text{ kN}$$

V_{Rd}: Força cortante resistente de cálculo conforme 9.8.3.

$$V_{Rd} : \underline{34.28} \text{ kN}$$

Resistência ao momento fletor Y e esforço cortante X combinados (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.4)

Os esforços de cálculo desfavoráveis M_{Sd} e V_{Sd} são obtidos no nó N115, para a combinação de hipóteses

$$1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CPTelhas + 1.25 \cdot CPInstalações + 1.5 \cdot SCU1 + 0.84 \cdot V90^\circ.$$

Para barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo devem satisfazer à seguinte expressão de interação:

$$\eta : \underline{0.141} \checkmark$$

Onde:

M_{Sd} : Momento fletor solicitante de cálculo.

$$M_{Sd} : \underline{0.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{0,Rd}$: Momento fletor resistente de cálculo conforme 9.8.2.1.

$$M_{0,Rd} : \underline{2.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

V_{Sd} : Força cortante solicitante de cálculo.

$$V_{Sd} : \underline{0.73} \text{ kN}$$

V_{Rd} : Força cortante resistente de cálculo conforme 9.8.3.

$$V_{Rd} : \underline{35.08} \text{ kN}$$

Resistência à flexo-compressão (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.9)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos no nó N115, para a combinação de hipóteses

$$1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CPTelhas + 1.25 \cdot CPInstalações + 1.5 \cdot SCU1.$$

$$\eta : \underline{0.783} \checkmark$$

Onde:

$N_{c,Sd}$: Força normal de compressão solicitante de cálculo.

$$N_{c,Sd} : \underline{0.03} \text{ kN}$$

$M_{x,Sd}$, $M_{y,Sd}$: Momentos fletores solicitantes de cálculo em relação aos eixos X e Y, respectivamente.

$$M_{x,Sd} : \underline{3.35} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,Sd} : \underline{0.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{c,Rd}$: Força normal de compressão resistente de cálculo, conforme 9.7.

$$N_{c,Rd} : \underline{60.58} \text{ kN}$$

$M_{x,Rd}$, $M_{y,Rd}$: Momentos fletores resistentes de cálculo em relação aos eixos X e Y, respectivamente, calculados conforme 9.8.2.

$$M_{x,Rd} : \underline{7.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,Rd} : \underline{2.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistência à flexo-tração (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.9)

Os esforços desfavoráveis de cálculo são obtidos no nó N115, para a combinação

$$1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CPTelhas + 1.25 \cdot CPInstalações + 1.5 \cdot SCU1 + 0.84 \cdot V0^\circ.$$

Os esforços devem satisfazer as seguintes expressões de interação:

$$\eta : \underline{0.721} \checkmark$$

Onde:

$N_{t,Sd}$: Força normal de tração solicitante de cálculo.

$$\mathbf{N_{t,Sd}} : \underline{0.04} \text{ kN}$$

$M_{x,Sd}$, $M_{y,Sd}$: Momentos fletores solicitantes de cálculo em relação aos eixos X e Y, respectivamente.

$$\mathbf{M_{x,Sd}} : \underline{3.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M_{y,Sd}} : \underline{0.67} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd} : Força normal de tração resistente de cálculo conforme 9.6.

$$\mathbf{N_{Rd}} : \underline{164.39} \text{ kN}$$

$M_{x,Rd}$, $M_{y,Rd}$: Momentos fletores resistentes de cálculo em relação aos eixos X e Y, respectivamente, calculados conforme 9.8.2.

$$\mathbf{M_{x,Rd}} : \underline{7.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M_{y,Rd}} : \underline{2.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistência à torção (Critério da CYPE Ingenieros)

A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor.

ANEXO B – RELATÓRIOS DE DIMENSIONAMENTO E LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO GERADOS PELO SOFTWARE CYPECAD.



Listagem de estruturas 3D integradas

ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA GALPÃO.

1.- DADOS DE OBRA

1.1.- Normas consideradas

Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Categoria de uso: Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens

1.2.- Estados limites

E.L.U. Concreto	ABNT NBR 6118:2014(ELU)
E.L.Util Fissuração. Concreto	
Deslocamentos	Ações características

1.2.1.- Situações de projeto

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- **Com coeficientes de combinação**

- **Sem coeficientes de combinação**

- Onde:

G_k Ação permanente

P_k Ação de pré-esforço

Q_k Ação variável

γ_G Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

γ_P Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-esforço

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

$\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinação da ação variável principal

$\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.400	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.800
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600

E.L.Util Fissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.700	0.600
Vento (Q)	0.000	1.000	0.300	0.000

Deslocamentos

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Vento (Q)	0.000	1.000



Listagem de estruturas 3D integradas

ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA GALPÃO.

1.- COBERTA

1

1.1.- Geometria

1.1.1.- Barras

1.1.1.2.- Materiais utilizados

Materiais utilizados						
Tipo	Material Designação	E (MPa)	ν	G (MPa)	α_t (m/m°C)	γ (kN/m³)
Concreto	C35, usina.rigor	29403.00	0.200	12251.25	0.000010	24.53
Genérico		30672.00	0.200	12780.00	0.000010	25.00
Notação: <i>E</i> : Módulo de elasticidade <i>ν</i> : Módulo de poisson <i>G</i> : Módulo de corte <i>α_t</i> : Coeficiente de dilatação <i>γ</i> : Peso específico						

1.1.1.3.- Tabela resumo

Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Concret o	C35, usina.rigor	Retangular de altura variável	40 cm x 40/130 cm	99.675	199.35 0	199.35 0	33.89 0	67.77 9	67.779	84723.7 5	169447.5 0	169447.5 0
			40 cm x 130/40 cm	99.675			33.89 0			84723.7 5		
Genérico			Gen.(14.8 kg/m)	624.00 0	624.00 0	624.00 0	3.619	3.619	3.619	9223.24	9223.24	9223.24

1.1.1.4.- Quantitativos de superfícies

Concreto: Quantitativos das superfícies de fôrmas				
Série	Perfil	Superfície unitária (m²/m)	Comprimento (m)	Superfície (m²)
Retangular de altura variável	40 cm x 40/130 cm	2.500	99.675	249.188
	40 cm x 130/40 cm	2.500	99.675	249.188
Total				498.375

N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais

2.- PILARES

2.1.- P1

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)		Qy (kN)
Coberta (4.15 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.7	8.1	8.1	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	167.1	-0.1	8.2	-3.1	0.6	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	12.1	12.1	AP, SCU, V ⁽⁴⁾	Q,N,M	185.2	-21.3	-2.8	-1.4	4.0	
TÉRREO (-1 - 4.15 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	3.2	14.1	14.1	AP, SCU, V ⁽⁴⁾	Q,N,M	215.1	-24.4	9.2	-1.4	4.4	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	4.4	23.3	23.3	AP, SCU, V ⁽⁵⁾	Q	248.8	-5.8	-30.7	-6.1	0.5	Passa
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	0.7	23.3	23.3	AP, SCU, V ⁽⁵⁾	Q	248.8	-5.8	-30.7	-6.1	0.5	Passa
								AP, V ⁽⁶⁾	N,M	161.3	-40.1	4.9	-0.5	4.0	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-X) ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽⁴⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(-Y) ⁽⁵⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(-X) ⁽⁶⁾ PP+CP+1.4·V(-Y)															

2.2.- P2

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)		Qy (kN)
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.7	-0.1	-0.4	-0.3	4.1	Passa
								AP, SCU ⁽³⁾	N,M	225.9	-0.2	-0.8	-0.4	0.8	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.8	10.8	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	205.1	-19.4	-1.6	-0.3	4.1	
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	17.9	17.9	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.2	-33.1	7.7	-0.3	10.5	Passa
								AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.7	-80.0	6.6	-0.3	10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.2	56.2	AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	5.7	-0.1	9.8	
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.2	56.2	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.7	-80.0	6.6	-0.3	10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	5.7	-0.1	9.8	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(-Y) ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4·V(-Y)															

2.3.- P3

Secção de betão					
Tramo	Dimensão	Posição	Verificações	Esforços desfavoráveis	Estado

	(cm)		Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.6	-0.1	-0.2	-0.2	4.1	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.7	10.7	AP, SCU ⁽³⁾	N,M	225.7	-0.2	-0.3	-0.3	0.8	
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.0	18.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.1	-33.1	8.2	-0.2	10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.2	56.2	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	-80.0	7.2	-0.2	10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	5.8	-0.1	9.8	
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.2	56.2	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	-80.0	7.2	-0.2	10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	5.8	-0.1	9.8	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(-Y) ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4·V(-Y)															

2.4.- P4

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)		Qy (kN)
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.6	-0.1	0.0	-0.2	4.1	Passa
								AP, SCU ⁽³⁾	N,M	225.7	-0.2	-0.1	-0.2	0.8	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.6	10.6	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	204.9	-19.4	-0.8	-0.2	4.1	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.1	18.1	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.1	-33.1	8.6	-0.2	10.5	Passa
								AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	-80.0	7.9	-0.2	10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.2	56.2	AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	5.9	-0.1	9.8	
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.2	56.2	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	-80.0	7.9	-0.2	10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	5.9	-0.1	9.8	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(-Y) ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4·V(-Y)															

2.5.- P5

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)		Qy (kN)
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.6	-0.1	0.0	-0.1	4.1	Passa
								AP, SCU ⁽³⁾	N,M	225.7	-0.2	0.0	-0.1	0.8	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.6	10.6	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	204.9	-19.4	-0.5	-0.1	4.1	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.3	18.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.1	-33.1	9.0	-0.1	10.5	Passa
								AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	-80.0	8.6	-0.1	10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.2	56.2	AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	6.1	-0.1	9.8	
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.2	56.2	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	-80.0	8.6	-0.1	10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	6.1	-0.1	9.8	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(-Y) ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4·V(-Y)															

2.6.- P6

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.6	-0.1	0.0	0.0	4.1	Passa
								AP, SCU ⁽³⁾	N,M	225.7	-0.2	0.1	0.0	0.8	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.5	10.5	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	204.9	-19.4	-0.2	0.0	4.1	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.4	18.4	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.1	-33.1	9.4	0.0	10.5	Passa
								AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	-80.0	9.2	0.0	10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.3	56.3	AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	6.2	-0.1	9.8	

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações				Esforços desfavoráveis						Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)		Qx (kN)	Qy (kN)
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾ AP, V ⁽⁴⁾	Q N,M	282.6 177.5	-80.0 -73.6	9.2 6.2	0.0 -0.1	10.5 9.8	Passa
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.12-Qa+1.4-V(-Y) ⁽³⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.4-Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4-V(-Y)															

2.7.- P7

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.6	-0.1	0.2	0.0	4.1	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.5	10.5	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	205.0	-19.4	0.2	0.0	4.1	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.5	18.5	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.1	-33.1	9.8	0.0	10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	-80.0	9.9	0.0	10.5	Passa
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	-80.0	9.9	0.0	10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	6.3	-0.1	9.8	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.12-Qa+1.4-V(-Y) ⁽³⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.4-Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4-V(-Y)															

2.8.- P8

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.7	-0.1	0.3	0.1	4.1	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.6	10.6	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	205.1	-19.4	0.6	0.1	4.1	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.7	18.7	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.2	-33.1	10.3	0.1	10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.7	-80.0	10.5	0.1	10.5	Passa
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.7	-80.0	10.5	0.1	10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	-73.6	6.4	0.0	9.8	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.12-Qa+1.4-V(-Y) ⁽³⁾ 1.4-PP+1.4-CP+1.4-Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4-V(-Y)															

2.9.- P9

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	2.0	7.4	7.4	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	176.9	-0.1	-10.0	3.3	0.6	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	11.0	11.0	AP, SCU, V ⁽³⁾	Q,N,M	181.5	-18.9	5.6	2.2	4.0	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	13.8	13.8	AP, SCU, V ⁽³⁾	Q,N,M	201.8	-25.2	3.6	2.2	10.4	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.6	61.2	61.2	AP, SCU, V ⁽³⁾	Q	233.6	-78.9	14.7	2.2	10.4	Passa
							AP, SCU, V ⁽⁴⁾	N,M	164.1	-74.2	9.8	1.4	9.9		
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.3	61.2	61.2	AP, SCU, V ⁽³⁾	Q	233.6	-78.9	14.7	2.2	10.4	Passa
								AP, SCU, V ⁽⁴⁾	N,M	164.1	-74.2	9.8	1.4	9.9	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(-Y) ⁽⁴⁾ PP+CP+1.12·Oa+1.4·V(-Y)															

Secção de betão

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.6	0.1	0.0	-0.2	-4.1	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.6	10.6	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	204.9	19.4	-0.8	-0.2	-4.1	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.1	18.1	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.1	33.1	8.6	-0.2	-10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.2	56.2	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	80.0	7.9	-0.2	-10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	73.6	5.9	-0.1	-9.8	
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.2	56.2	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	80.0	7.9	-0.2	-10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	73.6	5.9	-0.1	-9.8	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(+Y) ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4·V(+Y)															

2.14.- P14

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.6	0.1	0.0	-0.1	-4.1	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.6	10.6	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	204.9	19.4	-0.5	-0.1	-4.1	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.3	18.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.1	33.1	9.0	-0.1	-10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.2	56.2	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	80.0	8.6	-0.1	-10.5	Passa
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.2	56.2	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	80.0	8.6	-0.1	-10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	73.6	6.1	-0.1	-9.8	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(+Y) ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4·V(+Y)															

2.15.- P15

Secção de betão																	
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis							Estado		
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)			
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.6	0.1	0.0	0.0	-4.1	Passa		
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.5	10.5	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	204.9	19.4	-0.2	0.0	-4.1	Passa		
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.4	18.4	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.1	33.1	9.4	0.0	-10.5	Passa		
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	80.0	9.2	0.0	-10.5	Passa		
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	80.0	9.2	0.0	-10.5	Passa		
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	73.6	6.2	-0.1	-9.8			
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(+Y) ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4·V(+Y)																	

2.16.- P16

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.6	0.1	0.2	0.0	-4.1	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.5	10.5	AP, SCU ⁽³⁾	N,M	225.7	0.2	0.4	0.1	-0.8	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.5	18.5	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	205.0	19.4	0.2	0.0	-4.1	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	80.0	9.9	0.0	-10.5	Passa

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)		Qy (kN)
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	73.6	6.3	-0.1	-9.8	
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.6	80.0	9.9	0.0	-10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	73.6	6.3	-0.1	-9.8	
Notas:															
⁽¹⁾ A verificação não é necessária															
⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(+Y)															
⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa															
⁽⁴⁾ PP+CP+1.4·V(+Y)															

2.17.- P17

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	1.5	8.0	8.0	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	175.7	0.1	0.3	0.1	-4.1	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	10.6	10.6	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	205.1	19.4	0.6	0.1	-4.1	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	18.7	18.7	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q,N,M	255.2	33.1	10.3	0.1	-10.5	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.5	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.7	80.0	10.5	0.1	-10.5	Passa
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.2	56.3	56.3	AP, SCU, V ⁽²⁾	Q	282.7	80.0	10.5	0.1	-10.5	Passa
								AP, V ⁽⁴⁾	N,M	177.5	73.6	6.4	0.0	-9.8	
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(+Y) ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽⁴⁾ PP+CP+1.4·V(+Y)															

2.18.- P18

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
Coberta (4.75 - 9.5 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	2.0	7.4	7.4	AP, SCU ⁽²⁾	Q,N,M	176.9	0.1	-10.0	3.3	-0.6	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	2.9	11.0	11.0	AP, SCU, V ⁽³⁾	Q,N,M	181.5	18.9	5.6	2.2	-4.0	Passa
TÉRREO (-1 - 4.75 m)	40x45	Ext.Superior	Passa	Passa	7.5	13.8	13.8	AP, SCU, V ⁽³⁾	Q,N,M	201.8	25.2	3.6	2.2	-10.4	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	7.6	61.2	61.2	AP, SCU, V ⁽³⁾	Q	233.6	78.9	14.7	2.2	-10.4	Passa
								AP, SCU, V ⁽⁴⁾	N,M	164.1	74.2	9.8	1.4	-9.9	
Fundação	40x45	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.3	61.2	61.2	AP, SCU, V ⁽³⁾	Q	233.6	78.9	14.7	2.2	-10.4	Passa
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa ⁽³⁾ 1.4·PP+1.4·CP+1.12·Qa+1.4·V(+Y) ⁽⁴⁾ PP+CP+1.12·Qa+1.4·V(+Y)															

3.- VIGAS

3.1.- TRAVAMENTO LATERAL

Vigas	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)																Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xSt}	TV _{ySt}	T,Disp _{-sl}	T,Geom _{-st}	T,Arm _{-st}	-	
a: P10 - P11	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P11 - P12	Passa	Passa	'5.318 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P12 - P13	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P13 - P14	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P14 - P15	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P15 - P16	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6

Vigas	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)																Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xSt}	TV _{ySt}	T _{Disp.sl}	T _{Geom.sl}	T _{Arm.sl}	-	
a: P16 - P17	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P17 - P18	Passa	Passa	'5.318 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P1 - P2	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P2 - P3	Passa	Passa	'5.318 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P3 - P4	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P4 - P5	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P5 - P6	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P6 - P7	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P7 - P8	Passa	Passa	'5.319 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
a: P8 - P9	Passa	Passa	'5.318 m' η = 5.9	'0.150 m' η = 32.6	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽³⁾	PASSA η = 32.6
Notação: Disp.: Disposições relativas às armaduras Arm.: Armadura mínima e máxima Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) T_c: Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua. T_{st}: Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma. T_{sl}: Estado limite de ruptura por torção. Tração nas armaduras longitudinais. TNM_x: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. TV_x: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua TV_y: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua TV_{xSt}: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma. TV_{ySt}: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma. T_{Disp.sl}: Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da armadura longitudinal. T_{Geom.sl}: Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da armadura transversal. T_{Arm.sl}: Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados. -: - x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável																	
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção. ⁽²⁾ A verificação não é necessária, já que não há interação entre torção e esforços normais. ⁽³⁾ Não há esforços que produzam tensões normais para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.																	

Vigas	VERIFICAÇÕES DE FISSURAÇÃO (ABNT NBR 6118:2014)						Estado
	W _{k,F,sup.}	W _{k,F,Lat.Dir.}	W _{k,F,inf.}	W _{k,F,Lat.Esq.}	σ _s	-	
a: P10 - P11	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P11 - P12	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P12 - P13	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P13 - P14	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P14 - P15	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P15 - P16	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P16 - P17	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P17 - P18	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P1 - P2	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P2 - P3	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P3 - P4	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P4 - P5	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA

Vigas	VERIFICAÇÕES DE FISSURAÇÃO (ABNT NBR 6118:2014)						Estado
	$W_{k,F, \text{sup.}}$	$W_{k,F, \text{Lat. Dir.}}$	$W_{k,F, \text{inf.}}$	$W_{k,F, \text{Lat. Esq.}}$	σ_s	-	
a: P5 - P6	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P6 - P7	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P7 - P8	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA
a: P8 - P9	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	x: 2.95 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	PASSA

Notação:
 $W_{k,F, \text{sup.}}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior
 $W_{k,F, \text{Lat. Dir.}}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral direita
 $W_{k,F, \text{inf.}}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior
 $W_{k,F, \text{Lat. Esq.}}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral esquerda
 σ_s : Armaduras longitudinais mínimas
 -: -
 x: Distância à origem da barra
 η : Coeficiente de aproveitamento (%)
 N.A.: Não aplicável

Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.):
⁽¹⁾ Não há esforços que produzam tensões normais para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.

Verificações de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q, \text{lim}}$ $f_{i,Q, \text{lim}} = L/350$	No tempo infinito (Quase permanente) $f_{T, \text{max}} \leq f_{T, \text{lim}}$ $f_{T, \text{lim}} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A, \text{max}} \leq f_{A, \text{lim}}$ $f_{A, \text{lim}} = \text{Mín.}(10.00, L/500)$	Estado
a: P10 - P11	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P11 - P12	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P12 - P13	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P13 - P14	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P14 - P15	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P15 - P16	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P16 - P17	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P17 - P18	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P1 - P2	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P2 - P3	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P3 - P4	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P4 - P5	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P5 - P6	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P6 - P7	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA
a: P7 - P8	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q, \text{lim}}$: 16.00 mm	$f_{T, \text{max}}$: 0.66 mm $f_{T, \text{lim}}$: 22.40 mm	$f_{A, \text{max}}$: 0.24 mm $f_{A, \text{lim}}$: 10.00 mm	PASSA

Verificações de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	No tempo infinito (Quase permanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Mín.}(10.00, L/500)$	Estado
a: P8 - P9	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q,lim}$: 16.00 mm	$f_{T,max}$: 0.66 mm $f_{T,lim}$: 22.40 mm	$f_{A,max}$: 0.24 mm $f_{A,lim}$: 10.00 mm	PASSA



Esforços e armaduras de pilares, paredes, cortinas e muros

ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA GALPÃO INDUSTRIAL

1.- MATERIAIS

1.1.- Concretos

Elemento	Concreto	f_{ck} (MPa)	γ_c	Natureza	Agregado Tamanho máximo (mm)	E_c (MPa)
Todos	C35, usina.rigor	35	1.30	Granito	19	29403

1.2.- Aços por elemento

1.2.1.- Aços em barras

Elemento	Aço	f_{yk} (MPa)	γ_s
Todos	CA-50 e CA-60	500 a 600	1.15

1.2.2.- Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Aço dobrado	CF-26	260	200
Aço laminado	A-36	250	200

2.- ARM.PILARES E PILARES PAREDES

2.1.- Pilares

Armadura de pilares												
Concreto: C35, usina.rigor												
Pilar	Geometria			Armaduras						Aprov. (%)	Estado	
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras				Estribos				
				Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾	Espaçamento (cm)			
P1	Coberta	40x45	4.15/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	12.1	Passa	
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	23.3	Passa	
	TÉRREO											
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	23.3	Passa	
P2	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.8	Passa	
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa	
	TÉRREO											
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.2	Passa	
P3	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.7	Passa	

Armadura de pilares											
Concreto: C35, usina.rigor											
Pilar	Geometria			Armaduras						Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras				Estribos			
				Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾	Espaçamento (cm)		
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45								
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	Fundação			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.2	Passa
P4	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.6	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.2	Passa
P5	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.6	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.2	Passa
P6	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.5	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.3	Passa
P7	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.5	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.3	Passa
P8	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.6	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.3	Passa
P9	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	11.0	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/4.15	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	61.2	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	61.2	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	61.2	Passa
P10	Coberta	40x45	4.15/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	12.1	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	23.3	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	23.3	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	23.3	Passa
P11	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.8	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.2	Passa
P12	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.7	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.2	Passa
P13	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.6	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.2	Passa
P14	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.6	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.2	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.2	Passa
P15	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.5	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.3	Passa
P16	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.5	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.3	Passa
P17	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	10.6	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/3.45	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	56.3	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	56.3	Passa

Armadura de pilares											
Concreto: C35, usina.rigor											
Pilar	Geometria			Armaduras						Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras				Estribos			
				Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾	Espaçamento (cm)		
P18	Coberta	40x45	4.75/9.50	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	11.0	Passa
	TRAVAMENTO LATERAL	40x45	-1.00/4.15	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3	15	61.2	Passa
	TÉRREO			4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3+X1rØ6.3+Y1rØ6.3			
	Fundação	-	-	4Ø12.5	2Ø12.5	2Ø12.5	0.55	1eØ6.3	-	61.2	Passa
Notas: ⁽¹⁾ e = estribo, r = ramo											

3.- RELATÓRIO QUANTITATIVOS PILARES

Tabela resumo - TÉRREO							
Pilares	Dimensões (cm)	Fôrmas (m ²)	Concreto C35, usina.rigor (m ³)	Armaduras CA-50 e CA-60			Taxa (kg/m ³)
				Longitudinal Ø12.5 (kg)	Estribos Ø6.3 (kg)	Total +10 % (kg)	
P1 e P10	40x45	15.14	1.60	84.8	42.8	140.4	79.75
P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P11, P12, P13, P14, P15, P16 e P17	40x45	105.98	11.20	658.0	336.0	1093.4	88.75
P9 e P18	40x45	17.52	1.86	94.0	48.0	156.2	76.34
Total		138.64	14.66	836.8	426.8	1390.0	86.19

Tabela resumo - Coberta							
Pilares	Dimensões (cm)	Fôrmas (m ²)	Concreto C35, usina.rigor (m ³)	Armaduras CA-50 e CA-60			Taxa (kg/m ³)
				Longitudinal Ø12.5 (kg)	Estribos Ø6.3 (kg)	Total +10 % (kg)	
P1 e P10	40x45	18.20	1.92	88.2	45.4	147.0	69.58
P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17 e P18	40x45	129.28	13.76	632.0	324.8	1052.5	69.53
Total		147.48	15.68	720.2	370.2	1199.5	69.54

4.- SOMATÓRIO DE ESFORÇOS EM PILARES, PAREDES E MUROS/CORTINAS POR AÇÕES E PISO

- Somente são levados em conta os esforços de pilares, muros e paredes. Se a obra tem vigas com vinculação externa, vigas inclinadas, diagonais ou estruturas 3D integradas, os esforços dos referidos elementos não serão mostrados no relatório a seguir.
- Este relatório é útil para se conhecer as cargas atuantes no nível da cota da base dos pilares sobre um piso. Para casos tais como pilares apoiados tracionados, os esforços terão a influência não só das cargas atuantes provenientes dos pisos superiores, mas também das cargas que recebe de pisos inferiores.

4.1.- Resumido

Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)

Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
TRAVAMENTO LATERAL	4.75	Peso próprio	2135.5	51124	23651	-0.0	-0.0	-0.0
		Cargas permanentes	744.2	17861	8242.5	-0.0	-0.0	-0.0
		Sobrecarga	265.8	6378.8	2943.7	-0.0	-0.0	-0.0
		Vento +X	-319.0	-7570	-3532	17.6	0.0	-195.1
		Vento -X	-319.0	-7739	-3532	-17.6	0.0	195.1
		Vento +Y	-446.5	-10716	-4762	-0.0	38.2	916.2
		Vento -Y	-446.5	-10716	-5129	0.0	-38.2	-916.2
TÉRREO	0.00	Peso próprio	2983.5	71405	33042	-0.0	-0.0	-0.0
		Cargas permanentes	744.2	17862	8242.5	-0.0	-0.0	-0.0
		Sobrecarga	272.5	6540.5	3018.2	-0.0	-0.0	-0.0
		Vento +X	-319.0	-7349	-3532	47.2	0.0	-523.2
		Vento -X	-319.0	-7961	-3532	-47.2	0.0	523.2
		Vento +Y	-446.5	-10717	-4278	-0.0	102.4	2457.1
		Vento -Y	-446.5	-10717	-5613	0.0	-102.4	-2457
Fundação	-1.00	Peso próprio	3063.0	73313	33923	-0.0	-0.0	-0.0
		Cargas permanentes	744.2	17862	8242.5	-0.0	-0.0	-0.0
		Sobrecarga	272.5	6540.5	3018.2	-0.0	-0.0	-0.0
		Vento +X	-319.0	-7302	-3532	47.2	0.0	-523.2
		Vento -X	-319.0	-8008	-3532	-47.2	0.0	523.2
		Vento +Y	-446.5	-10717	-4176	-0.0	102.4	2457.1
		Vento -Y	-446.5	-10717	-5715	0.0	-102.4	-2457

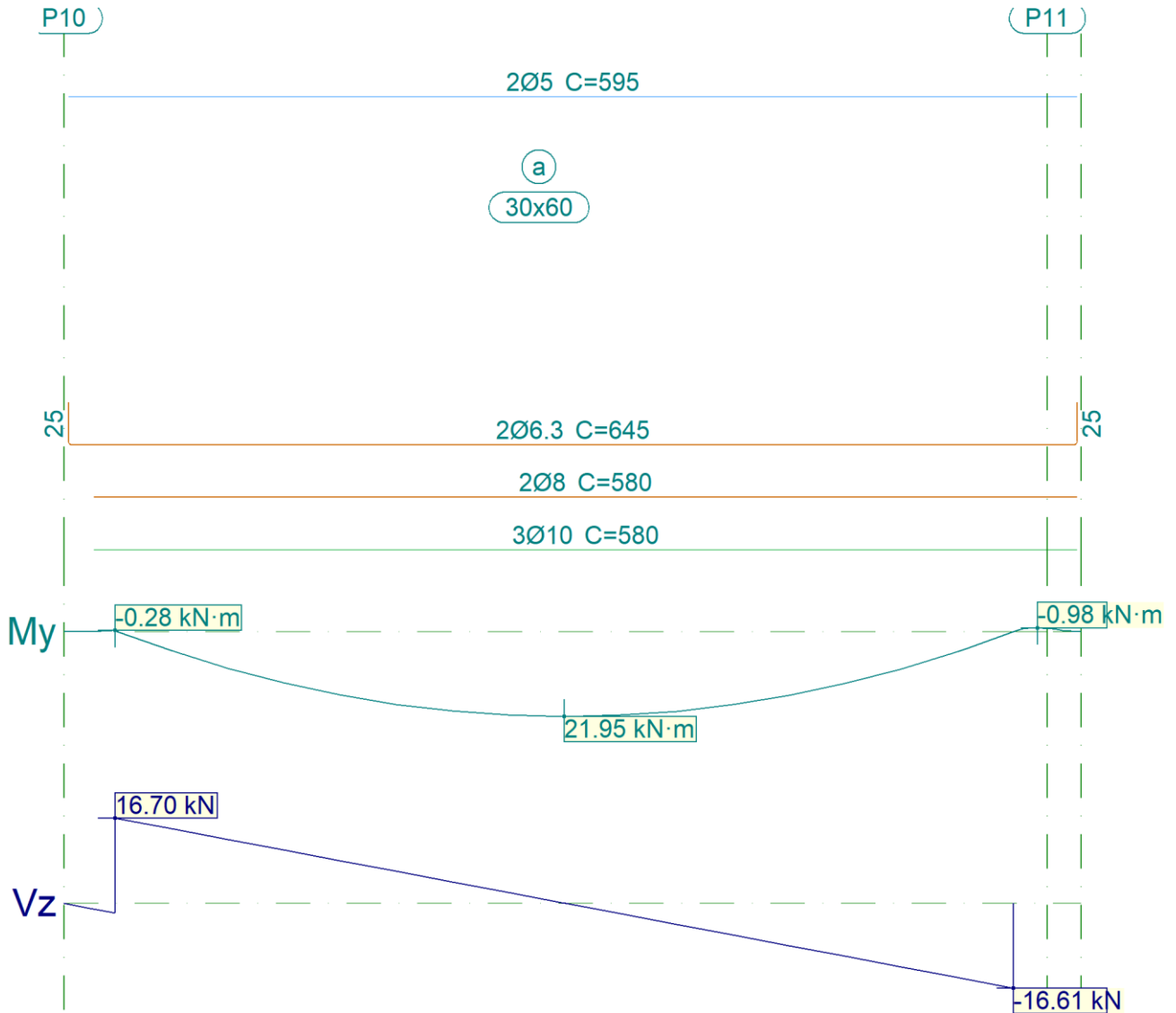


Relatório de armaduras de vigas

ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA GALPÃO INDUSTRIAL

1.- TRAVAMENTO LATERAL

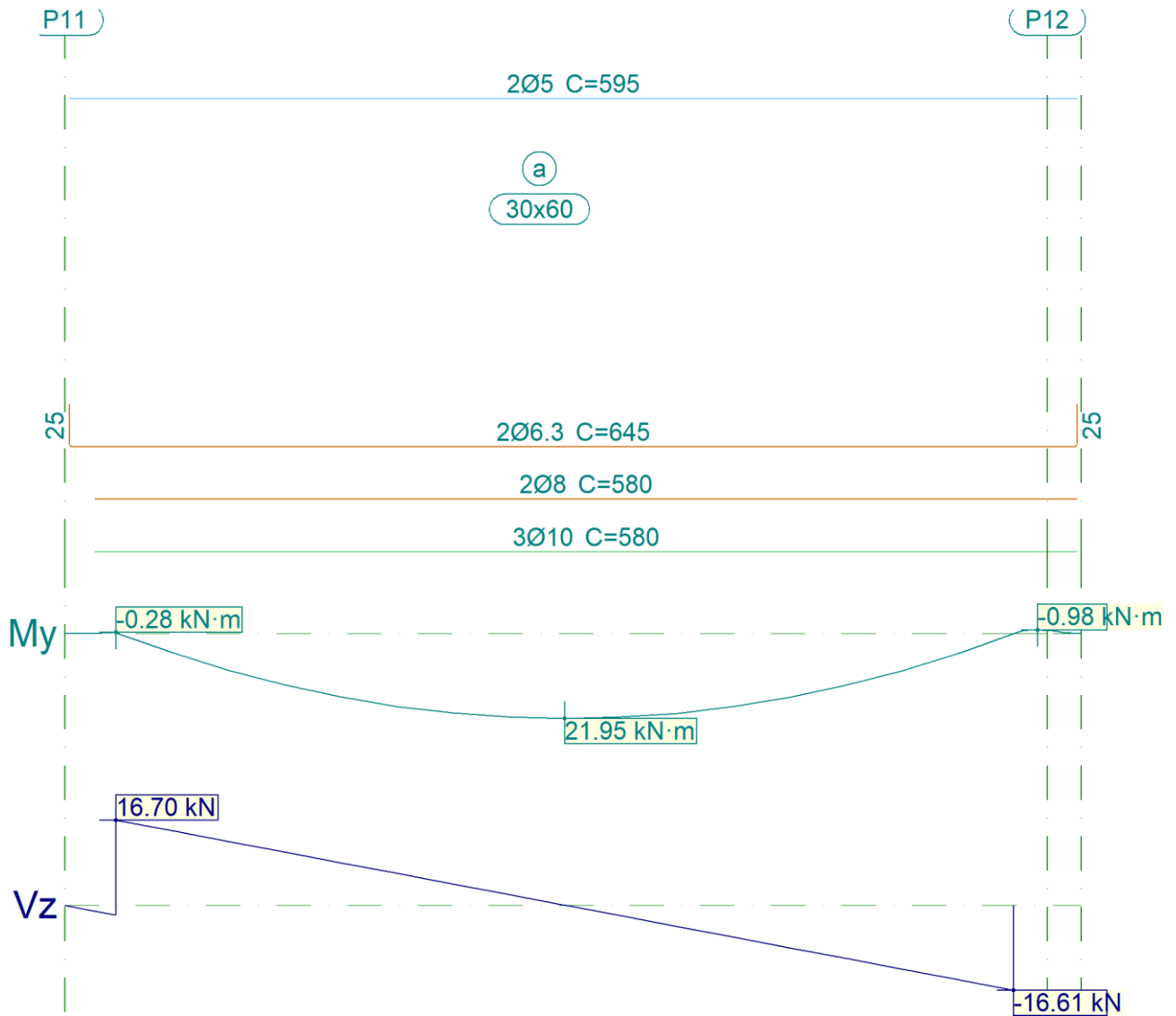
1.1.- V 1



V 1		Tramo: a		
Corte		30x60		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]	16.37	21.95	18.89
	x [m]	1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]	-1.89	-4.12	-16.61
	x [m]	0.30	3.61	5.60

V 1			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Esforço cortante máx.	[kN]		16.70	6.29	--
x	[m]		0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Torçor máx.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

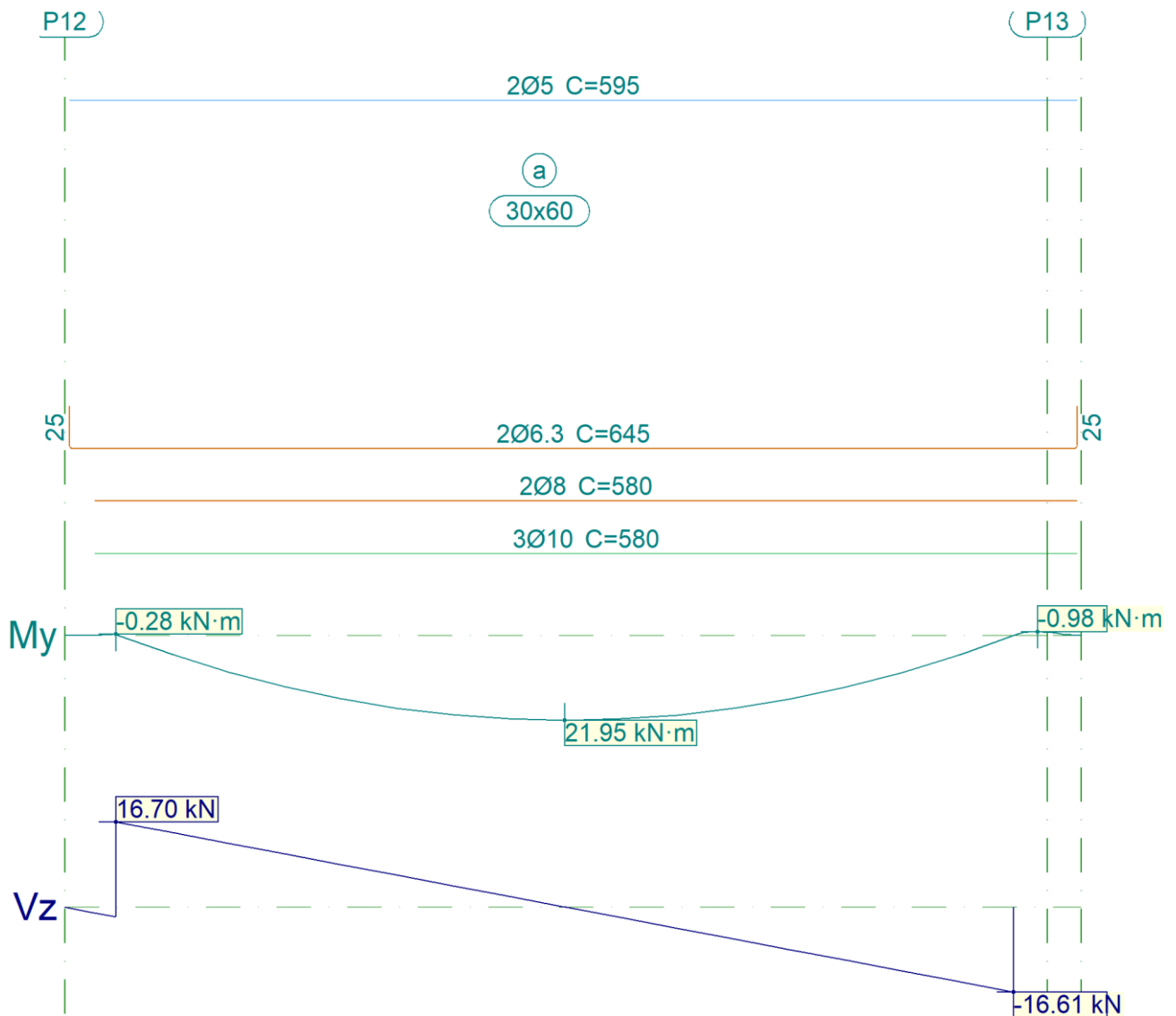
1.2.- V 2



V 2		Tramo: a		
Corte		30x60		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	--	--	--
	[m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]	16.37	21.95	18.89
	[m]	1.62	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]	-1.89	-4.12	-16.61
	[m]	0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]	16.70	6.29	--
	[m]	0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]	--	--	--
	[m]	--	--	--
Torçor máx.		[kN]	--	--

V 2			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22879 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8435 (L: 5.60 m)		

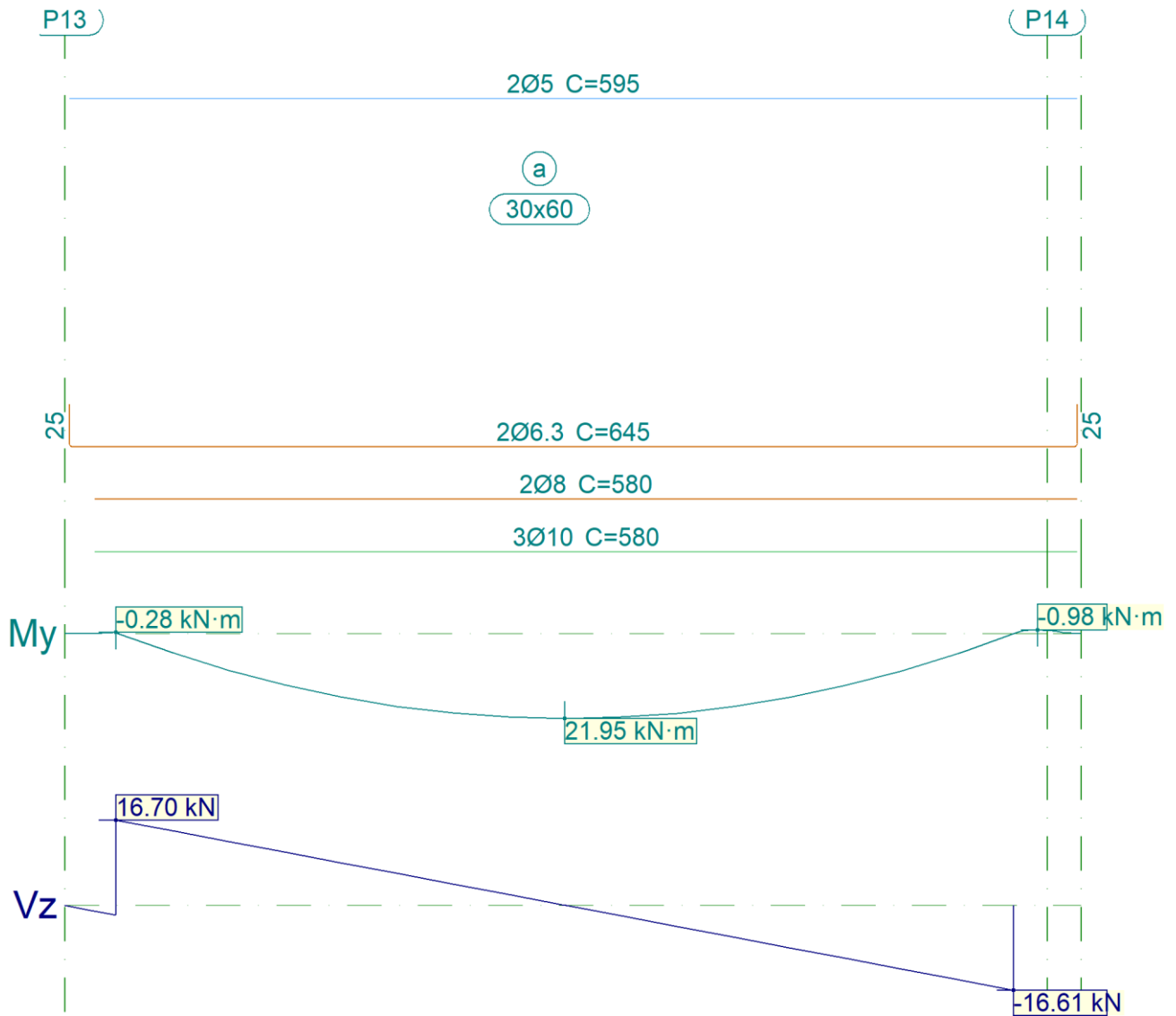
1.3.- V 3



V 3			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L

V 3			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Momento máx.	[kN·m]		16.37	21.95	18.89
x	[m]		1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]		-1.89	-4.12	-16.61
x	[m]		0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]		16.70	6.29	--
x	[m]		0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Torçor máx.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

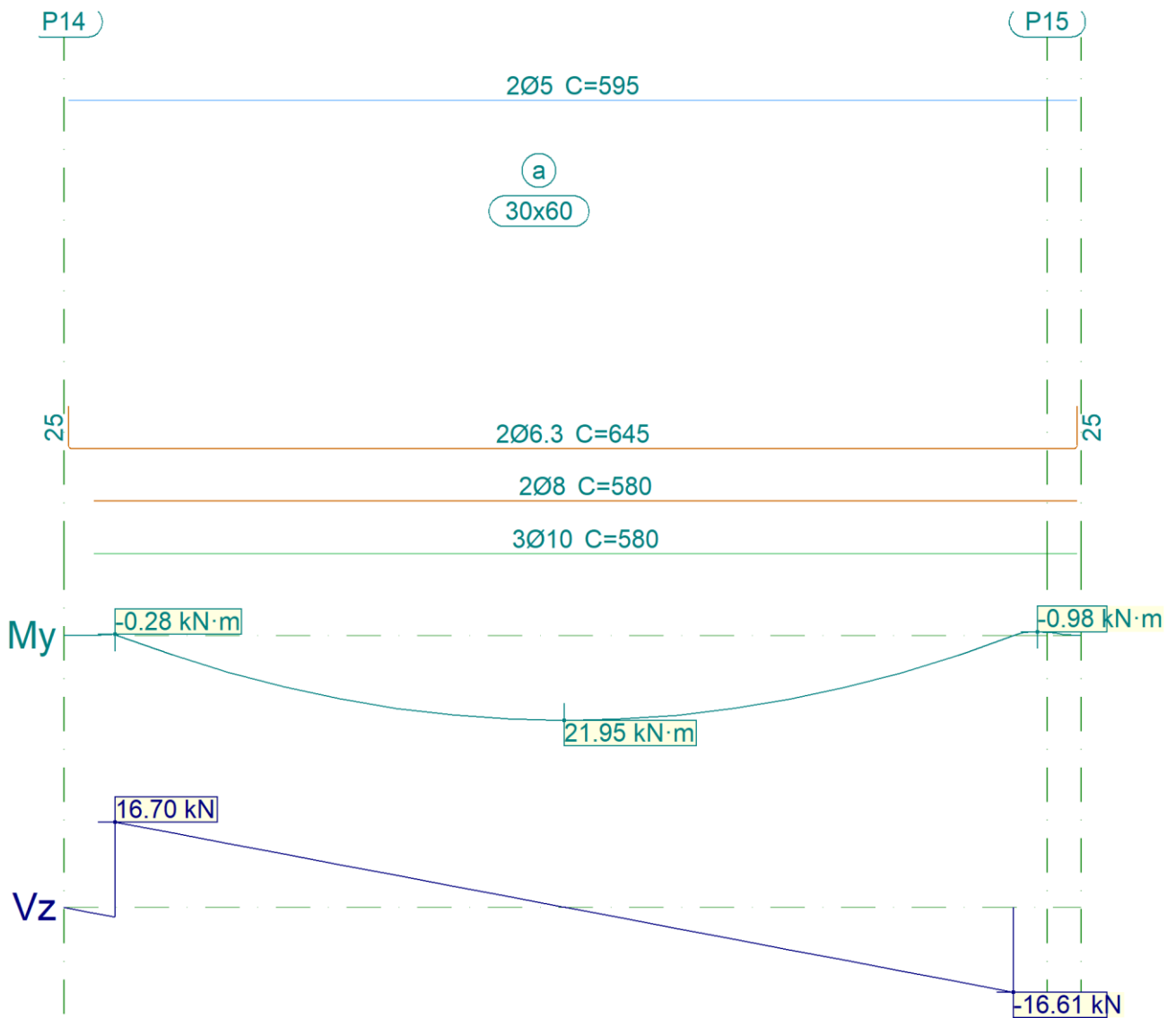
1.4.- V 4



V 4		Tramo: a		
Corte		30x60		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]	16.37	21.95	18.89
	x [m]	1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]	-1.89	-4.12	-16.61
	x [m]	0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]	16.70	6.29	--
	x [m]	0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Torçor máx.		[kN]	--	--

V 4			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

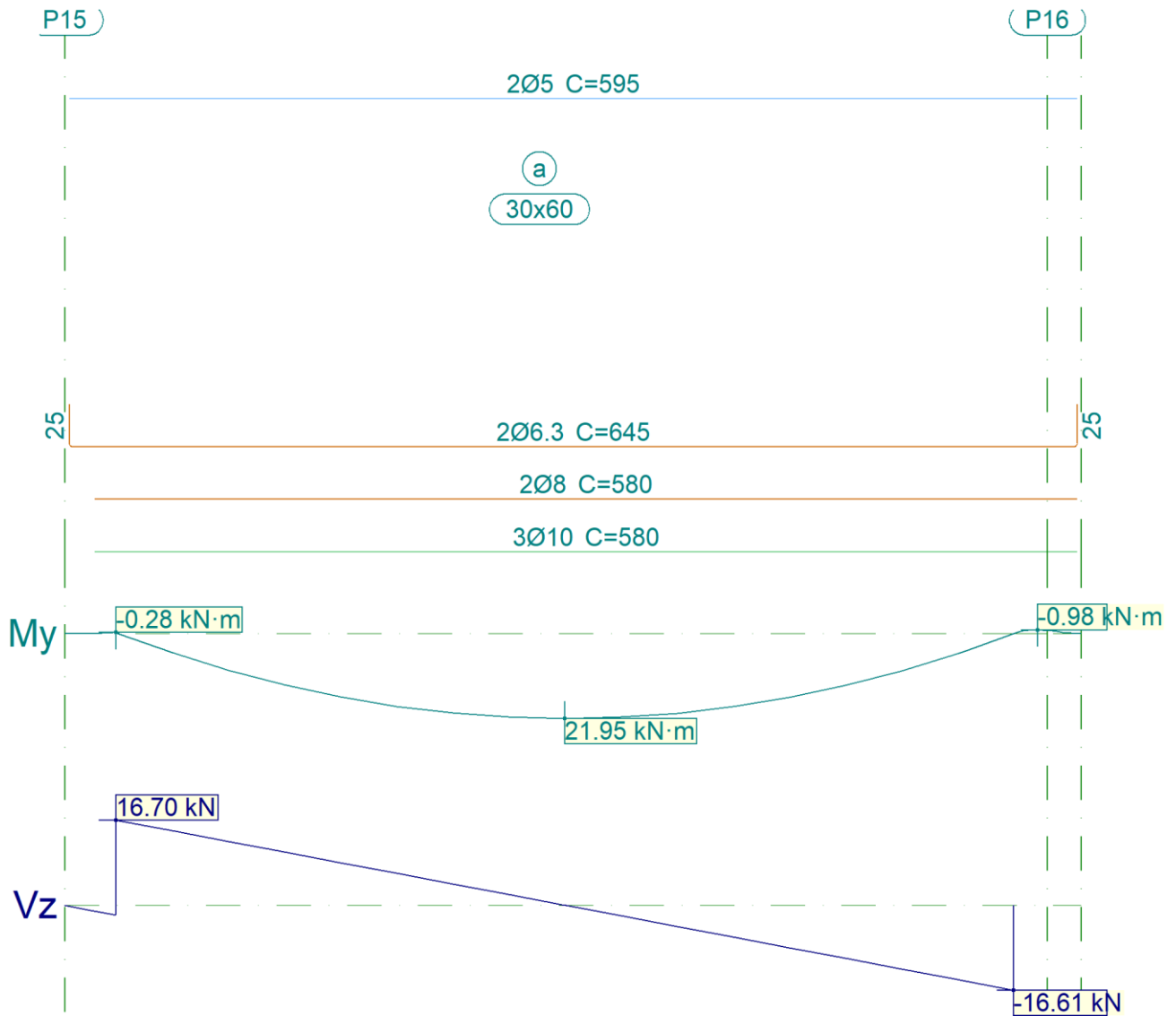
1.5.- V 5



V 5			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L

V 5			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Momento máx.	[kN·m]		16.37	21.95	18.89
x	[m]		1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]		-1.89	-4.12	-16.61
x	[m]		0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]		16.70	6.29	--
x	[m]		0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Torçor máx.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

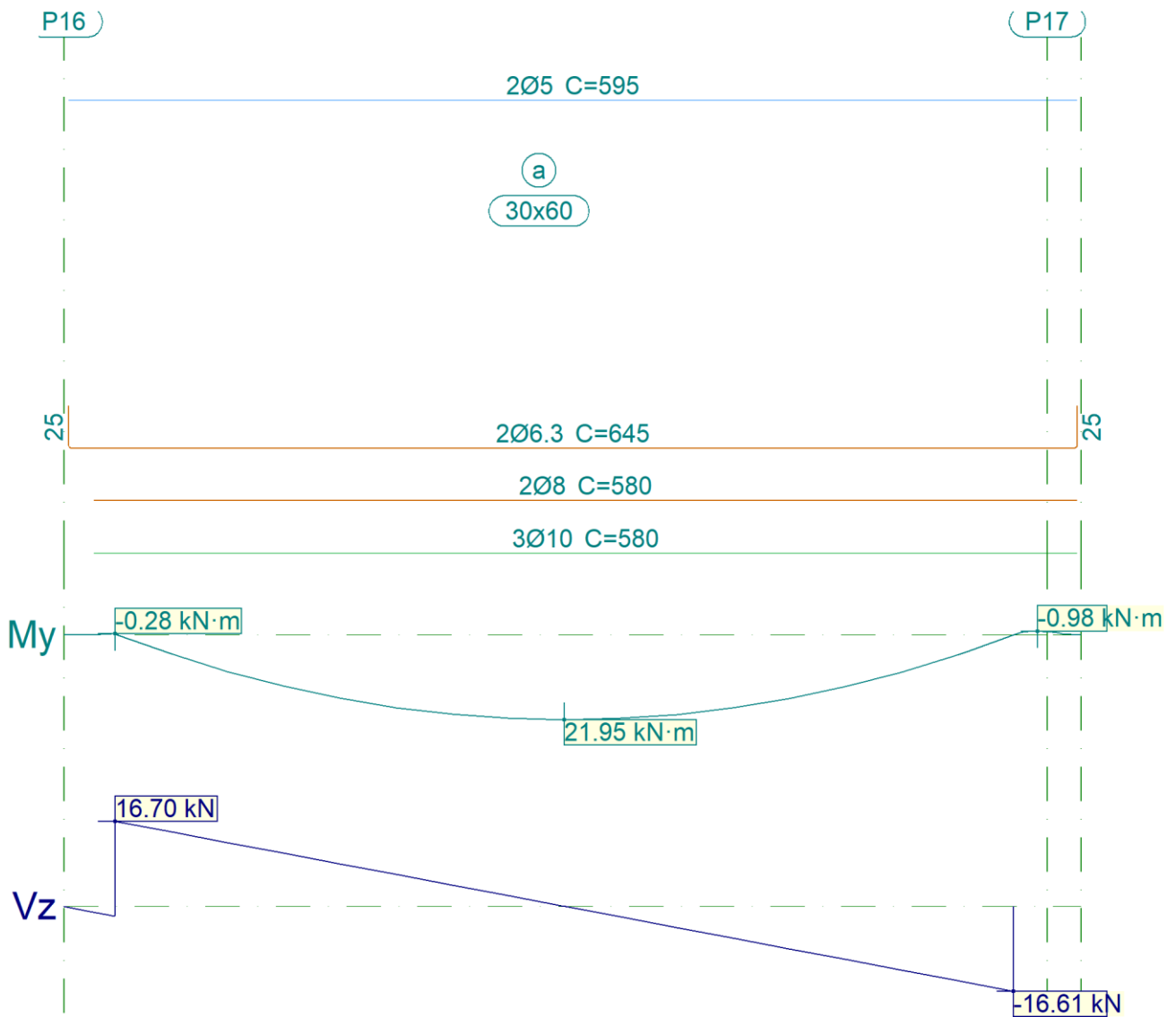
1.6.- V 6



V 6		Tramo: a		
Corte		30x60		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	--	--	--
	[m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]	16.37	21.95	18.89
	[m]	1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]	-1.89	-4.12	-16.61
	[m]	0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]	16.70	6.29	--
	[m]	0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]	--	--	--
	[m]	--	--	--
Torçor máx.		[kN]	--	--

V 6			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

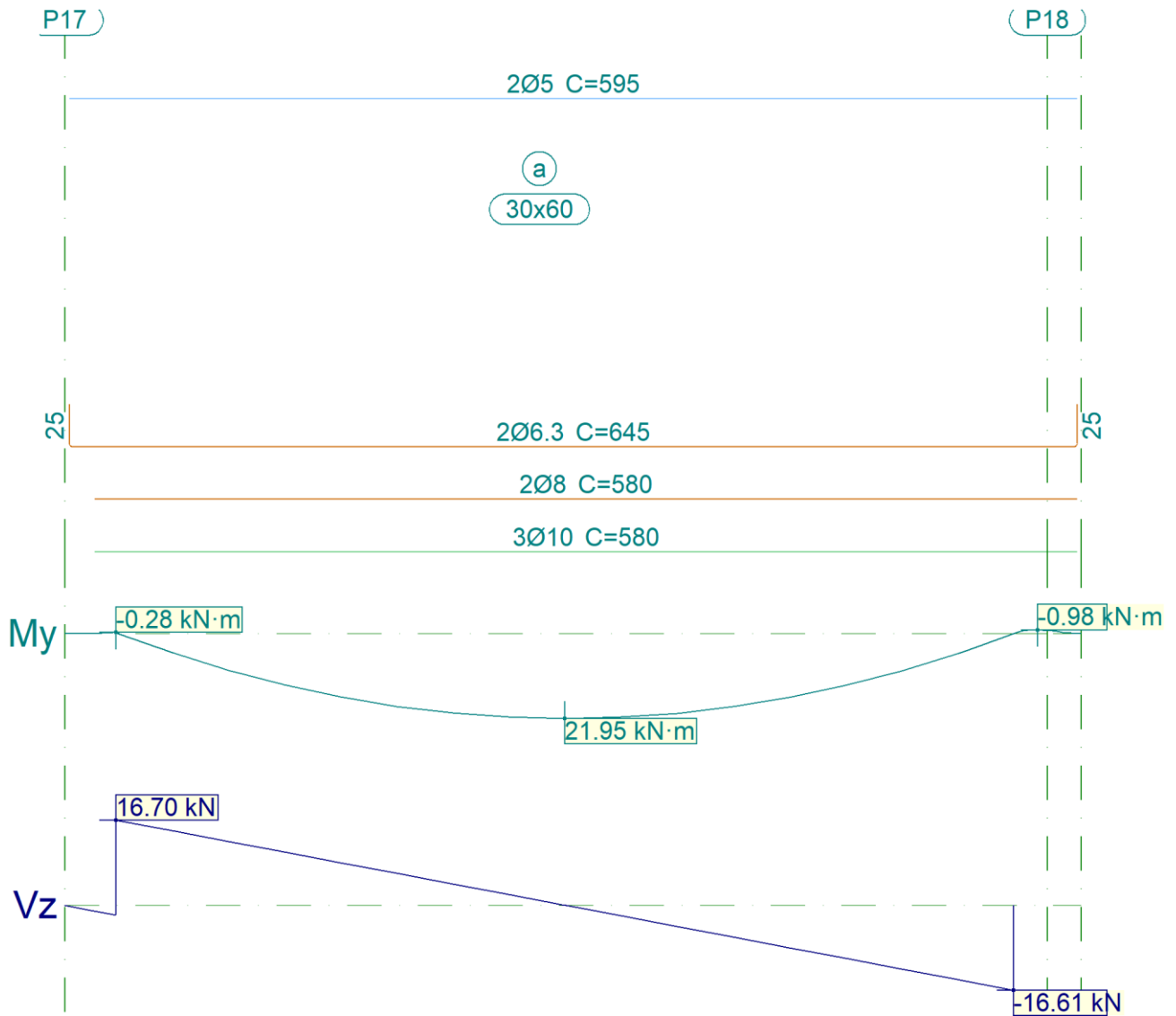
1.7.- V 7



V 7			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L

V 7			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]		16.37	21.95	18.89
	x	[m]	1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]		-1.89	-4.12	-16.61
	x	[m]	0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]		16.70	6.29	--
	x	[m]	0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Torçor máx.	[kN]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22873 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8432 (L: 5.60 m)		

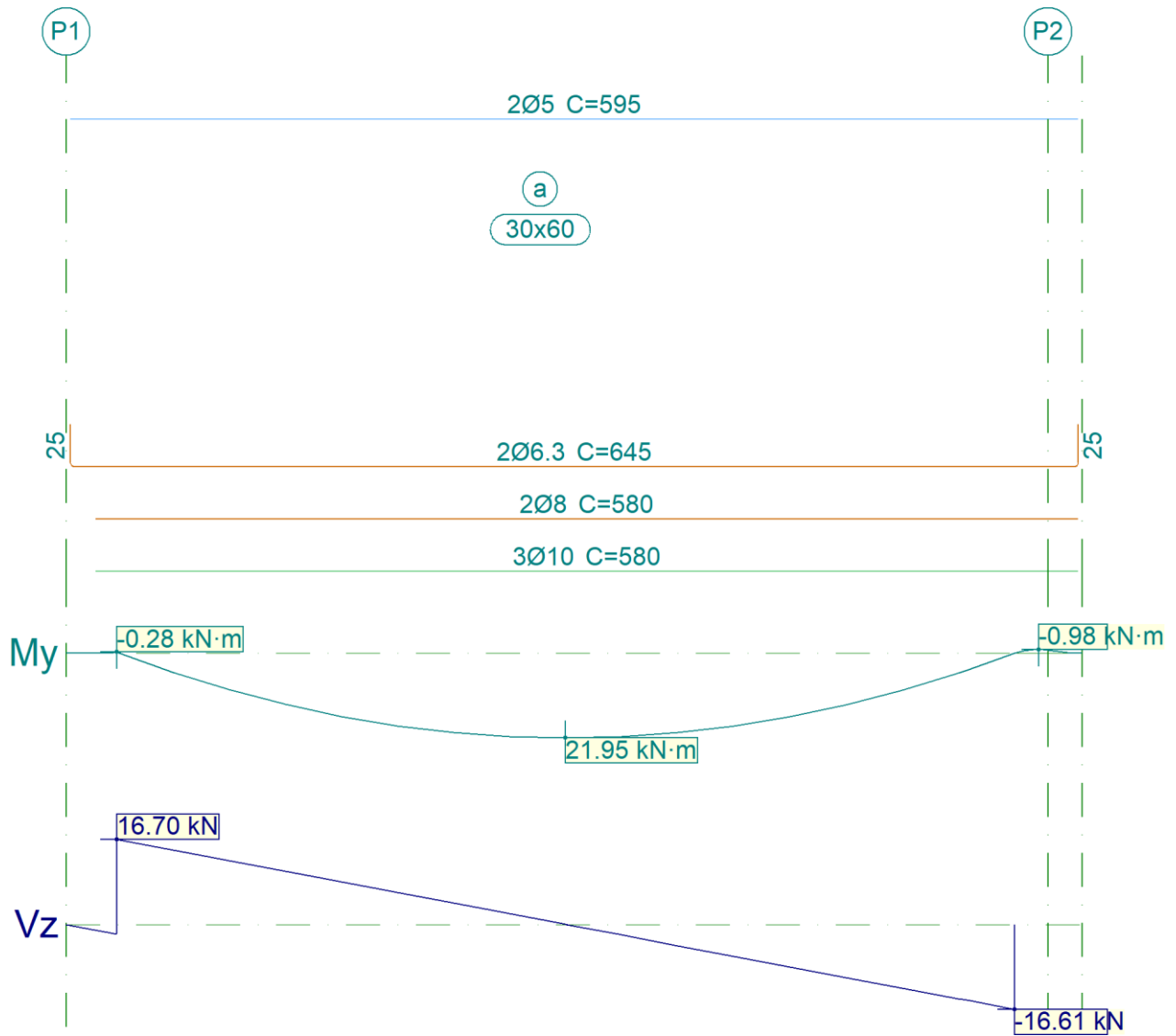
1.8.- V 8



V 8		Tramo: a		
Corte		30x60		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	--	--	--
	[m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]	16.37	21.95	18.89
	[m]	1.62	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]	-1.89	-4.12	-16.61
	[m]	0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]	16.70	6.29	--
	[m]	0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]	--	--	--
	[m]	--	--	--
Torçor máx.		[kN]	--	--

V 8			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22879 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8435 (L: 5.60 m)		

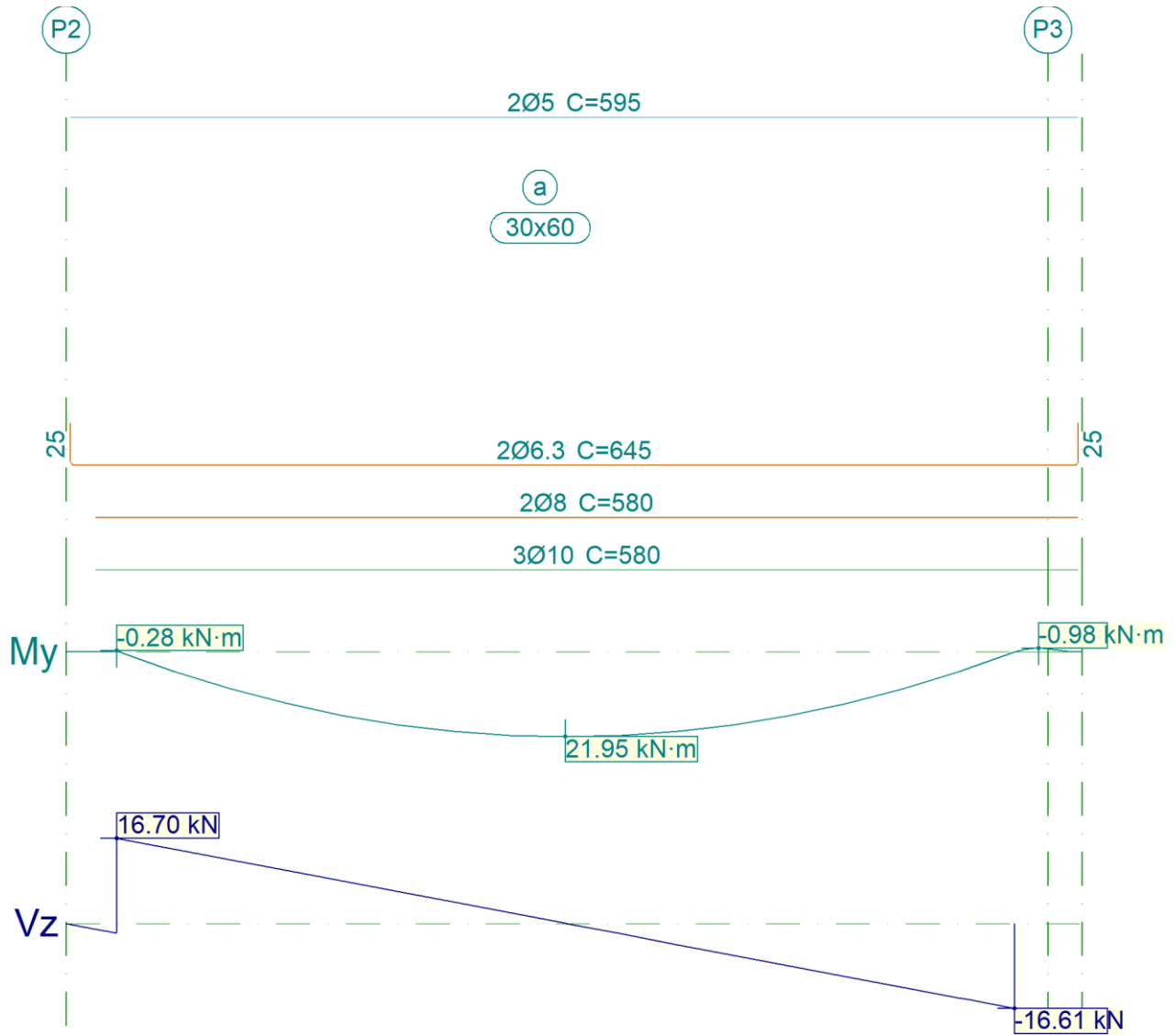
1.9.- V 9



V 9			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		--	--	--

V 9			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Momento máx.	[kN·m]		16.37	21.95	18.89
x	[m]		1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]		-1.89	-4.12	-16.61
x	[m]		0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]		16.70	6.29	--
x	[m]		0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Torçor máx.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

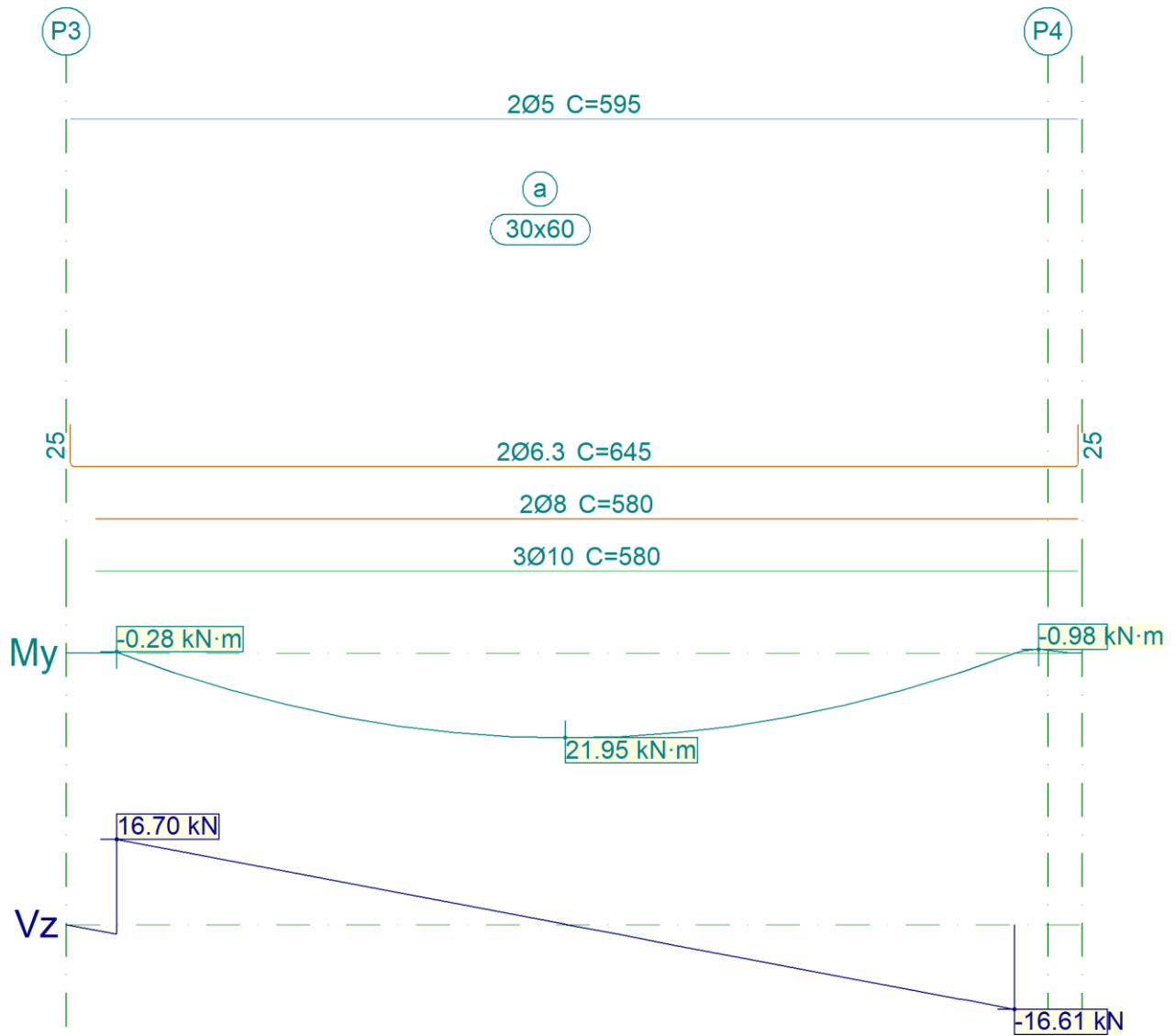
1.10.- V 10



V 10		Tramo: a		
Corte		30x60		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]	16.37	21.95	18.89
	x [m]	1.62	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]	-1.89	-4.12	-16.61
	x [m]	0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]	16.70	6.29	--
	x [m]	0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Torçor máx.		--	--	--

V 10			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22879 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8435 (L: 5.60 m)		

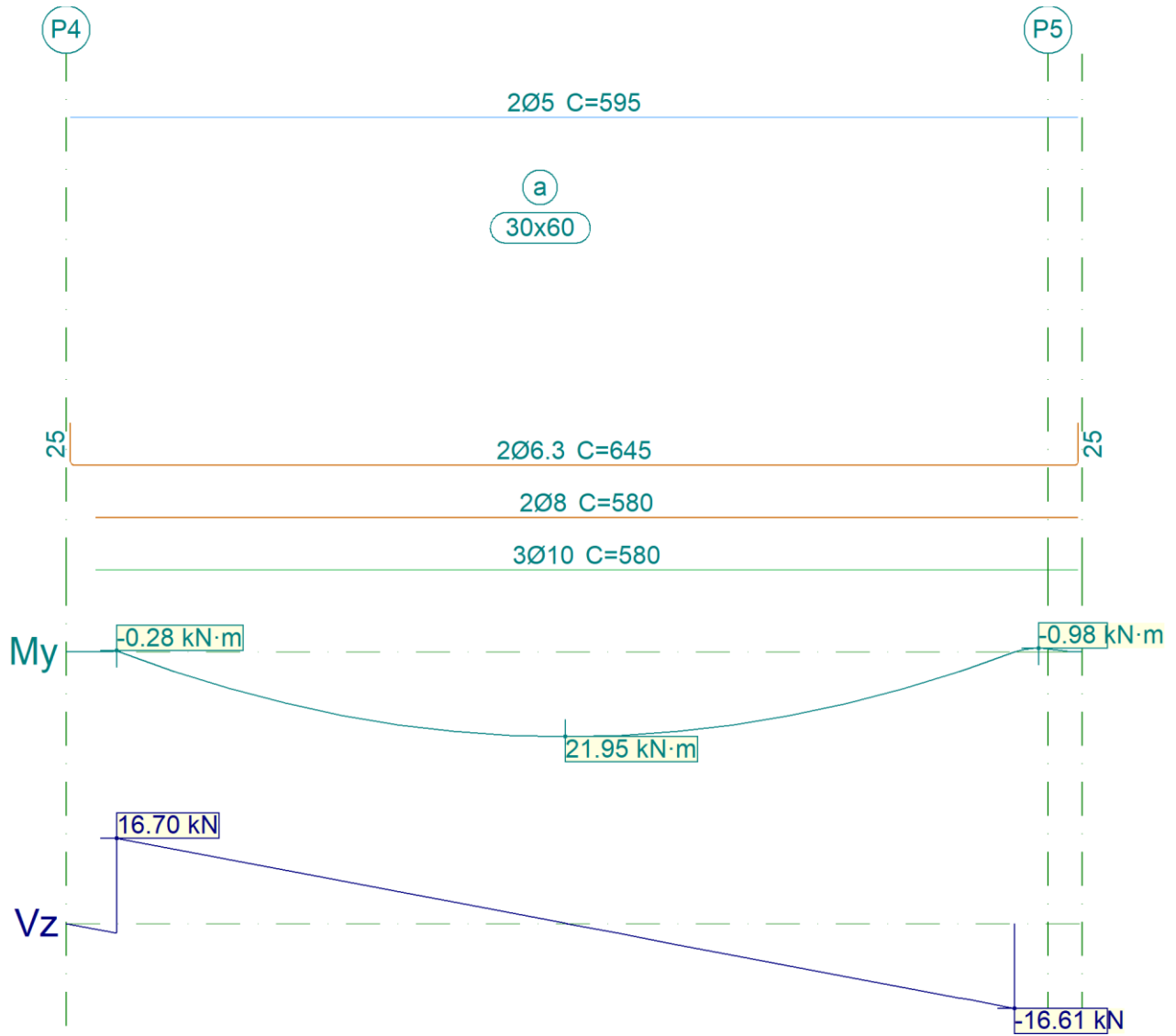
1.11.- V 11



V 11			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		--	--	--

V 11			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Momento máx.	[kN·m]		16.37	21.95	18.89
x	[m]		1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]		-1.89	-4.12	-16.61
x	[m]		0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]		16.70	6.29	--
x	[m]		0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Torçor máx.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

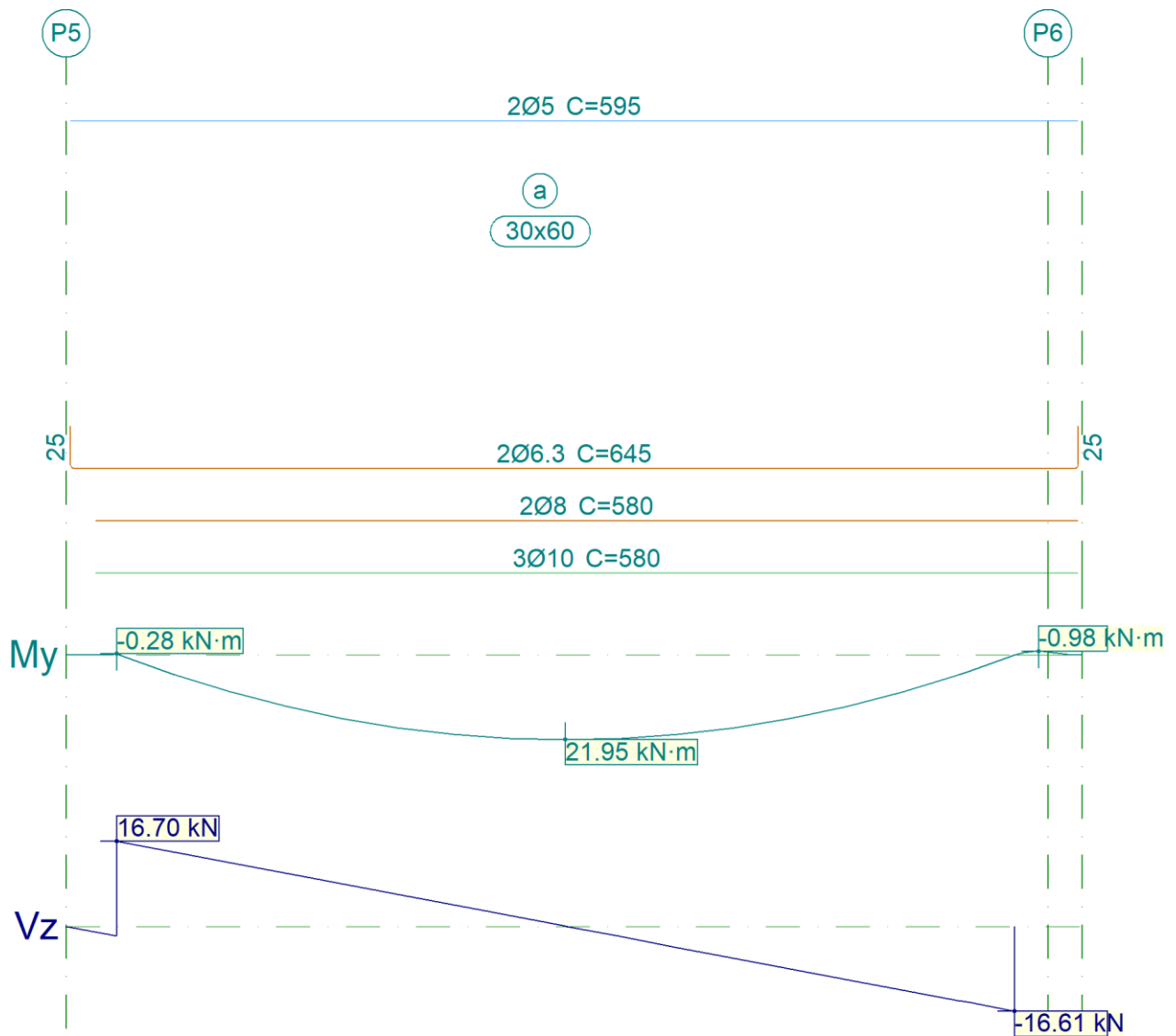
1.12.- V 12



V 12		Tramo: a		
Corte		30x60		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]	16.37	21.95	18.89
	x [m]	1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]	-1.89	-4.12	-16.61
	x [m]	0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]	16.70	6.29	--
	x [m]	0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Torçor máx.		--	--	--

V 12			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

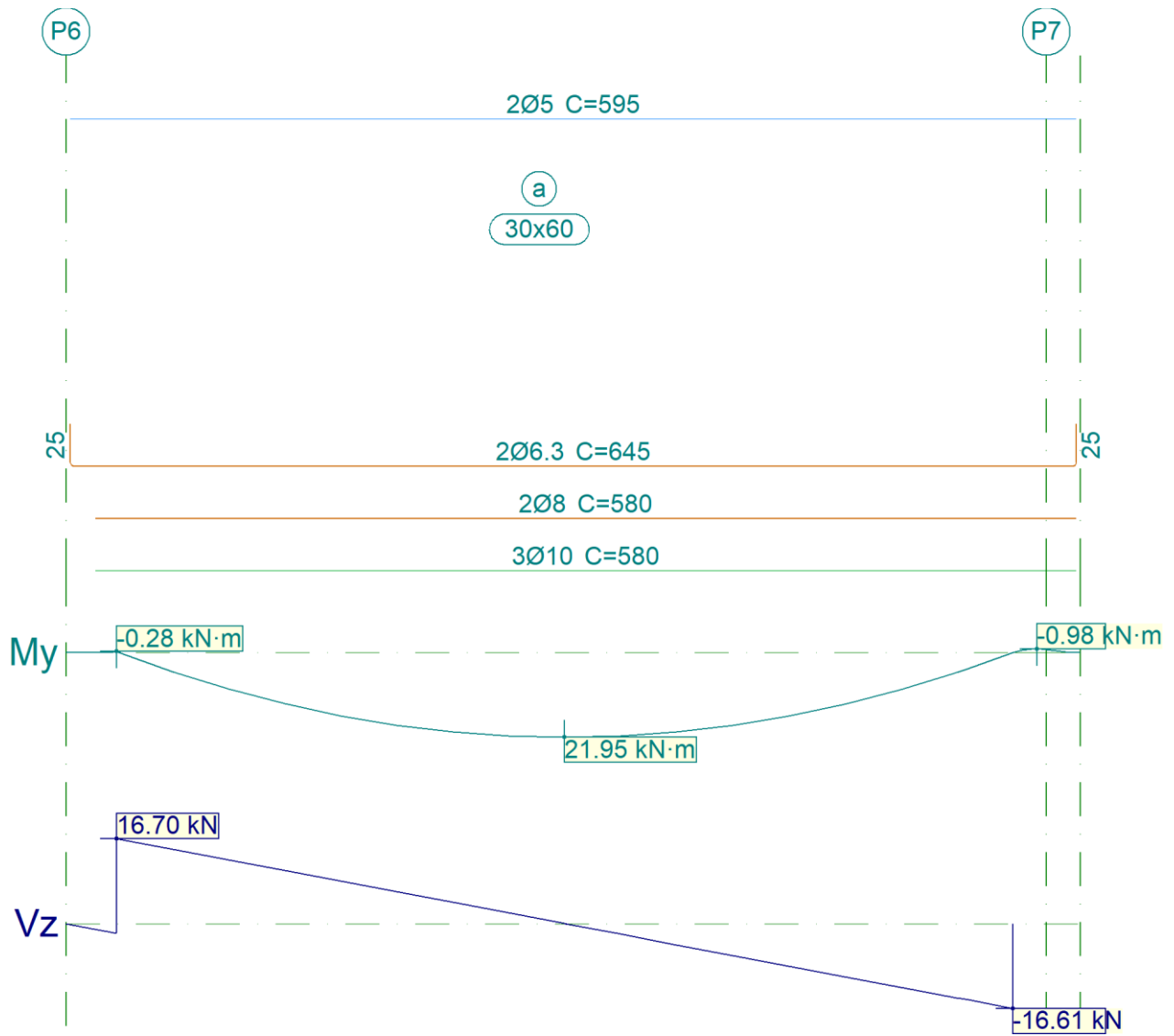
1.13.- V 13



V 13			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		--	--	--

V 13			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Momento máx.	[kN·m]		16.37	21.95	18.89
x	[m]		1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]		-1.89	-4.12	-16.61
x	[m]		0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]		16.70	6.29	--
x	[m]		0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Torçor máx.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

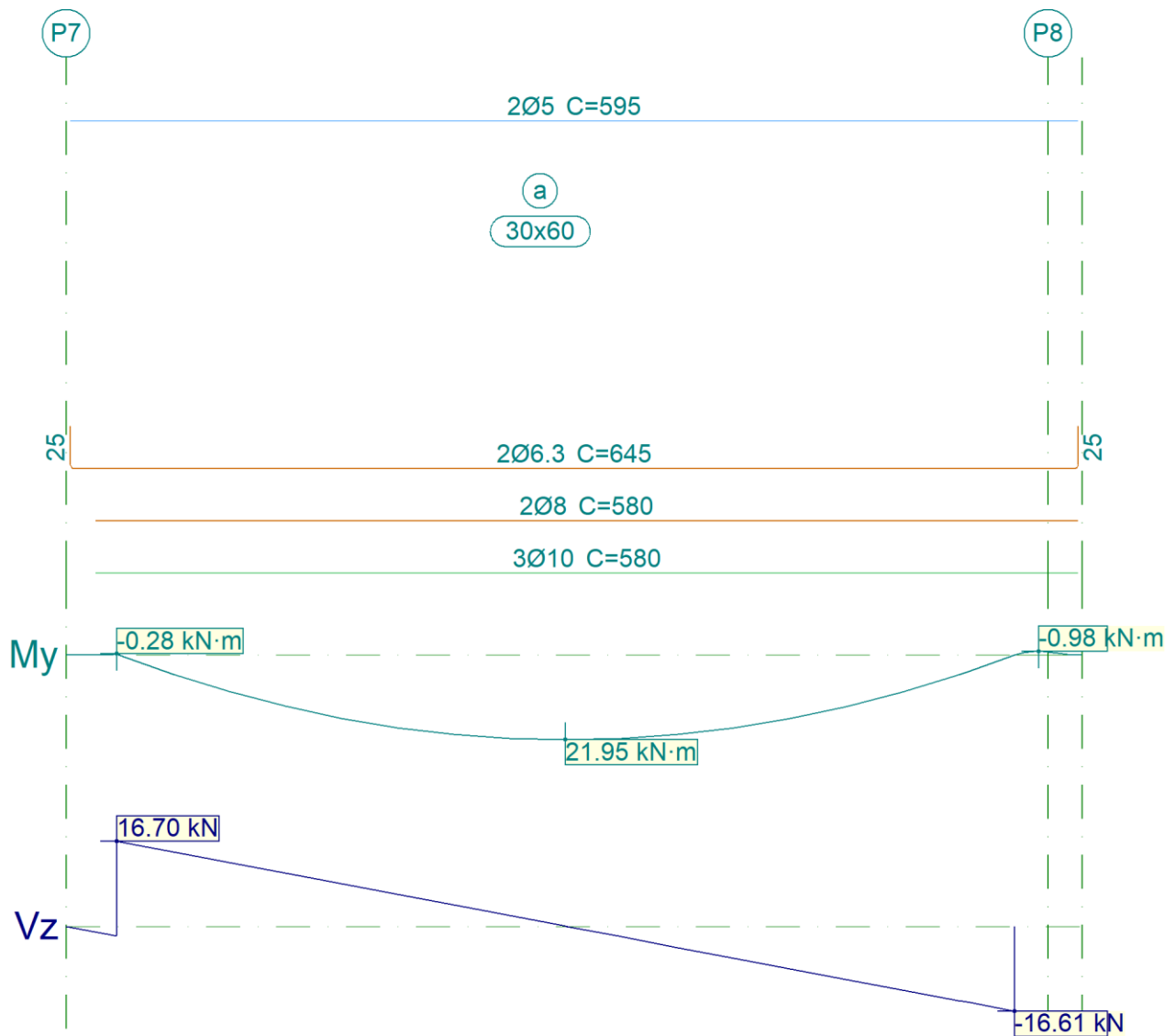
1.14.- V 14



V 14		Tramo: a		
Corte		30x60		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]	16.37	21.95	18.89
	x [m]	1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]	-1.89	-4.12	-16.61
	x [m]	0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]	16.70	6.29	--
	x [m]	0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]	--	--	--
	x [m]	--	--	--
Torçor máx.		--	--	--

V 14			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22876 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8434 (L: 5.60 m)		

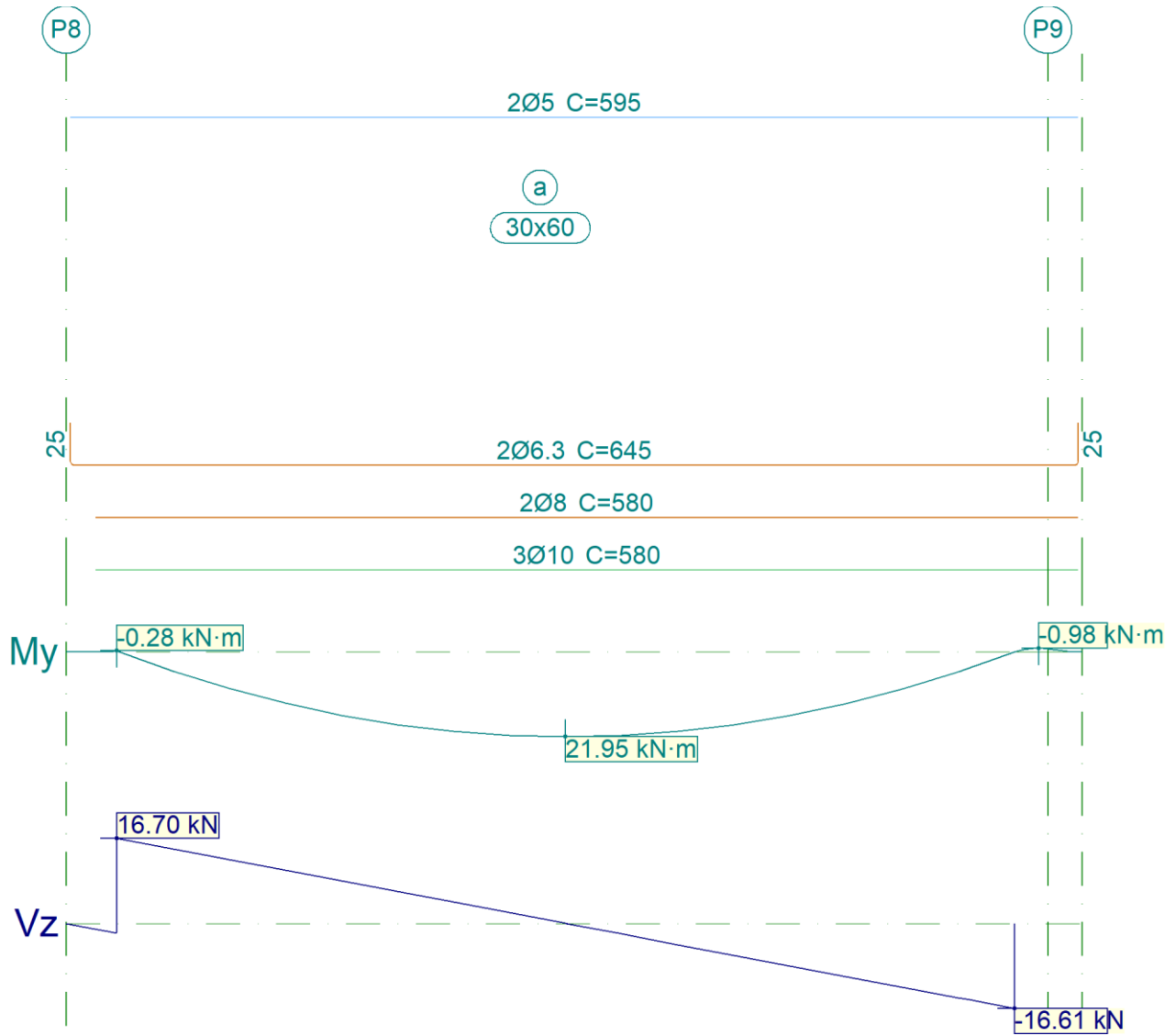
1.15.- V 15



V 15			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		--	--	--

V 15			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Momento máx.	[kN·m]		16.37	21.95	18.89
x	[m]		1.63	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]		-1.89	-4.12	-16.61
x	[m]		0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]		16.70	6.29	--
x	[m]		0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Torçor máx.	[kN]		--	--	--
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22873 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8432 (L: 5.60 m)		

1.16.- V 16



V 16		Tramo: a		
Corte		30x60		
Região		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	--	--	--
x	[m]	--	--	--
Momento máx.	[kN·m]	16.37	21.95	18.89
x	[m]	1.62	2.95	3.94
Esforço cortante mín.	[kN]	-1.89	-4.12	-16.61
x	[m]	0.30	3.61	5.60
Esforço cortante máx.	[kN]	16.70	6.29	--
x	[m]	0.30	1.96	--
Torçor mín.	[kN]	--	--	--
x	[m]	--	--	--
Torçor máx.	[kN]	--	--	--

V 16			Tramo: a		
Corte			30x60		
Região			1/3L	2/3L	3/3L
x	[m]		--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	0.40	0.40	0.40
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm²]	Real	3.99	3.99	3.99
		Nec.	3.90	3.90	3.90
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.33	3.33	3.33
		Nec.	3.21	3.21	3.21
F. Sobrecarga			0.00 mm, <L/1000 (L: 5.60 m)		
F. Ativa			0.24 mm, L/22879 (L: 5.60 m)		
F. no tempo infinito			0.66 mm, L/8435 (L: 5.60 m)		



Quantidades de armadura, por diâmetro

ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA GALPÃO ...

Data: 09/04/20

Peso: Os valores indicados têm incluídas as perdas.

TÉRREO

	Tipo de aço	Referência	Comprimento (m)	Peso (kg)
Pilares em concreto	CA-50	Ø6.3	1744.08	470
		Ø12.5	868.80	921
		Total + 10%		1391

TRAVAMENTO LATERAL

	Tipo de aço	Referência	Comprimento (m)	Peso (kg)
Vigas de concreto	CA-60	Ø5	1453.76	251
		Total + 10%		251
	CA-50	Ø6.3	206.40	56
		Ø8	185.60	81
		Ø10	278.40	189
		Total + 10%		326
Consoles curtos	CA-50	Ø10	446.40	303
		Total + 10%		303
	CA-60	Ø4.2	91.84	11
		Total + 10%		11

Coberta

	Tipo de aço	Referência	Comprimento (m)	Peso (kg)
Pilares em concreto	CA-50	Ø6.3	1506.72	406
		Ø12.5	747.60	792
		Total + 10%		1198

Total obra

	Tipo de aço	Referência	Comprimento (m)	Peso (kg)
Vigas de concreto	CA-60	Ø5	1453.76	251
		Total + 10%		251
	CA-50	Ø6.3	206.40	56
		Ø8	185.60	81
		Ø10	278.40	189
		Total + 10%		326
Consoles curtos	CA-50	Ø10	446.40	303
		Total + 10%		303
	CA-60	Ø4.2	91.84	11
		Total + 10%		11
Pilares em concreto	CA-50	Ø6.3	3250.80	876
		Ø12.5	1616.40	1713
		Total + 10%		2589



Quantidades da obra

ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA GALPÃO ...

Notas:

Barras: Os valores indicados têm incluídas as perdas.

Superfície total: Foram deduzidas as aberturas de superfície maior que 0.00 m².

TÉRREO

Elemento	Fôrmas (m²)	Volume (m³)	Barras (kg)
Pilares	138.64	14.660	1391
Total	-	14.660	1391
Índices (por m²)	-	4.525	429.32
Superfície total: 3.24 m²			

TRAVAMENTO LATERAL

Elemento	Fôrmas (m²)	Superfície (m²)	Volume (m³)	Barras (kg)
Vigas	107.52	26.88	17.280	577
Consoles curtos	-	-	3.276	314
Pilares	0.00	-	-	-
Total	-	26.88	20.556	891
Índices (por m²)	-	-	0.682	29.58
Superfície total: 30.12 m²				

Coberta

Elemento	Fôrmas (m²)	Volume (m³)	Barras (kg)
Pilares	147.48	15.680	1198
Total	-	15.680	1198
Índices (por m²)	-	4.840	369.75
Superfície total: 3.24 m²			

Total obra

Elemento	Fôrmas (m²)	Superfície (m²)	Volume (m³)	Barras (kg)
Vigas	107.52	26.88	17.280	577
Consoles curtos	-	-	3.280	314
Pilares	286.12	-	30.340	2589
Total	-	26.88	50.900	3480
Índices (por m²)	-	-	1.391	95.08
Superfície total: 36.60 m²				