

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

ROGER WILSON VALE ROGERIO

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA: ESTUDO DE CASO EM
GALPÃO COMERCIAL

Joinville

2023

ROGER WILSON VALE ROGERIO

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA: ESTUDO DE CASO EM
GALPÃO COMERCIAL

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientadora: Dra. Valéria Bennack

Joinville

2023

ROGER WILSON VALE ROGERIO

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA: ESTUDO DE CASO EM
GALPÃO COMERCIAL

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 29 de junho de 2023.

Dr.(a) Valéria Bennack
Orientador(a)/Presidente
Universidade Federal de Santa Catarina

Dr.(a) Anelize Borges Monteiro
Membro Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Victor Hugo Duarte de Andrade
Membro Avaliador
Perville Engenharia e Empreendimentos

Aos meus pais, meu
reconhecimento eterno.

AGRADECIMENTOS

Com profundo apreço e gratidão, dedico este momento aos indivíduos que foram fundamentais em minha trajetória acadêmica. Agradeço a todos pelo apoio e contribuição neste trabalho de conclusão de curso.

Aos meus pais, Liliana e Carlos pelo apoio e amor incondicionais. Seus ensinamentos e incentivos foram essenciais. Amo vocês imensamente.

Aos meus queridos irmãos, Carla, Bruno e Anna pelo incentivo nos momentos desafiadores e pela alegria que trazem à minha vida. Sou grato por tê-los ao meu lado.

Aos demais familiares, expesso meu profundo agradecimento pelo carinho e incentivo que sempre me proporcionaram.

À minha orientadora e amiga, Valéria Bennack, expesso minha sincera gratidão pela sua atenção, interesse e incentivo demonstrados ao longo da elaboração deste trabalho.

Ao meu amigo Victor Hugo, por toda a orientação e *insights* que compartilhou comigo ao longo dessa jornada. Sua contribuição foi valiosa.

Aos amigos que fiz durante minha graduação, expesso minha gratidão por todos os momentos de alegria, conselhos e risadas compartilhados. Sua presença e apoio foram fundamentais nesta jornada acadêmica.

Muito obrigado a todos.

“A história da ciência ensina que o máximo que podemos esperar é um aperfeiçoamento sucessivo de nosso entendimento, um aprendizado por meio de nossos erros, uma abordagem assintótica do Universo, mas com a condição de que a certeza absoluta sempre nos escapará”.

Carl Sagan

RESUMO

As estruturas pré-moldadas são reconhecidas como soluções construtiva ágeis e eficientes, por reduzir desperdícios e tempo de execução. No entanto, para alcançar tal objetivo, é fundamental que o projeto estrutural, considere as condições específicas de carregamento e execução, a fim de assegurar a segurança e durabilidade da estrutura. Nesse contexto, o trabalho apresenta a aplicação do TQS PREO, uma ferramenta computacional com o objetivo de otimizar o processo de dimensionamento e análise estrutural de um galpão em estrutura pré-fabricada. O galpão em análise possui cobertura metálica e não há lajes pré-moldadas. Desse modo, apresentam-se as características do galpão e considerações de projeto adotadas, de acordo com as normas brasileiras. Isso permite a modelagem do edifício no *software*, desde a criação da geometria dos elementos até a indicação dos furos e acessórios de montagem. A análise contempla as solicitações estruturais e o detalhamento dos elementos da superestrutura pré-moldada, bem como a avaliação da sua estabilidade global. Por fim, verificou-se que a estrutura atende aos requisitos de estabilidade global e se comporta como nós fixos, e os elementos estruturais foram detalhados para atender as condições específicas de desmoldagem, transporte e montagem. Conclui-se que a adoção do *software* agiliza o processo de dimensionamento estrutural, todavia, ressalta-se a importância da análise criteriosa do engenheiro frente à ferramenta, a fim de validar as condições do modelo.

Palavras-chave: Pré-Fabricado. Pré-Moldado. TQS. Estrutural. Galpão.

ABSTRACT

Pre-cast structures are recognized as agile and efficient construction solutions, as they reduce waste and construction time. However, to achieve this goal, it is essential that the structural design considers the specific loading and execution conditions to ensure the safety and durability of the structure. In this context, this work presents the application of TQS PREO, a computational tool aimed at optimizing the process of dimensioning and structural analysis of a prefabricated warehouse. The analyzed warehouse features a metal roof and no precast slabs. Therefore, the warehouse characteristics and design considerations are presented in accordance with Brazilian standards. This allows for the modeling of the building in the software, from creating the geometry of the elements to indicating the holes and assembly accessories. The analysis includes the structural demands and detailing of the precast superstructure elements, as well as the evaluation of its overall stability. Finally, it was verified that the structure meets the requirements of global stability and behaves as fixed nodes, and the structural elements were detailed to meet the specific conditions of demolding, transportation, and assembly. It is concluded that the adoption of the software streamlines the process of structural dimensioning. However, it is important to emphasize the engineer's careful analysis of the tool in order to validate the model's conditions.

Keywords: Prefabricated. Precast. TQS. Structural. Warehouse.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Sistemas estruturais com elementos de eixo reto.....	19
Figura 2.2 - Sistema estrutural com elementos de eixo reto com pavimento único...	19
Figura 2.3 - Exemplo de formas básicas dos sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixo reto.	20
Figura 2.4 - Exemplos de perfil “I” para vigas pré-moldadas.....	23
Figura 2.5 - Dente Gerber	23
Figura 2.6 - Pilar pré-moldado padrão com ligações e integração de rede pluvial....	24
Figura 2.7 - Consolo Curto.....	26
Figura 2.8 - Trajetória de tensões em consolo curto.....	26
Figura 2.9 - Içamento no momento de desmoldagem.....	32
Figura 2.10 – Exemplo de levantamento de pilar.....	32
Figura 2.11 - Interface inicial do TQS® v23.....	33
Figura 2.12 - Interface Revit 2023.....	34
Figura 3.1 - Galpão com estrutura híbrida.....	35
Figura 3.2 - Galpão em pórtico.....	36
Figura 3.3 - Dimensão da telha de vedação metálica.....	40
Figura 3.4 – Área de contribuição da cobertura.....	41
Figura 3.5 – Mapa de isopleias.....	42
Figura 3.6 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.....	43
Figura 3.7– Dados gerais do edifício.....	45
Figura 3.8 – Dados de modelo do edifício.....	46
Figura 3.9 – Etapas construtivas.....	46
Figura 3.10 - Dados dos pavimentos do edifício.....	47
Figura 3.11 – Dados dos materiais da estrutura.....	48
Figura 3.12 – Qualidade do concreto em elementos pré-moldados.....	48
Figura 3.13 – Dados de cobrimento dos elementos.....	49
Figura 3.14 – Dados de cargas permanentes do edifício.....	49
Figura 3.15 - Dados de carga de vento do edifício.....	50
Figura 3.16 – Dados de seção dos pilares.....	52
Figura 3.17 – Dados de pilar pré-moldado.....	52

Figura 3.18 – Posição da alça de içamento e furo em relação à face do pilar.	53
Figura 3.19 – Dados do consolo de concreto.	53
Figura 3.20 – Seção catalogada R-020_080 em comparação a R-020_070.	54
Figura 3.21 - Editor de Seções Catalogadas.	54
Figura 3.22 – Seção transversal viga retangular e nova seção catalogada.	55
Figura 3.23 – Dados de viga pré-moldada.	55
Figura 3.24 – Dados gerais da viga de travamento fictícia.	56
Figura 3.25 – Carga Permanente total e variável P2.	56
Figura 4.1 – Relatório de processamento global de cada etapa construtiva.	57
Figura 4.2 – Posição do pilar P9.	58
Figura 4.3 – Momento fletor M_y em Combinação Frequente ELS com vento 0°	61
Figura 4.4 – Carregamentos em Combinação Frequente ELS com vento 0°	62
Figura 4.5 – Gráfico dos valores máximos de RM2M1.	64
Figura 4.6 - Limites de deslocamentos horizontais globais estruturas pré-moldadas	65
Figura 4.7 – Envoltória de deslocamentos máximos horizontais.	66
Figura 4.8 – Verificação de saque e transporte P1.	70
Figura 4.9 – Verificação de levantamento P1.	70
Figura 4.10 – Envoltória de armadura nas etapas construtivas P1.	71
Figura 4.11 – Momento fletor em saque e transporte P1.	72
Figura 4.12 – Geometria viga V2-a.	73
Figura 4.13 – Solicitação em saque e içamento, viga V2-a.	74
Figura 4.14 – Área de armadura necessária em desmoldagem, viga V2-a.	74
Figura 4.15 – Critério TQS PREO de detalhamento das vigas: $A_{s_{\min}}$ superior.	75
Figura 4.16 – Envoltória de combinações ELU: Viga V2-a.	76
Figura 4.17 – Envoltória final para detalhamento: Viga V2-a.	76
Figura 4.18 – Envoltória de fissuras: Viga V2-a.	77
Figura 4.19 – Armadura dente Gerber: Viga V2-a.	78
Figura 4.20 – Valores para o coeficiente γ_n para o dimensionamento de consolos e dentes de concreto.	79
Figura 4.21 – Cálculo de flecha: Viga V2-a.	81
Figura 4.22 – Características geométricas: Consolo C2.	82
Figura 4.23 – Carregamento: Consolo C2.	82
Figura 4.24 – Elastômero fretado.	82
Figura 4.25 – Transmissão de esforço horizontal em consolo.	83

Figura 4.26 – Aparelho de apoio: Consolo C2.....	83
Figura 4.27 – Critérios TQS Preo: Dimensionamento de aparelho de apoio.....	84

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 - Comprimentos recomendados para vãos de estruturas pré-moldadas.	36
Quadro 3.2 – Carga permanente devido à telha de vedação.....	40
Quadro 3.3 – Ações devido à cobertura metálica.....	41
Quadro 3.4 – Coeficientes de Arrasto.	44
Quadro 4.1 – Combinações do modelo global.	59
Quadro 4.2 – Lista detalhada das combinações do modelo global.	60
Quadro 4.3 – Casos de combinações ELU para análise global.	63
Quadro 4.4 – Resultados de estabilidade global do edifício.....	63
Quadro 4.5 – Deslocamentos máximos horizontais.	65
Quadro 4.6 - Comparativo da taxa de aço do pilar P1.	67
Quadro 4.7 – Tensões máximas: Viga V2-a.....	77
Quadro 4.8 – Características do Dente Gerber.....	78
Quadro 4.9 - Limites para deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares.....	79
Quadro 4.10 – Lista da formatos padrão de apoio não fretado (elastômero simples).	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Sistemas estruturais com elementos de eixo reto.....	18
Tabela 2.2 - Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixo reto.....	20
Tabela 2.3 - Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo curvo.....	21
Tabela 3.1 – Classe de agressividade ambiental.....	38
Tabela 3.2 - Relação classe de agressividade e qualidade do concreto.....	39
Tabela 3.3 – Cobrimento Mínimo.....	38
Tabela 4.1 – Relatório de Flexão P1.....	68
Tabela 4.2 – Relatório de Flexão P1: Armadura Longitudinal.....	68
Tabela 4.3 – Combinações ELU verificadas.....	69
Tabela 4.4 – Resumo da armadura dos pilares.....	72

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACIDCOMB – Combinação Acidental

ACID – Carga Acidental

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CD – Centro de Distribuição

CFREQ – Combinações Frequentes

CQPERM – Combinações Quase Permanentes

CRARA – Combinações Raras

CPM – Concreto Pré-Moldado

ELU – Estado de Limite Último

ELS – Estado de Limite de Serviço

NBR – Norma Brasileira

PERM – Carga Permanente

PP – Peso Próprio

VENT1 – carga de vento 90°

VENT2 – carga de vento 270°

VENT3 – carga de vento 0°

VENT4 – carga de vento 180°

LISTA DE SÍMBOLOS

A_t – área de contribuição da cobertura metálica em metros quadrados

A_s – área de armadura

b_w – largura da viga

c – cobrimento da armadura em relação à face do elemento

C_a – coeficiente de arrasto.

C_{tot} - Somatória de cargas verticais características.

d – altura útil

D_{max} – deslocamento horizontal global máximo

e – excentricidade de cálculo oriunda dos esforços solicitantes

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

F_x – Força horizontal no eixo x

F_y – Força horizontal no eixo y

f_{yd} – resistência de cálculo do aço

F_z – Força vertical no eixo z

h – altura do elemento

h_{eq} – altura equivalente

M_1 – Momento característico de 1ª ordem das cargas horizontais

M_2 – Momento característico de 2ª ordem das cargas verticais

M_{Sdx} – Momento fletor solicitante de cálculo em torno do eixo x

M_{Sdy} – Momento fletor solicitante de cálculo em torno do eixo y

N_{Sd} – Força normal solicitante de cálculo

q – carregamento

W_s – Módulo de resistência superior

W_i – Módulo de resistência inferior

α – parâmetro de instabilidade global da estrutura

α – coeficiente de redução de rigidez

γ_{3f} - parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f

γ_f – coeficiente de ponderação das ações

γ_z – coeficiente de estabilidade global da estrutura

λ_x – índice de esbeltez em relação ao eixo x

λ_y – índice de esbeltez em relação ao eixo y

v - força normal adimensional

ρ - taxa geométrica de armadura

ρ_{Tras} - taxa geométrica de armadura na região do traspasse

σ - tensão de cálculo

Ψ_0 - fator de combinação

Ψ_1 - fator de redução

Ψ_2 - fator de redução.

w_k - valor característico da abertura de fissuras

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	14
1.1.	OBJETIVOS	15
1.1.1.	Objetivo Geral	15
1.1.2.	Objetivos Específicos	15
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1.	CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA GALPÕES	17
2.1.1.	Sistemas estruturais de esqueleto	17
2.1.1.1.	<u>Sistemas estruturais de eixo reto</u>	<u>17</u>
2.1.1.2.	<u>Sistemas estruturais com trechos de eixo reto ou curvo</u>	<u>19</u>
2.1.2.	Sistemas estruturais de parede portante	21
2.2.	ELEMENTOS ESTRUTURAIS PRÉ-MOLDADOS ESTUDADOS	22
2.2.1.	Vigas	22
2.2.2.	Pilares	23
2.3.	LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS	24
2.3.1.	Classificação quanto ao esforço principal transmitido	25
2.3.2.	Ligações por meio de consolos de concreto	25
2.4.	PROJETO DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS	27
2.4.1.	Solicitações transitórias	31
2.5.	AÇÕES PARA O CÁLCULO DA ESTRUTURAS	27
2.5.1.	Ações Permanentes	27
2.5.2.	Ações Variáveis	27
2.5.3.	Ações Excepcionais	28
2.5.4.	Combinações de esforços	30
2.6.	TQS®	33
2.6.1.	TQS PREO	33
2.7.	AUTODESK REVIT	34
3.	METODOLOGIA	35
3.1.	CARACTERÍSTICAS DO PROJETO	35
3.1.1.	Localização	37
3.1.2.	Materiais	37

3.1.3.	Elementos estruturais	39
3.2.	AÇÕES CONSIDERADAS	39
3.2.1.	Ações Permanentes	39
3.2.2.	Ações Variáveis	40
3.3.	MODELAGEM NO TQS®.....	44
3.3.1.	Dados do edifício	44
<u>3.3.1.1.</u>	<u>Gerais</u>	<u>44</u>
<u>3.3.1.2.</u>	<u>Modelo</u>	<u>45</u>
<u>3.3.1.3.</u>	<u>Pavimentos</u>	<u>47</u>
<u>3.3.1.4.</u>	<u>Materiais</u>	<u>47</u>
<u>3.3.1.5.</u>	<u>Cobrimentos</u>	<u>48</u>
<u>3.3.1.6.</u>	<u>Cargas</u>	<u>49</u>
3.3.2.	Modelador Estrutural	51
<u>3.3.2.1.</u>	<u>Pilares</u>	<u>51</u>
<u>3.3.2.2.</u>	<u>Consolos</u>	<u>53</u>
<u>3.3.2.3.</u>	<u>Vigas</u>	<u>53</u>
<u>3.3.2.4.</u>	<u>Cobertura Metálica</u>	<u>55</u>
<u>3.3.2.5.</u>	<u>Cargas</u>	<u>56</u>
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	57
4.1.	PROCESSAMENTO GLOBAL	57
4.2.	ANÁLISE GLOBAL DA ESTRUTURA	58
4.2.1.	Combinações de Esforços	59
4.2.2.	Estabilidade Global	62
4.2.3.	Deslocamentos Horizontais	64
4.3.	DETALHAMENTO	66
4.3.1.	Pilares	67
4.3.2.	Vigas	73
4.3.3.	Consolos	81
5.	CONCLUSÃO	85
5.1.	SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS.....	86
REFERÊNCIAS		87
ANEXO A – FORMA E ARMADURA: PILAR P1 COM 0,4% E PILAR P1 COM 1,0%		89

ANEXO B – PLANTA DE LOCAÇÃO DOS ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS: PAVIMENTO TRANSIÇÃO.....	91
ANEXO C – FORMA E ARMADURA: VIGA V2-A	92
ANEXO D –ARMADURA: CONSOLO C2	93

1. INTRODUÇÃO

As dificuldades enfrentadas pelo setor de Engenharia Civil são conhecidas, e diversas soluções ou visões foram oferecidas para aliviar os problemas crônicos na construção. Para tal propósito, é crucial maximizar a eficiência, reduzir perdas e desperdícios, melhorar a qualidade dos produtos, além de aprimorar as condições ambientais e de segurança, a fim de garantir competitividade organizacional a longo prazo (CONTE, 1998).

A industrialização representada pela pré-fabricação e modularização, tem sido vista por muito tempo como uma direção de progresso, e está alinhada com a filosofia *Lean Construction* de produção enxuta, visto que o uso de Concreto Pré-Moldado (CPM) permite a fabricação em série de peças padronizadas com maior controle de qualidade (KOSKELA, 1992).

Além disso, o CPM possibilita a utilização de técnicas construtivas mais ágeis e eficientes, resultando em uma redução no tempo de execução e na minimização dos custos, uma vez que evita a necessidade de ajustes constantes durante a obra, sendo assim, uma alternativa frequentemente empregada para a execução de galpões (EL DEBS, 2017).

Os galpões são construções, geralmente, de um único pavimento, constituídos de sistemas estruturais de pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças, com grandes áreas cobertas. Portanto, admitem o armazenamento de grandes volumes, a instalação de pontes rolantes para o transporte de carga e liberdade de espaço para a adequação de *layout* conforme as necessidades do usuário (PRAVIA; DREHMER; MESACASA JÚNIOR, 2010).

Apesar das vantagens que as construções em CPM apresentam, para alcançá-las é essencial que o projeto seja adequadamente detalhado e executável. Uma vez que, a negligência e/ou a falta de atenção a esses fatores podem resultar em retrabalho e afetar o planejamento da obra, seja por furos ou acessórios não previstos, dimensões erradas ou locação incorreta em projeto (JACON; OLIVEIRA; SILVA, 2022).

Portanto, no cenário atual da indústria da construção civil, é possível observar uma crescente presença de empresas especializadas na fabricação de estruturas em

concreto pré-fabricado na região catarinense. Com isso, o presente trabalho busca impulsionar o desenvolvimento e a adoção dessas soluções construtivas na região, ao auxiliar no dimensionamento e detalhamento das estruturas em concreto pré-fabricado.

Assim, este trabalho propõe a análise estrutural e dimensionamento de um galpão em estrutura de concreto pré-fabricado com o *software* TQS PREO, buscando orientar quanto ao dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais conforme fundamentos e recomendações da ABNT NBR 9062:2017 Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado e ABNT NBR 6118:2014 Projeto de Estruturas de Concreto.

1.1. OBJETIVOS

A fim de validar o projeto estrutural em concreto armado pré-moldado de um galpão, propõe-se os seguintes objetivos.

1.1.1. Objetivo Geral

Dimensionar galpão em estrutura de concreto pré-fabricado conforme especificações da ABNT NBR 9062:2017 e NBR 6118:2014 utilizando o *software* TQS PREO. Para isso, elencam-se os seguintes objetivos específicos.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Definir concepção de pré-projeto: dimensões do galpão, vão principal, espaçamento entre os pórticos e o tipo de ligação entre os elementos;
- Identificar os esforços solicitantes por carga permanente e por cargas variáveis, como ações de vento conforme ABNT NBR 6123:1988;
- Modelar e dimensionar os elementos estruturais pré-fabricados da superestrutura (pilares, vigas e consolos) a partir do *software* TQS Preo®;
- Validar estabilidade global do modelo TQS® a partir dos fundamentos da norma ABNT NBR 9062:2017 Projeto e execução de estruturas de

concreto pré-moldado, e NBR 6118:2014 Projeto de Estruturas de concreto;

- Apresentar e validar detalhamento no projeto estrutural, quanto à execução e montagem dos elementos estruturais e suas ligações.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo serão brevemente introduzidos conceitos fundamentais para o dimensionamento adequado de estruturas em concreto pré-moldado. Nesse sentido, serão abordados aspectos como a classificação da estrutura, as características do concreto pré-moldado, ligações e solicitações impostas para o cálculo estrutural do galpão.

2.1. CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA GALPÕES

Conforme El Debs (2017), os sistemas estruturais em concreto pré-moldado para edifícios de um pavimento são classificados em sistemas estruturais de esqueleto com elementos de eixo reto, sistemas estruturais de esqueleto com elementos compostos de trechos de eixo reto ou curvo e sistemas estruturais de parede portante. Assim, descrevem-se a seguir tais sistemas.

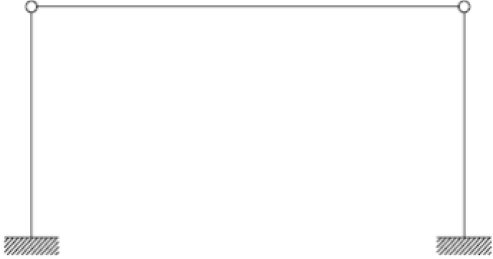

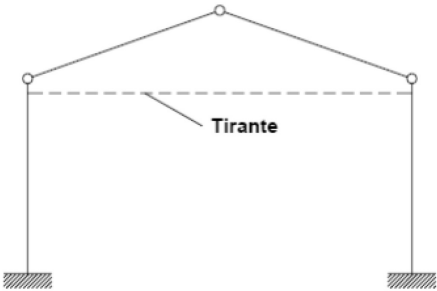
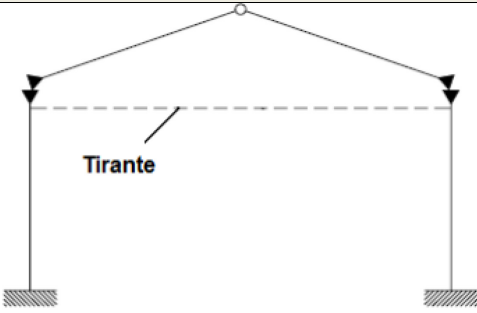
2.1.1. Sistemas estruturais de esqueleto

Os sistemas estruturais em esqueleto são compostos por elementos lineares, como vigas e pilares de vários formatos e tamanhos, que juntos formam o esqueleto da estrutura, normalmente em forma de pórticos. Este sistema é geralmente independente das instalações complementares, como elétrica, hidrossanitário e sistemas de fechamento, permitindo, fácil adaptação do *layout* interno para mudanças de uso.

2.1.1.1. Sistemas estruturais de eixo reto

Estruturas de eixo reto são adequados para produção concreto pré-moldado de fábrica (pré-fabricado), pois apresentam facilidade em todas as fases da produção e permitem a aplicação de protensão com aderência inicial. Entretanto, esses sistemas são pouco favoráveis em relação à distribuição dos esforços solicitantes, e são subdivididos conforme Tabela 2.1 (EL DEBS, 2017).

Tabela 2.1 - Sistemas estruturais com elementos de eixo reto.

a) Pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares.	b) Pilares engastados na fundação e viga engastada nos pilares.
	
c) Pilares engastados na fundação e dois elementos de coberturas articulados	d) Com ligação rígida entre os pilares e os dois elementos de coberturas.
	

Fonte: El Debs (2000, p.270).

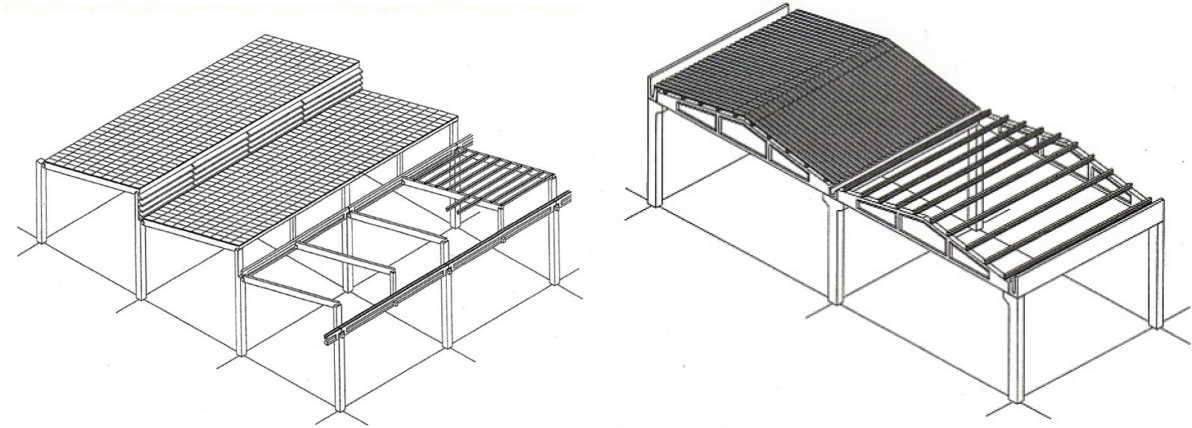
Estruturas com pilares engastados na fundação e viga articulado nos pilares (a) são frequentemente utilizadas devido a facilidade de montagem e de execução das ligações como peças biapoiadas, já as estruturas de forma básica (b) são indicadas para situações em que a flexão nos pilares atinge momentos fletores de níveis elevados. Tal situação pode ocorrer quando os pilares apresentam grandes alturas, ou ainda, quando há a utilização de pontes rolantes de grande capacidade de carga.

Pilares engastados na fundação e dois elementos de coberturas articulados (c), forma utilizada em construções pré-moldadas leves, onde a cobertura é inclinada e há presença de tirante no topo dos pilares, já a forma básica (d) é menos utilizada devido a necessidade de executar *in loco* o engaste entre viga e pilar, reduzindo a velocidade de montagem.

Além disso, as quatro formas básicas podem ser aplicadas para galpões de um vão ou de múltiplos vãos conforme exemplo em Figuras 2.1 e 2.2, vale notar a possibilidade de variação da altura da seção transversal do elemento conforme ocorre

na viga de cobertura no pórtico principal da Figura 2.1 a fim de atender funcionalidade, estética e/ou otimização estrutural (EL DEBS, 2000).

Figura 2.1 - Sistemas estruturais com elementos de eixo reto.



Fonte: El Debs (2000, p.273-274).

Figura 2.2 - Sistema estrutural com elementos de eixo reto com pavimento único.



Fonte: Autor (2022).

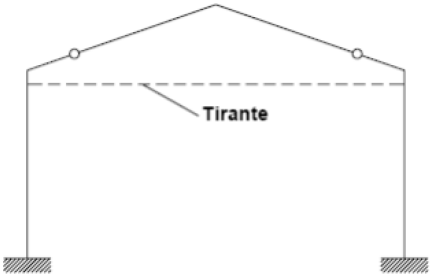
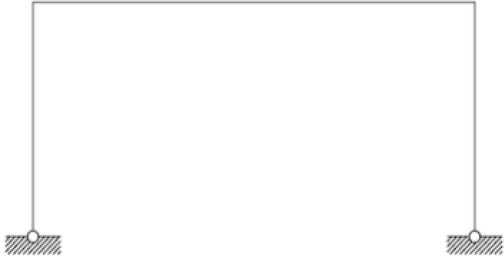
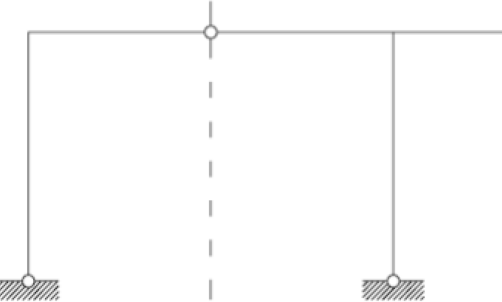
2.1.1.2. Sistemas estruturais com trechos de eixo reto ou curvo

Sistemas estruturais compostos por trechos de eixo reto ou curvo, em forma de arco, normalmente, resultam em melhor distribuição de esforços solicitantes, em comparação ao sistema estrutural de eixo reto. No entanto, a aplicação de protensão com aderência inicial (pré-tração) é praticamente inviável, e a execução, transporte e montagem desses elementos é mais trabalhosa, exigindo atenção especial.

Suas formas básicas estruturais, geralmente utilizadas, são divididas na Tabela 2.2 e Figura 2.3. Quanto à forma básica (a), conhecida como sistema lambda

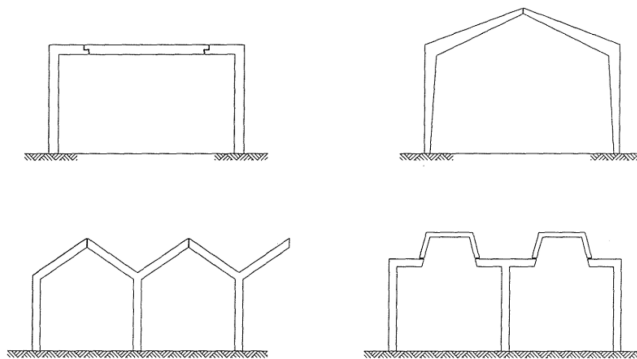
cujas articulações são dispostas próximas a região de momento fletor nulo, e o tirante é usado para que a estrutura empregada seja mais leve.

Tabela 2.2 - Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixo reto.

a) Com elementos engastados na fundação e duas articulações na trave.	b) Com elementos em forma de U ou TT.
	
c) Com elementos em forma de L ou T	
	

Fonte: El Debs (2000, p.276).

Figura 2.3 - Exemplo de formas básicas dos sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixo reto.

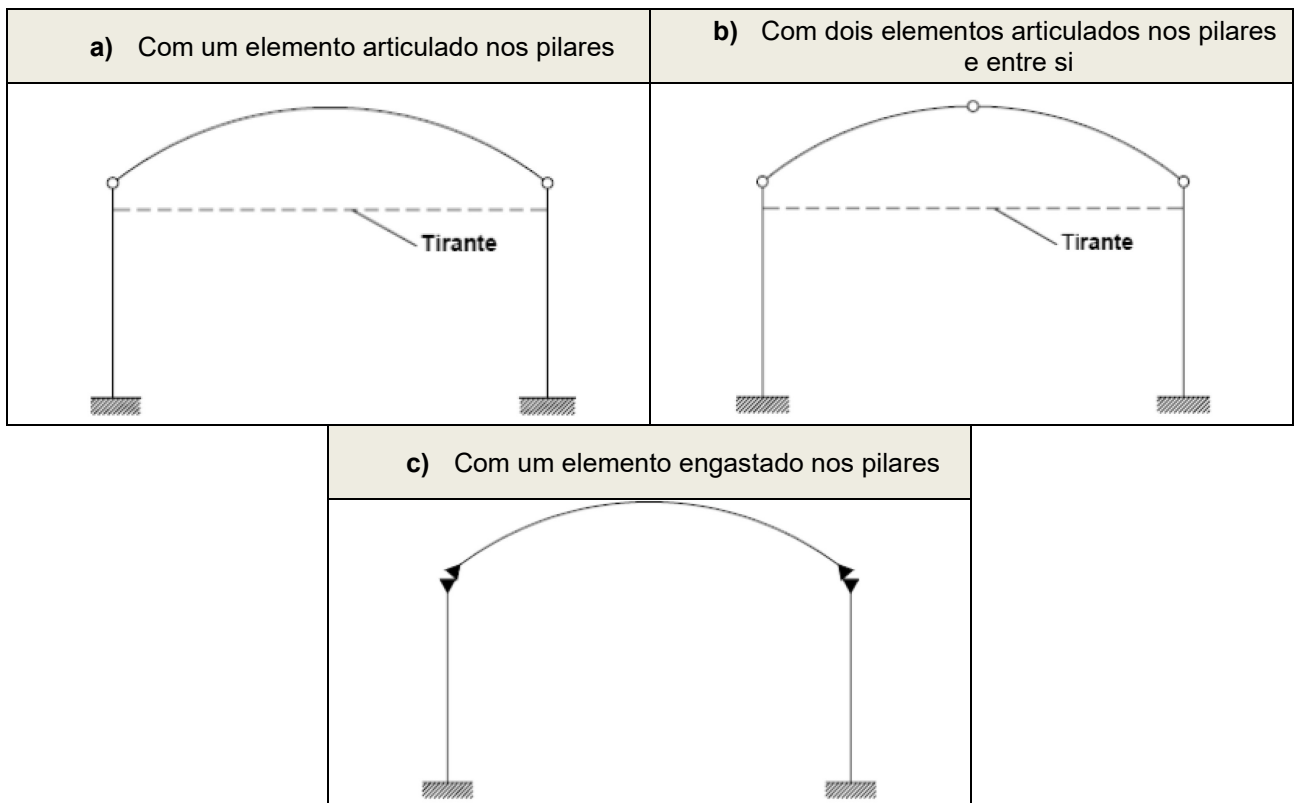


Fonte: El Debs (2000, p.276).

O sistema (b) devido as particularidades de suas dimensões, sua moldagem é realizada no local devido a restrições de produção e, ocasionalmente, devido ao tamanho das peças. Já a forma (c), o elemento equivale à metade da forma U, e possui particular interesse em galpões altos e estreitos de um só vão.

Enquanto, no emprego de elementos com eixo curvo (Tabela 2.3), formando arcos, refere-se apenas à cobertura. A forma de arco possibilita redução da flexão, ocasionando uma significativa redução do consumo de materiais e, assim, do peso dos elementos, podendo chegar a 50% de redução comparativamente ao uso de vigas (EL DEBS, 2000).

Tabela 2.3 - Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo curvo.



Fonte: El Debs (2000, p.277).

2.1.2. Sistemas estruturais de parede portante

Nesse sistema as paredes possuem função estrutural, ou seja, além de prover o fechamento normalmente externo servem de apoio para a cobertura. Portanto, apresenta melhor aproveitamento dos materiais, visto que, o fechamento com painéis

pré-moldados em sistemas de esqueleto apresenta grande capacidade de suporte que não é utilizada.

2.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS PRÉ-MOLDADOS ESTUDADOS

Em edificações de único pavimento, como os galpões, é comum a utilização de vigas, pilares, lajes modulares, escadas, painéis, blocos de fundação e consolos como elementos estruturais em concreto pré-moldado. A escolha desses elementos baseia-se na adequação às necessidades de resistência e estabilidade da estrutura frente ao *layout* arquitetônico, proporcionando uma solução eficiente e segura

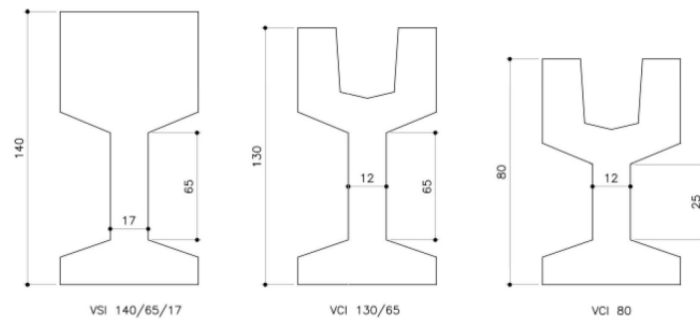
No entanto, é importante destacar que, no âmbito deste projeto, os elementos de fundação, como blocos e estacas, não estão incluídos no escopo de dimensionamento, assim como a estrutura metálica de cobertura do edifício. O foco principal recai sobre a estrutura pré-moldada do galpão, que é composta por vigas, pilares e consolos.

2.2.1. Vigas

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, vigas são elementos estruturais lineares que têm como principal função transmitir as cargas aplicadas sobre elas para os apoios, como pilares ou paredes com esforços de flexão preponderantes. Esses elementos, classificados como lineares, possuem comprimento longitudinal que excede em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, também conhecidos como barras estruturais.

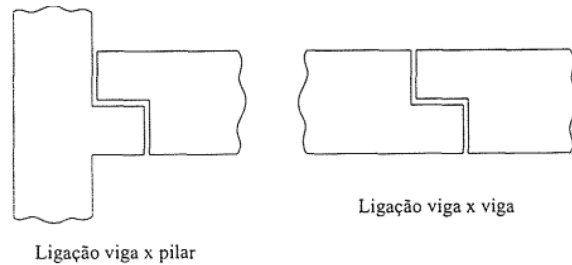
As vigas podem ser protendidas ou não, sendo sua seção transversal normalmente são de formato “I” ou retangular, conforme formatos representados na Figura 2.4. Segundo El Debs (2000), para as vigas pré-moldadas é comum o emprego de dentes de concreto, também conhecidos como dentes Gerber (Figura 2.5) e apoio para viga com recorte. Nesse tipo de conexão há elevadas tensões de cisalhamento devido a redução da altura efetiva da viga, causando um aumento da concentração de armadura na região.

Figura 2.4 - Exemplos de perfil “I” para vigas pré-moldadas.



Fonte: Munte (2007).

Figura 2.5 - Dente Gerber

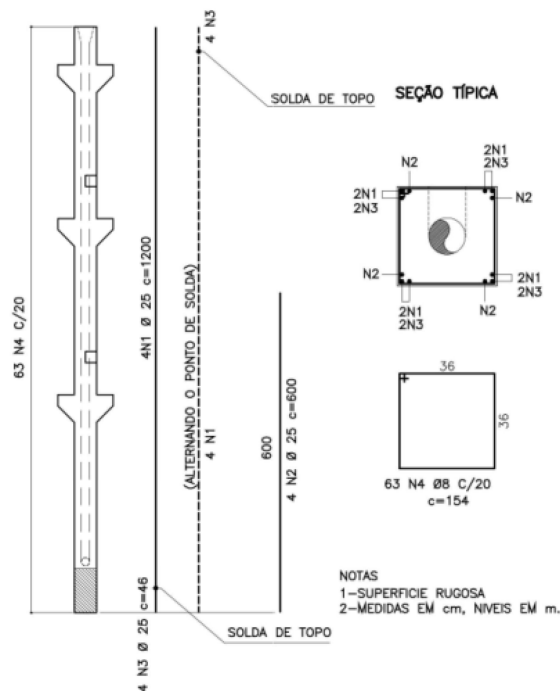


Fonte: El Debs (2000).

2.2.2. Pilares

Os pilares são, assim como as vigas, elementos lineares de eixo reto, entretanto, são usualmente dispostos na vertical e as forças normais de compressão são preponderantes. Munte (2007) afirma que os pilares representam os elementos mais desafiadores em termos de execução, tanto nas definições de projeto quanto na fabricação. Com a integração da rede pluvial e a presença de consolos (Figura 2.6) com formas complexas, o processo de fabricação desses elementos acaba se tornando quase artesanal .

Figura 2.6 - Pilar pré-moldado padrão com ligações e integração de rede pluvial.



Fonte: Munte (2007, p.201).

2.3. LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

As ligações são, em geral, a parte mais importante com relação a estruturas de concreto pré-moldado, sua existência é o que diferencia o pré-moldado de estruturas moldadas *in loco*. Entretanto, quanto mais eficiente é a ligação, melhor partido estrutural é atingido, seu custo e possíveis cuidados na execução também serão maiores (EL DEBS, 2000).

Sua principal finalidade é a transferência dos esforços solicitantes entre as interfaces dos elementos pré-moldados, de forma a garantir o comportamento global da estrutura, onde os elementos interagem entre si como um único sistema estrutural. Deste modo, o projeto de ligações vai além da escolha de dispositivos adequados, abrangendo também as juntas, materiais de preenchimento, detalhes das interfaces e regiões próximas às ligações (MUNTE, 2007).

A ABNT por meio da NBR 9062:2017, classifica as ligações em relação a solicitação predominante, mas também, quanto ao tipo de assentamento nos apoios, como por exemplo, juntas a seco e elastômeros. Além disso, as ligações também podem ser classificadas quanto ao tipo de vínculo dos elementos, seja isostático,

rotulado, semirrígido ou engastado, sendo fundamental para a análise estrutural dos elementos.

2.3.1. Classificação quanto ao esforço principal transmitido

A transferência de forças nas ligações pode ser dividida em quatro formas básicas (El Debs, 2017):

- Ligações solicitadas predominantemente por compressão
- Ligações solicitadas predominantemente por tração
- Ligações solicitadas predominantemente por cisalhamento
- Ligações solicitadas predominantemente por flexão ou torção

A transferência de forças de compressão pode ser feita por meio de contato direto, por meio de juntas com argamassas, por meio de aparelho de apoio elastomérico ou por meio de dispositivos metálicos. No entanto, a transferência por contato direto só é permitida quando as tensões de contato forem baixas e houver um grande controle de execução para que as superfícies em contato sejam efetivamente planas (EL DEBS, 2017).

Entretanto, para a transferência de solicitação por tração entre os elementos de concreto utiliza-se, normalmente, conectores metálicos, visto que, a resistência à tração do concreto não é considerada nos estados limites últimos nas seções de concreto armado (EL DEBS, 2017).

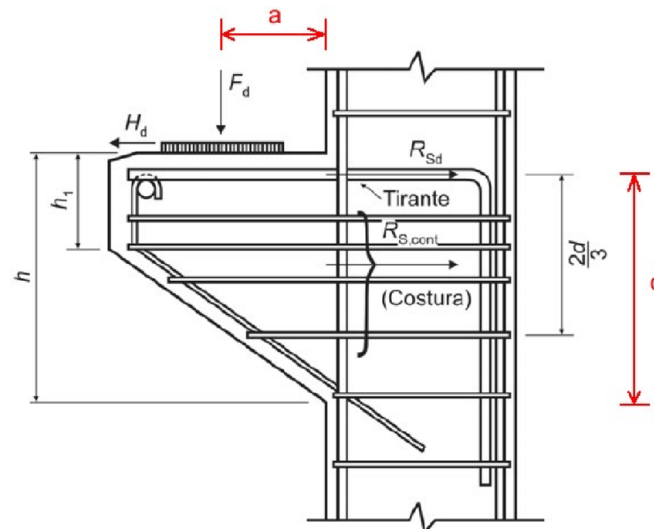
2.3.2. Ligações por meio de consolos de concreto

Consolos de concreto armado são elementos estruturais projetados para suportar e distribuir cargas em uma edificação. Geometricamente, o consolo pode ser definido como sendo uma viga curta, cujo comprimento limita-se ao dobro de sua altura (Acker, 2003).

Para a hipótese de cálculos dos consolos de concreto a NBR 9062:2017 define condições quanto as dimensões do elemento, sendo “a” a distância da face do pilar ao ponto de aplicação da força e “d” a altura útil do consolo conforme Figura 2.7.

- Consolo tipo viga em balanço para $1,0 < a/d \leq 2,0$: o dimensionamento é feito como viga em balanço conforme ABNT NBR 6118:2014;
- Consolos curtos para $0,5 < a/d \leq 1,0$: é calculado pelo modelo de bielas e tirantes;
- Consolos muito curtos para $a/d \leq 0,5$: o dimensionamento é feito pelo modelo de atrito-cisalhamento.

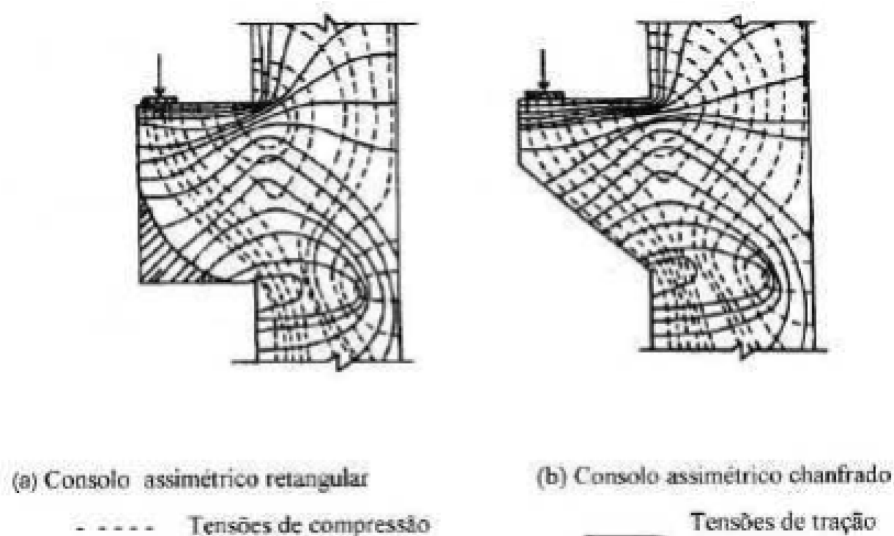
Figura 2.7 - Consolo Curto.



Fonte: ABNT NBR 9062 (2017).

Vale constar, que para consolos curtos, a parte inferior do consolo retangular é isenta de tensões, ou seja, praticamente não há solicitação ao concreto nessa região, conforme demonstrado na trajetória de tensões na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Trajetória de tensões em consolo curto.



Fonte: El Debs (2000, p.138).

2.4. AÇÕES PARA O CÁLCULO DA ESTRUTURAS

Ações são forças, cargas ou solicitações que atuam sobre uma estrutura de concreto armado e devem ser consideradas durante o projeto. Essas ações podem surgir de diversas fontes, como o peso próprio da estrutura, elementos apoiados, carga de veículos, entre outras. A ABNT NBR 6120 (2019), classifica essas solicitações entre ações permanentes e ações variáveis, entretanto, a ABNT NBR 6118 (2014), define que as ações a serem consideradas na estrutura são permanentes, variáveis, excepcionais e situações transitórias para o caso de elementos pré-moldados.

2.4.1. Ações Permanentes

Ações permanentes referem-se às cargas que atuam com valores praticamente constantes, ou com pequena variação em torno de sua média, durante a vida da edificação ou que aumentam com o tempo, tendendo a um valor limite constante. Essas ações podem ser classificadas em diretas e indiretas (ABNT NBR 8681, 2003).

As ações permanentes diretas são aquelas que são aplicadas de imediato sobre a estrutura, como o peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos e dos equipamentos fixos. Enquanto, as indiretas são devido às deformações causadas pela retração e fluência do concreto, descolamentos do apoio, imperfeições geométricas e presença de protensão.

2.4.2. Ações Variáveis

Ações variáveis são solicitações em que seus valores variam significativamente em relação à sua média ao longo da vida útil da estrutura. A ABNT NBR 6118:2014, ainda diferencia as ações variáveis entre diretas e indiretas.

As ações variáveis diretas são aquelas que são aplicadas diretamente na estrutura, como cargas acidentais previstas para o uso da construção, variáveis durante a construção e pela ação do vento e da água. Já as ações variáveis indiretas, referem-se à variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta.

Além disso, as ações variáveis podem ser especiais se a duração for muito curta em relação ao período de referência da edificação. Essas possuem um período de atuação e valores nominais normalmente bem definidos e controlados, conforme a ABNT NBR 6120 (2019) afirma que “[...] são utilizadas em verificações específicas, como a passagem de um veículo ou equipamento específico sobre uma parte da estrutura” (p.3).

2.4.3. Ações Excepcionais

As ações excepcionais ocorrem em situações extremas e incomuns que não podem ser previstas por ações permanentes, variáveis ou acidentais. São eventos que possuem baixa probabilidade de ocorrência, como incêndios, terremotos, impactos, explosões, entre outros. As ações excepcionais exigem uma análise especial e criteriosa no projeto estrutural, e atender em cada caso particular, as normas brasileiras específicas.

2.4.4. Valores representativos das ações

As ações são quantificadas por meio de valores representativos, os quais podem ser valores característicos, convencionais excepcionais e reduzidos, conforme definidos na norma ABNT NBR 6118:2014, em seu item 11.6.

2.4.4.1. Valores característicos

Os valores característicos das ações (F_k) são definidos a partir da variabilidade de suas intensidades. Portanto, para as ações permanentes, esses valores estão definidos pela ABNT NBR 6120:2019. Enquanto, os valores característicos das ações variáveis (F_{qk}), satisfazem a valores que têm de 25 % a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, definidos em normas específicas como a ABNT NBR 6120:2019.

2.4.4.2. Valores convencionais excepcionais

Os valores convencionais excepcionais são determinados de forma arbitrária para as ações excepcionais e não podem ser definidos por normas, uma vez que dependem de cada caso específico.

2.4.4.3. Valores reduzidos

São definidos em função da combinação de ações, como verificações de estados-limites últimos, quando a ação considerada combina com a ação principal, onde, os valores reduzidos são obtidos a partir dos valores característicos por meio da expressão $\psi_0 F_k$, levando em consideração uma probabilidade muito baixa de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes.

Nos casos de verificações de estados-limites de serviço, os valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos por meio das expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$. Essas expressões estimam os valores frequentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal.

2.4.4.4. Valores de cálculo

Os valores de cálculo (F_d) das ações são determinados multiplicando os valores representativos pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f , conforme definido no item 11.7 da ABNT NBR 6118:2014.

2.4.5. Coeficientes de ponderação das ações

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que as ações devem ser majoradas pelo coeficiente γ_f , definido pelo produto de três outros.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Onde, o coeficiente γ_{f1} considera a variabilidade das ações, o coeficiente γ_{f2} considera a simultaneidade de atuação das ações, e, por fim o coeficiente γ_{f3} considera os possíveis desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto em relação as solicitações (CARVALHO, 2013).

Além disso, os valores dos coeficientes variam de acordo com o estado limite avaliado, sendo que os valores do coeficiente γ_f , referentes aos estados últimos (ELU) são apresentados no item 11.7.1, enquanto os valores relativos aos estados limites de serviço (ELS) são fornecidos no item 11.7.2 da ABNT NBR 6118:2014.

2.4.6. Combinações de esforços

De acordo a ABNT NBR 6118:2014, o carregamento de uma estrutura é definido pela combinação de diversas ações que podem ocorrer simultaneamente durante um determinado período com diferentes probabilidades de ocorrerem. As combinações de ações são determinadas considerando as ações permanentes, ações variáveis, ações excepcionais e outras ações relevantes, considerando seus efeitos simultâneos ou sequenciais. O objetivo das combinações de ações é garantir que a estrutura seja projetada para suportar com segurança todas as solicitações esperadas durante sua vida útil.

As combinações de esforços são classificadas em dois grupos principais: combinações últimas, para o estado limite último (ELU), e combinações de serviço, para o estado limite de serviço (ELS). Além disso, as combinações podem ser categorizadas em três diferentes ordens de grandeza, conforme definido pela ABNT NBR 8681 (2003), como a seguir:

- Combinações quase permanentes: combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período;
- Combinações frequentes: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos;
- Combinações raras: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Dessa forma, os coeficientes de ponderação são utilizados para ajustar as magnitudes das diferentes ações consideradas nas combinações. Esses coeficientes são definidos pela norma ABNT NBR 8681 (2003) e NBR 6118:2014, e podem variar

de acordo com o estado-limite analisado ou com o tipo de ação, seja permanente, variável ou excepcional.

2.5. PROJETO DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS

Um projeto executivo de concreto pré-moldado é um conjunto detalhado de informações e desenhos que descrevem em profundidade os aspectos técnicos e executivos de uma estrutura pré-moldada de concreto. Nesse tipo de projeto, os elementos estruturais são moldados fora do local de utilização definitiva da estrutura, sendo importante destacar, que a norma brasileira ABNT NBR 9062:2017 difere os elementos pré-moldados dos pré-fabricados, sendo estes últimos fabricados industrialmente com um controle rigoroso de qualidade.

Esses aspectos distinguem do método tradicional do concreto armado moldado *in loco*, onde as estruturas são construídas no próprio local da obra. Sendo assim, é fundamental considerar em projeto as características favoráveis e desfavoráveis nas condições de fabricação, transporte, montagem e solidarização dos elementos pré-moldados, a fim de garantir a correta execução da estrutura (EL DEBS, 2000).

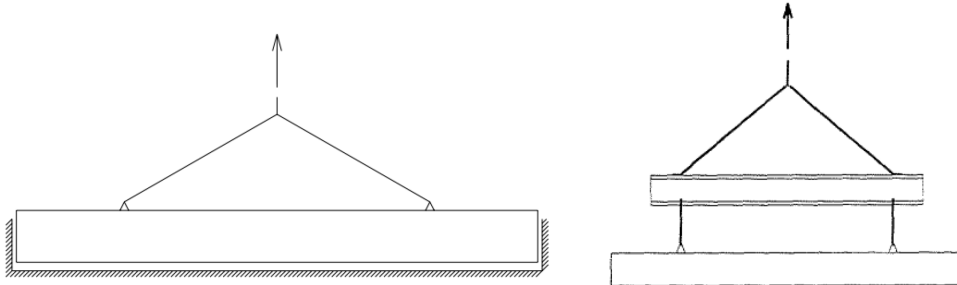
2.5.1. Solicitações transitórias

As situações transitórias de manuseio, transporte e montagem dos elementos pré-moldados referem-se às etapas em que essas peças são movimentadas do local de produção até o local de instalação final. Em situações transientes, os elementos são submetidos a casos especiais de carregamento, incluindo-se apoios temporários, efeitos dinâmicos, carregamentos excêntricos durante o levantamento, forças de vento antes que a estrutura esteja completa, içamento e estabilização temporária, além de considerar a resistência do concreto no momento da solicitação inferior ao f_{ck} de projeto (ACKER, 2003).

Durante a desmoldagem da forma, podem ocorrer solicitações diferentes daquelas que ocorrem das situações definitivas. Nessa etapa, as alças devem ser solicitadas por barras de aço ou cordoalhas ou cabos que formem com a peça um ângulo mínimo de 45° (Figura 2.9) conforme orientações da norma ABNT NBR 9062:2017. Munte (2007), recomenda a posição das alças de levantamento em um

quinto do maior comprimento do elemento ($Lx / 5$) a partir de cada extremidade para peças não protendidas e resistência do concreto na desmoldagem de 21 MPa.

Figura 2.9 - Içamento no momento de desmoldagem.



Fonte: El Debs (2000).

Durante o transporte, as peças estão expostas a vibrações e oscilações causadas pelas condições da estrada, curvas, frenagens e acelerações. Durante o armazenamento, os elementos pré-moldados são frequentemente empilhados horizontalmente uns sobre os outros, atuando como viga apoiada em suas extremidades devido à interação com os adjacentes (ACKER, 2003).

Enquanto na montagem, os elementos são submetidos a cargas temporárias e excêntricas (Figura 2.10), normalmente, diferente da solicitação imposta na estrutura acabada. Em todas as etapas, é necessário considerar os efeitos dinâmicos e majorar as cargas estáticas para representar adequadamente as solicitações na estrutura (MUNTE, 2007).

Figura 2.10 – Exemplo de levantamento de pilar.

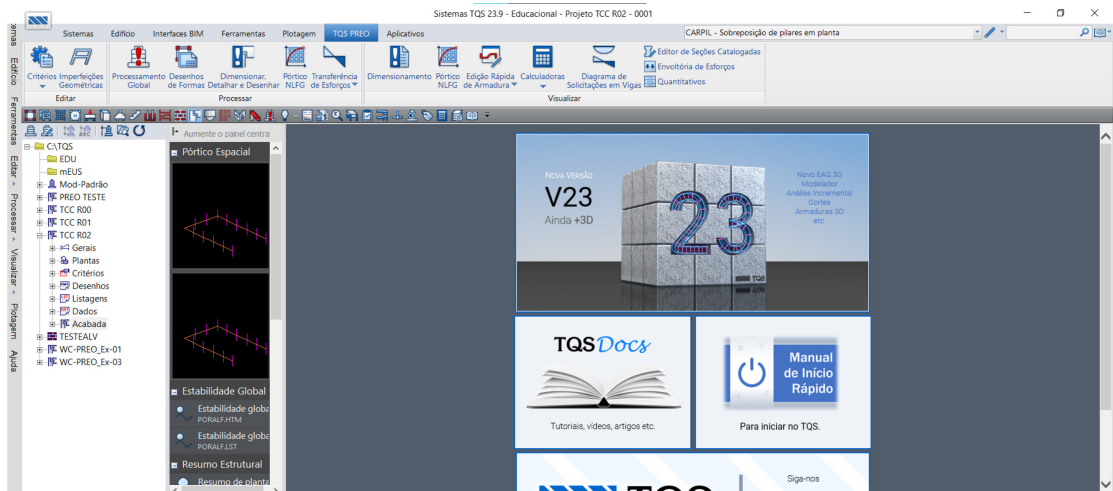


Fonte: Autor (2022).

2.6. TQS®

Desenvolvido pela empresa TQS Informática Ltda, o TQS® (Figura 2.11) é um *software* que oferece recursos avançados para a análise, dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado, protendido, pré-moldado e alvenaria estrutural. Composto por um conjunto de sistemas integrados e automatizados que oferecem recursos para a concepção estrutural, análise, dimensionamento, detalhamento de armaduras, geração de desenhos e emissão de plantas (TQS, 2023).

Figura 2.11 - Interface inicial do TQS® v23.



Fonte: Autor (2023).

Assim, o TQS® otimiza a elaboração dos projetos estruturais, aumentando a produtividade do processo e melhorando significativamente sua qualidade. Além disso, o *software* atende as normas técnicas mais recentes da ABNT e oferece meios para a modelagem e visualização 3D o que permite a compatibilização do modelo estrutural em um ambiente de trabalho BIM.

2.6.1. TQS PREO

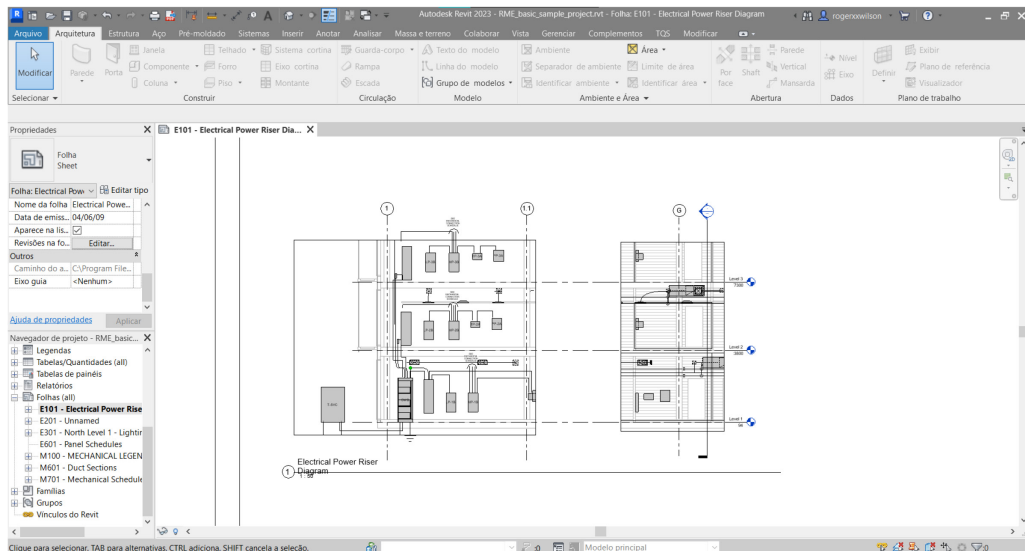
De acordo com a TQS Informática Ltda (2023), o TQS PREO® é um subsistema do TQS®, visto que o projeto de pré-moldados apresenta diferenças significativas do projeto de estruturas moldadas *in loco*, que foi o foco inicial do

software TQS®. Logo, o TQS PREO® possibilita dimensionar estruturas pré-moldadas considerando fabricação, transporte, montagem e diferentes solicitações construtivas. Além de contemplar critérios estabelecidos pela norma brasileira ABNT NBR 9062:2017 e bibliografias referenciadas como El Debs (2000) e Munte (2007). No presente trabalho, utilizou-se a versão TQS® PREO PLENO v23.9.20 educacional disponibilizado pela TQS de acesso gratuito.

2.7. AUTODESK REVIT

O Autodesk Revit (Figura 2.12) é um software BIM (*Building Information Modeling*) que permite a criação de modelos 3D detalhados, incluindo elementos arquitetônicos, estruturais e MEP (mecânicos, elétricos e hidráulicos), de modo colaborativo e integrado, possibilitando que várias disciplinas trabalhem em conjunto em um projeto de construção.

Figura 2.12 - Interface Revit 2023.



Fonte: Autor (2023).

Além da modelagem 3D, o Revit oferece recursos de análise estrutural, desempenho energético, simulação de iluminação natural e, sobretudo, recursos para documentação e detalhamento automatizados, que facilitam a criação de desenhos técnicos, listas de materiais e especificações (AUTODESK, 2023).

3. METODOLOGIA

O projeto tem como base um galpão de estrutura híbrida (Figura 3.1.), com pilares e vigas pré-fabricadas, e cobertura metálica. Essas informações serão utilizadas para modelar a estrutura no *software* TQS, considerando área, dimensões e layout do galpão. Em seguida, o *software* Autodesk Revit será empregado para representar o galpão com todos os elementos.

Figura 3.1 - Galpão com estrutura híbrida.



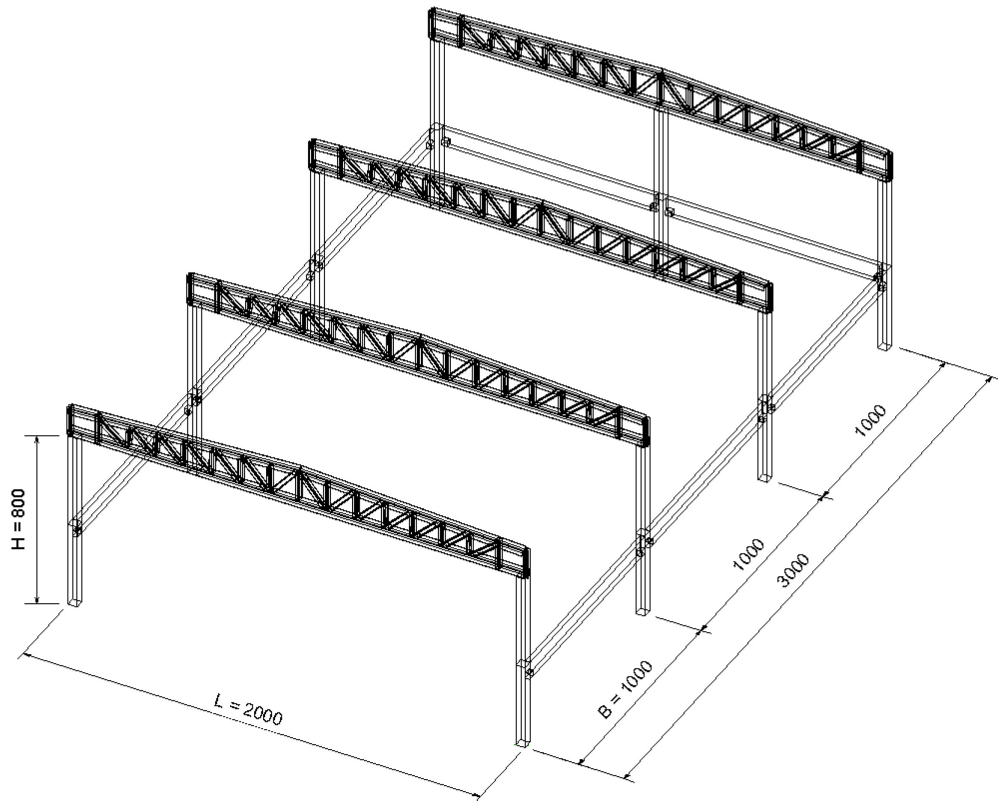
Fonte: DM Estruturas Metálicas (2023).

Cabe destacar que o escopo do projeto não abrange o dimensionamento da fundação, vigas baldrame e cobertura metálica. O foco está na modelagem, dimensionamento e detalhamento das estruturas pré-fabricadas da superestrutura.

3.1. CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

O galpão analisado, destina-se ao depósito e distribuição de mercadorias sem possuir mezanino. Ademais, possui 30 metros de comprimento e 20 metros de largura, totalizando uma área de 600 m². Com relação à estrutura, o pórtico principal possui 20 metros de comprimento (L), espaçamento entre pórticos é de 10 metros (B) e altura do pé direito de 8 metros (H) conforme Figura 3.2 e projeto arquitetônico em Anexo E.

Figura 3.2 - Galpão em pórtico.



Fonte: Autor (2023)

O comprimento do pilar (H) e os espaçamentos dos pórticos (B) foram definidos com o objetivo de respeitar o intervalo de comprimento ótimo recomendado para vãos de estruturas pré-moldadas por El Debs (2017), conforme demonstrado no Quadro 3.1. Esses valores, são semelhantes às indicações descritas pela literatura de Acker (2003).

Quadro 3.1 - Comprimentos recomendados para vãos de estruturas pré-moldadas.

	Mínimo	Ótimo	Máximo
Vão da viga principal da cobertura (L)	12	18-32	40
Vão na outra direção (B)	4	7-12	12
Altura do pilar (H)	4	8	20

Valores em metros.

Fonte: El Debs (2017).

3.1.1. Localização

Para a localização do galpão, definiu-se a cidade de Joinville no estado de Santa Catarina em área urbana. Considerando que o galpão é um Centro de Distribuição (CD) em sua cadeia logística, está localizado em área urbana facilitaria o acesso às vias de transporte e o atendimento a sua demanda.

3.1.2. Materiais

Munte (2007), recomenda utilizar uma resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) igual ou superior a 40 MPa para elementos pré-moldados. Isso visa garantir uma desmoldagem mais rápida, o que é essencial em produções em série, tanto em fábrica quanto em canteiro de obra. Desse modo, para o dimensionamento foi adotado resistência f_{ck} igual a 40 MPa para a fase acabada da estrutura.

Além disso, a norma brasileira de estruturas pré-moldadas NBR 9062:2017, orienta que para elementos de concreto pré-fabricados, os ensaios de desempenho da durabilidade do elemento em relação ao nível de agressividade previsto em projeto, estabelecem os cobrimentos mínimos a serem atendidos. No entanto, na falta desses ensaios analisa-se o estabelecido na ABNT NBR 6118:2014.

Logo, foi adotado a Classe de Agressividade Ambiental II (Tabela 3.1), que indica um cobrimento mínimo para vigas e pilares de 30 mm. Entretanto, dado que para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido de 25 MPa (Tabela 3.2), o cobrimento pode ser reduzido em até 5 mm em relação a Tabela 3.3 e devido ao controle tecnológico na execução de pré-fabricados, a NBR 9062:2017 permite redução de mais 5 mm do cobrimento. Assim, adotou-se o cobrimento final de 20mm.

Tabela 3.1 – Classe de agressividade ambiental.

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, p.17).

Tabela 3.2 – Cobrimento Mínimo.

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

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p20).

Tabela 3.3 - Relação classe de agressividade e qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p18).

3.1.3. Elementos estruturais

Conforme recomendação de Munte (2007), os pilares com altura superior a 5 metros devem possuir uma dimensão mínima quadrada de 40x40cm. Em relação às vigas, foram adotadas seções retangulares com altura de 80 cm com dentes Gerber, levando em consideração que o maior vão é de 956 cm. Quanto aos consolos, eles são retangulares em toda a extensão, sem a utilização de seções trapezoidais, visando uma estética harmoniosa com os dentes Gerber. Dessa forma, a posição dos elementos estruturais e nomenclatura pode ser verificado no Anexo B Planta de Locação Estrutural.

3.2. AÇÕES CONSIDERADAS

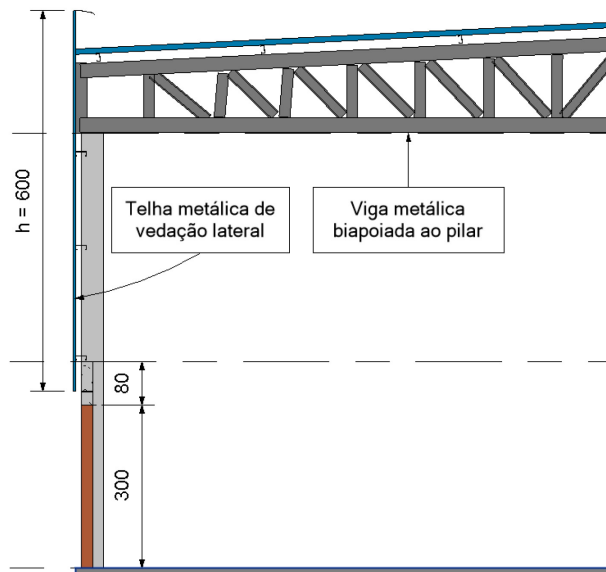
Durante o lançamento da estrutura, foram levadas em consideração as ações permanentes e variáveis que atuam sobre ela.

3.2.1. Ações Permanentes

O TQS® realiza automaticamente o cálculo da carga permanente proveniente do peso próprio das estruturas pré-moldadas, levando em consideração o peso específico do concreto armado de 2,5 tf/m³. Entretanto, para a carga permanente devido ao peso próprio da estrutura metálica e telhas de cobertura, adota-se 0,3 kN/m² conforme carga sugerida pela ABNT NBR 6120 (2019) para telhas de alumínio com espessura até 0,8 mm e estrutura metálica de aço.

Além disso, para a telha metálica de vedação (Figura 3.3), considera-se 6,0 m de altura para todas as fachadas, exceto a frontal que possui menor altura, totalizando 70m² de fachada frontal, e carga permanente de 0,14 kN/m² segundo ABNT NBR 6120 (2019) para telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 1,25 mm. Desse modo, o Quadro 3.2 apresenta as cargas calculadas, sendo A_t a área de contribuição da telha de vedação para o respectivo pilar, sendo que a viga metálica não se apoia no pilar P9 (Figura 3.4).

Figura 3.3 - Dimensão da telha de vedação metálica.



Fonte: Autor (2023).

Quadro 3.2 – Carga permanente devido à telha de vedação.

	A_t (m ²)	Carga Permanente	
P1/P5	90	13 kN	1,28 tf
P2/ P6	60	8 kN	0,86 tf
P3/P7	60	8 kN	0,86 tf
P4/P8	65	9 kN	0,93 tf

Fonte: Autor (2023).

3.2.2. Ações Variáveis

Para a carga variável da cobertura, considerando telhado duas águas com inclinação igual a 5% e acessível somente para manutenção, é recomendado pela norma ABNT NBR 6120 (2019), um valor de 0,25 kN/m² como carga atuante na

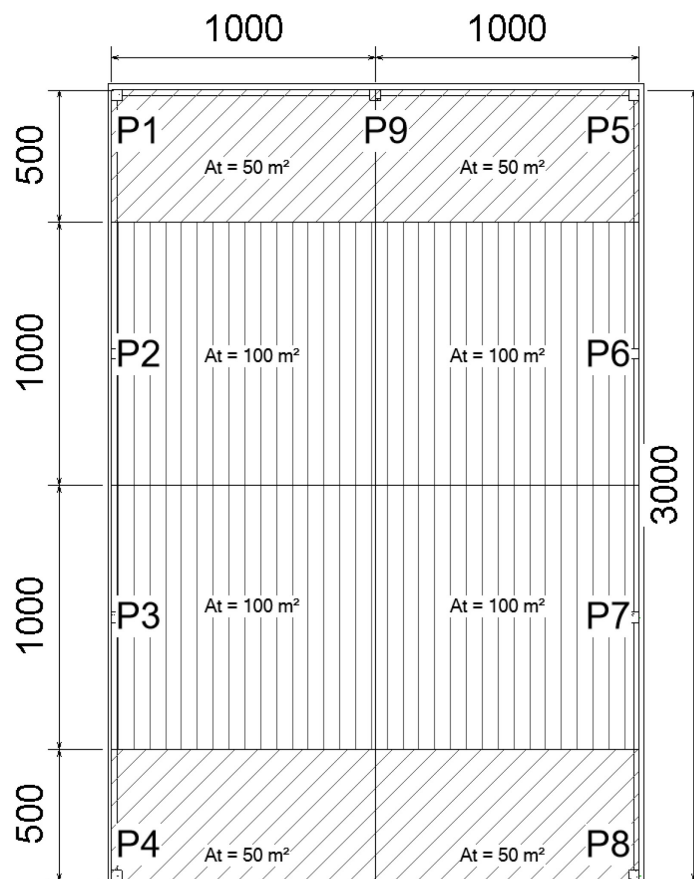
cobertura. Dessa forma, dividindo a área de contribuição da cobertura para os pilares (Figura 3.4), calcula-se a carga imposta ao respectivo pilar conforme Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Ações devido à cobertura metálica

	At (m ²)	Carga Permanente		Carga variável	
		15 kN	1,53 tf	13 kN	1,27 tf
P1/P5	50	15 kN	1,53 tf	13 kN	1,27 tf
P2/ P6	100	30 kN	3,06 tf	25 kN	2,55 tf
P3/P7	100	30 kN	3,06 tf	25 kN	2,55 tf
P4/P8	50	15 kN	1,53 tf	13 kN	1,27 tf

Fonte: Autor (2023).

Figura 3.4 – Área de contribuição da cobertura.



Fonte: Autor (2023).

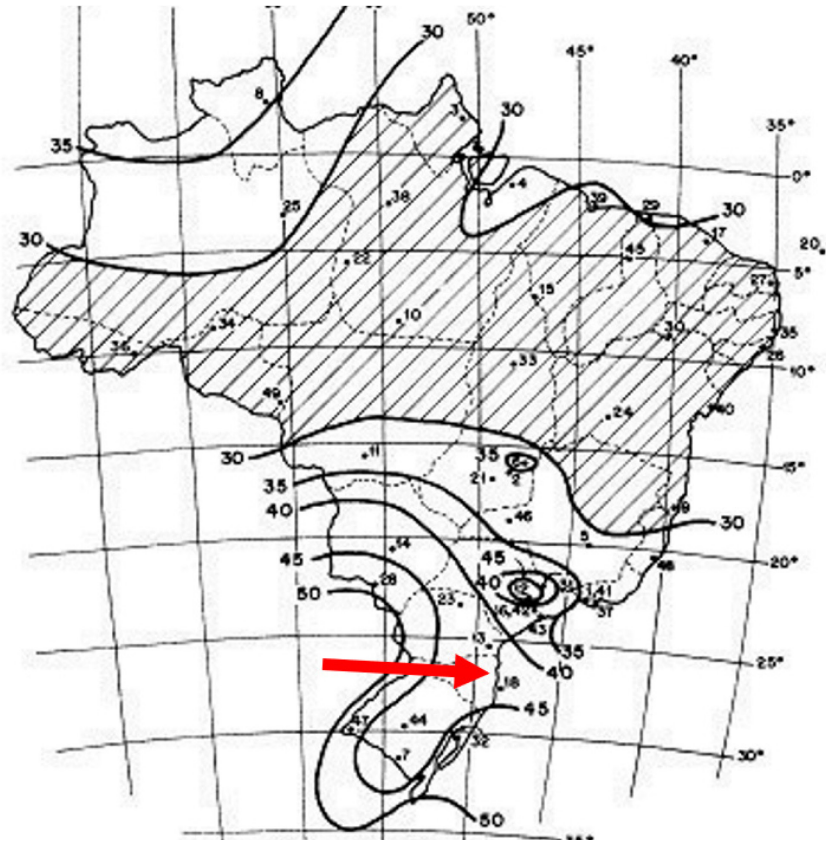
Quanto as forças causadas pelo vento, o TQS® tem como base as definições da norma ABNT NBR 6123 (1988), necessitando das seguintes características de projeto:

- V_0 – velocidade básica do vento: igual a 42 m/s para Joinville, definida a partir do mapa de isopleias (Figura 3.5).

- S_1 – Fator topográfico: 1,0 para terreno plano ou fracamente acidentado.
- S_2 – Rugosidade do terreno: categoria V para terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, dado que, o galpão se encontra na região urbana de Joinville.
- S_2 – Classe da edificação: categoria B para maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50 metros, sendo que a maior dimensão horizontal do galpão possui 30 metros.
- S_3 – Fator estatístico: 0,95 edificações com baixo fator de ocupação como o caso de depósitos.
- C_a – Coeficiente de arrasto: depende das dimensões do edifício e do nível de turbulência do vento, considera-se alta turbulência, visto que a edificação possui 8 metros de altura (H_1), não excedendo em duas vezes a altura média das edificações na vizinhança. Já para as dimensões, a largura do edifício em que o vento incide (L_1) é igual a 20 metros para ventos em 90° e 270° , e 30 metros ventos em 0° e 180° , enquanto L_2 é a respectiva dimensão na outra direção.

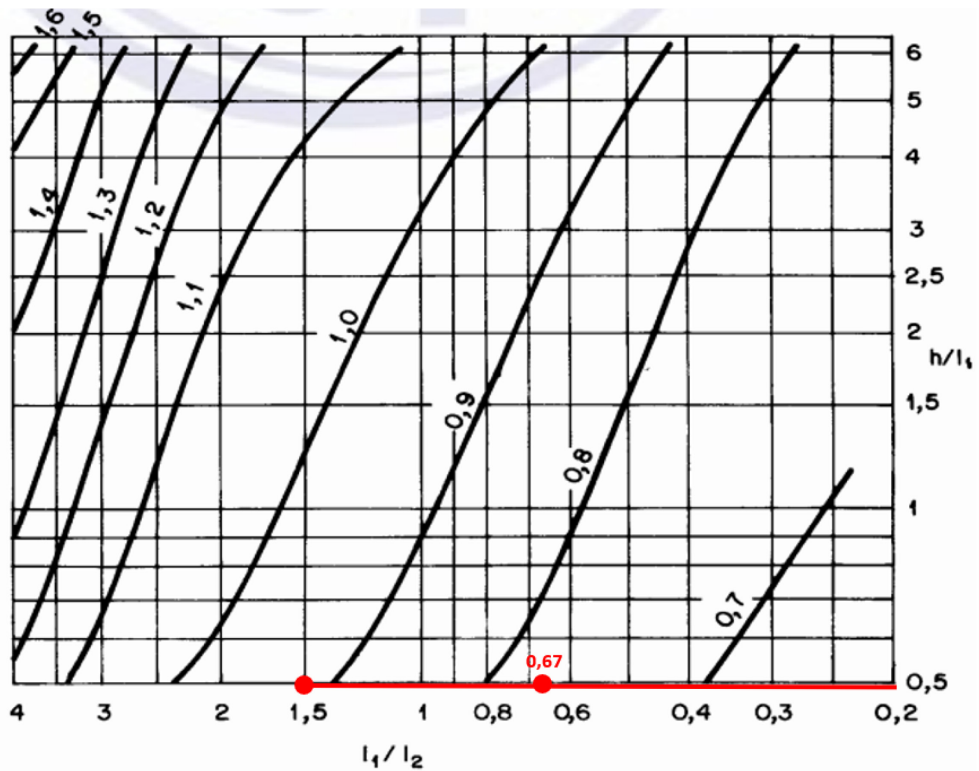
Normalmente, o *software* TQS faz o cálculo automaticamente do C_a , a partir das dimensões da forma retiradas diretamente do modelador estrutural. Entretanto, como os valores do coeficiente H/L_1 estão fora do domínio do ábaco da Figura 3.6, calcula-se, manualmente considerando o limite inferior de 0,5 para H/L_1 , resultados estão dispostos no Quadro 3.4.

Figura 3.5 – Mapa de isopletras.



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Figura 3.6 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Quadro 3.4 – Coeficientes de Arrasto.

	L1 (m)	L2 (m)	H1 (m)	L1/L2	Ca
90°	20	30	8	0,67	0,78
270°	20	30	8	0,67	0,78
0°	30	20	8	1,50	0,92
180°	30	20	8	1,50	0,92

Fonte: Autor (2023).

Essas características foram parâmetros de entrada para os dados de projeto do TQS®.

3.3. MODELAGEM NO TQS®

A seguir, serão apresentados os procedimentos e considerações adotados no *software* TQS para o dimensionamento da estrutura do galpão.

3.3.1. Dados do edifício

Antes de realizar o lançamento dos elementos estruturais, é necessário fornecer as características do projeto ao TQS®. Portanto, a seguir serão apresentados os parâmetros utilizados para o presente projeto.

3.3.1.1. Gerais

No *software*, é fundamental definir o tipo de estrutura como concreto pré-moldado (Figura 3.7), e em norma em uso a NBR 6118:2014, apesar do *software* utilizar os parâmetros da ABNT NBR 9062:2017 para estruturas em CPM, nessa etapa a base do dimensionamento é estabelecido pela norma ABNT NBR 6118:2014.

Figura 3.7– Dados gerais do edifício

Fonte: Autor (2023).

3.3.1.2. Modelo

No *software*, define-se qual o modelo de cálculo o TQS® será adotado para o dimensionamento da estrutura. Para o presente projeto, adotou-se o Modelo IV: Modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios, onde o galpão foi modelado como um pórtico espacial composto por barras que simulam vigas e pilares. É importante ressaltar que, devido à ausência de lajes no projeto em análise, não foi necessário verificar o conjunto lajes, pilares e vigas em relação às solicitações, como é feito no Modelo VI (Figura 3.8), o que resultaria em um tempo de processamento adicional desnecessário.

No critério “modelo independente”, a estrutura foi simulada como corpo único, não tendo juntas de dilatação. Já em “Processo P-Delta”, tendo em vista que o galpão possui pavimento único, e a ABNT NBR 6118:2014 estabelece que o parâmetro γ_z somente é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Selecionou-se o método de análise de efeitos de 2ª ordem globais por P-Delta invés do Gama-z coeficiente de estabilidade global (γ_z) que indica a importância dos esforços de segunda ordem globais.

Figura 3.8 – Dados de modelo do edifício.

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Modelo estrutural do edifício:

IV Modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios. ?

VI Modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizado conforme critérios. ?

Modelos independentes

A estrutura se comporta como um corpo único, sem juntas ou torres separadas

Comportamento de corpos separados por espaços ou juntas, sob ação de vento

Vigas de transição / tirantes Processo P-Delta Análise dinâmica

Interação Solo-Estruturas Pré-moldados Efeito incremental

Fonte: Autor (2023).

Por fim, em na opção “Pré-moldados” definiram-se as etapas construtivas (Figura 3.9) da estrutura e o tipo de edificação como galpão. Desse modo, dividiram-se em três etapas construtivas:

- Etapa 1: montagem dos pilares sem solidarização (Região A);
- Etapa 2: montagem das vigas sem solidarização (Região B) e pilares solidarizados (Região A);
- Etapa 3: Solidarização das vigas (Região B) e pilares já solidarizados (Região A).

Figura 3.9 – Etapas construtivas.

Estruturas pré-moldadas

Tipo de edificação
Galpão

Etapas e regiões construtivas

Número de etapas Número de regiões

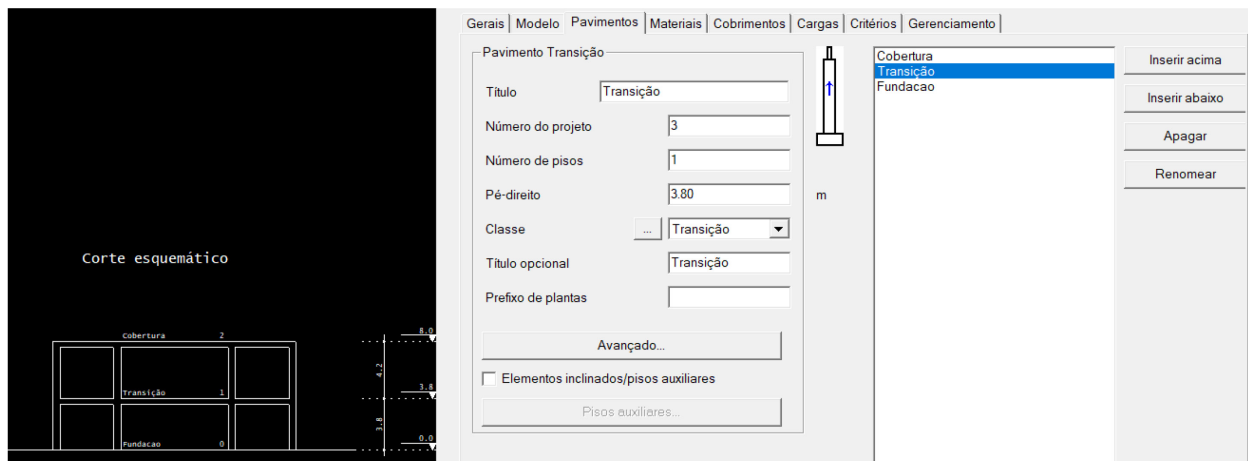
Região	A		B	
	Piso	Solidarizar	Piso	Solidarizar
1	3	-1	-1	-1
2	3	3	3	-1
3	3	3	3	3

Fonte: Autor (2023).

3.3.1.3. Pavimentos

O galpão será dividido em três pavimento (Figura 3.10), possibilitando a inserção das vigas acima da alvenaria, sendo o primeiro a Térreo com pé-direito igual a zero, em segundo o pavimento Transição com pé direito igual 3,80 m, considerando 3 m de alvenaria somado à altura da viga de 80 cm. Por último, o pavimento cobertura com pé-direito igual a 4,20 metros, totalizando os 8 metros do pé-direito real do galpão.

Figura 3.10 - Dados dos pavimentos do edifício.



Fonte: Autor (2023).

3.3.1.4. Materiais

Para os materiais, adotaram-se as características do projeto conforme seção 3.1, ou seja, classe de agressividade moderada, f_{ck} de elementos pré-moldados igual a 40 MPa (Figura 3.12), e na opção “ f_{ck} gerais”, definiu-se o concreto da solidarização dos elementos em 30 MPa, ou seja, o concreto utilizado para capeamento e consolidação das peças, caso necessário.

Por padrão, o *software* TQS adota $0,5 f_{ck}$ para o processo de saque (desmoldagem) e transporte, e $0,7 f_{ck}$ para o levantamento dos elementos, valores esses que estão dentro do intervalo recomendado por Munte (2007). Segundo o autor, é indicado utilizar uma resistência do concreto durante a desmoldagem e transporte que seja maior ou igual a 21 MPa, porém inferior ao f_{ck} da estrutura acabada. Portanto, os valores adotados no projeto seguem o padrão de cálculo do TQS® (Figura 3.11).

Figura 3.11 – Dados dos materiais da estrutura.

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Modo de fornecimento de fck

Definir valores em MPa

Usar somente valores tabelados

Concreto para elementos estruturais em:

Concreto armado

Concreto protendido

Classe de agressividade ambiental

II - Moderada - Urbana

Alterar

fcks gerais

Classe

Vigas/Lajes: C30

Pilares: C30

Fundações: C30

Desativar a verificação de fck mínimo

fcks diferenciados por piso/planta

Vigas/Lajes

Pilares

Elementos pré-moldados

Alterar

Fonte: Autor (2023).

Figura 3.12 – Qualidade do concreto em elementos pré-moldados.

fck para elementos pré-moldados ×

fck	Final	Saque / Transporte	Levantamento
Vigas	C40		
Pilares	C40		
Lajes	C40		
Fundações	C40		

Se os valores de fck não forem definidos para os elementos pré-moldados, serão usados os valores gerais do edifício. Os valores de saque e levantamento que não forem definidos serão adotados conforme critérios (padrão 0.5 e 0.7fck).

Fonte: Autor (2023).

3.3.1.5. Cobrimentos

Na aba cobrimentos, na seção “Pré-moldados” (Figura 3.13) define-se o cobrimento igual a 2 cm e os elementos como pré-fabricados.

Figura 3.13 – Dados de cobertura dos elementos.

Elemento	Valor	Pré-fabricado
Vigas	2 cm	<input checked="" type="checkbox"/>
Pilares	2 cm	<input checked="" type="checkbox"/>

O sistema permite a modelagem de estruturas mistas. Defina o cobrimento das peças pré-moldadas ou zero, para usar o moldado in-loco. Elementos pré-fabricados podem ter cobrimento 0.5 cm menor.

Fonte: Autor (2023).

3.3.1.6. Cargas

Nessa etapa, primeiramente classificou-se o tipo de estrutura na opção avançada em “Cargas permanentes”, conforme Figura 3.14. Dessa forma, por se tratar de um galpão comercial, adotou-se a opção de locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos. Tal informação foi fundamental para que o *software* identificasse os valores dos fatores de combinação (Ψ_0) e dos fatores de redução (Ψ_1, Ψ_2) conforme norma ABNT NBR 8681 (2003).

Figura 3.14 – Dados de cargas permanentes do edifício.

Dados do edifício: Projeto TCC R05 - 0001

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Verticais | Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Pré-Moldados | Combinações

Cargas permanentes

Separar cargas permanentes e sobrecargas

Sobrecargas

Reduzir sobrecargas

Ponderadores e redutores de sobrecargas

Ponderadores ELU

Gama F - ponderador de ações: 1.4

Ponderador favorável: 1

Fatores de redução ELU e ELS

ELU	ELS-Fr	ELS-OP
Psi0: 0.7	Psi1: 0.6	Psi2: 0.4

Escolha uma das classes de carga acidentais padrão, ou marque o item "Valores definidos" para entrar diretamente os redutores de carga acidental.

Cargas acidentais de edifícios

Valores definidos

Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas

Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas

Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.

Defina nesta página se haverá ou não separação de cargas permanentes e acidentais, e os valores de redução, que poderão ser aplicados exclusivamente para cálculo de pilares e fundações.

Fonte: Autor (2023).

Já para a carga de vento, utilizaram-se os parâmetros de velocidade característica representado na Figura 3.15, conforme apresentado na seção 3.2.2 de Ações Variáveis.

Figura 3.15 - Dados de carga de vento do edifício.

The screenshot shows a software interface for wind load calculation. The main window is titled 'Gerenciamento' and contains several tabs: 'Gerais', 'Modelo', 'Pavimentos', 'Materiais', 'Cobrimentos', 'Cargas', 'Critérios', and 'Gerenciamento'. The 'Cargas' tab is active, and the 'Vento' sub-tab is selected. The interface is divided into several sections:

- Inputs:**
 - V0 - Velocidade básica: 42 m/s
 - S1 - Fator do terreno: 1.00
 - S2 - Categoria de rugosidade: V
 - S2 - Classe da edificação: B
 - S3 - Fator estatístico: 0.95
- Table:**

Ángulo	C.A.	Def Cot	Cot ini
1	90	0.78 Não	0
2	270	0.78 Não	0
3	0	0.92 Não	0
4	180	0.92 Não	0
- Buttons and Options:**
 - Buttons: Inserir, Apagar, Calcular CAs
 - Options:
 - Excentricidade em todos os casos (15.0 %)
 - Casos de vento nas plantas de formas
- Diagram:** A diagram showing a central point with four arrows pointing to 90°, 180°, 0°, and 270°, representing wind incidence angles. Below it is a button labeled 'Avançado...'. The text 'Ângulo de incidência de vento' is next to the diagram.
- Tables:** A section titled 'Tabelas de excentricidades e forças impostas' with buttons:
 - Excentricidades do caso selecionado
 - Ler tabelas de túnel de vento - planilha SDF
 - Ler tabelas de túnel de vento - FTV XML
- Footer:** 'Forneça as variáveis para cálculo de vento conforme a norma ou especifique valores especiais ou de ensaio no item "Excentricidades".'

Fonte: Autor (2023).

Por último, na aba Pré-Moldados, para a razão de desaprumo, a norma ABNT NBR 9062:2017 estabelece que “a excentricidade de desaprumo deve ser considerada igual a $H/400$ em ambas as direções” (p.18). Essa excentricidade de desaprumo se refere a variação da posição do pilar em relação à posição vertical desejada. Para abranger todas as faces do pilar, são considerados quatro casos de desaprumo, correspondendo aos ângulos de 0° , 90° , 180° e 270° .

Figura 3.15 - Dados de carga: Pré-moldados

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento |

Verticais | Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Pré-Moldados | Combinações |

Carregamentos nas etapas construtivas - parcelas do carregamento final

Carga permanente	<input type="text" value="0"/> %	Sobrecargas	<input type="text" value="0"/> %
Vento	<input type="text" value="0"/> %	Temperatura	<input type="text" value="0"/> %
Empuxo	<input type="text" value="0"/> %	Retração	<input type="text" value="0"/> %

Carregamento de desaprumo exclusivo das etapas construtivas

Número de casos de desaprumo:

Razão de desaprumo: 1:

Carregamento adicionais - todas as etapas

PP Engastado: %

Ponderador ELU p/etapas construtivas

Gama F - ponderador de ações:

Percentagem de cargas permanentes aplicadas nas etapas construtivas

Atualizar Dwg | Salvar Dwg | | Duplicar | Renomear | Salvar como modelo

Fonte: Autor (2023).

3.3.2. Modelador Estrutural

No TQS®, o lançamento dos elementos estruturais foi realizado por meio do Modelador Estrutural. Nessa etapa, é útil inserir uma referência externa, como a planta arquitetônica, para auxiliar na modelagem dos elementos. Isso proporciona maior precisão e agilidade na modelagem da estrutura.

3.3.2.1. Pilares

O lançamento dos pilares foi feito no pavimento Térreo, assim, na aba “Dados atuais” (Figura 3.16), definiu-se a seção retangular 40x40 cm, o comprimento do pilar em Plantas/Seções como nascendo na primeira planta (Fundações) e morrendo na última (Cobertura).

Figura 3.16 – Dados de seção dos pilares

Fonte: Autor (2023).

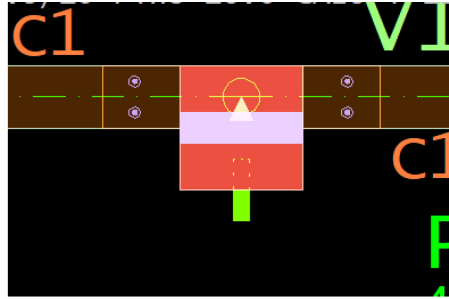
Na aba “pré-moldado” (Figura 3.17), identificou-se a região A da etapa construtiva, as alças de içamento como padrão e o furo de levantamento do pilar. Para determinar a posição da alça e do furo em um pilar pré-moldado, foram adotados os critérios padrão do TQS®, que foram baseados nas diretrizes estabelecidas por Munte (2007). Conforme essas diretrizes, o furo de levantamento foi posicionado a 1/6 da altura do pilar a partir do topo, enquanto as alças foram posicionadas a 1/5 das extremidades. Além disso, de acordo com Munte (2007), é recomendado um diâmetro mínimo de 4 polegadas (10,16 cm) para o furo de levantamento do pilar com até 17 tf, valor que foi adotado.

Figura 3.17 – Dados de pilar pré-moldado.

Fonte: Autor (2023).

Posteriormente, definiu-se a face do pilar onde foram posicionadas as alças e furo de levantamento. Recomenda-se posicionar as alças de içamento na face oposta a forma de execução do pilar e o furo na face perpendicular conforme Figura 3.18, sendo em verde a alça e em branco o furo.

Figura 3.18 – Posição da alça de içamento e furo em relação à face do pilar.

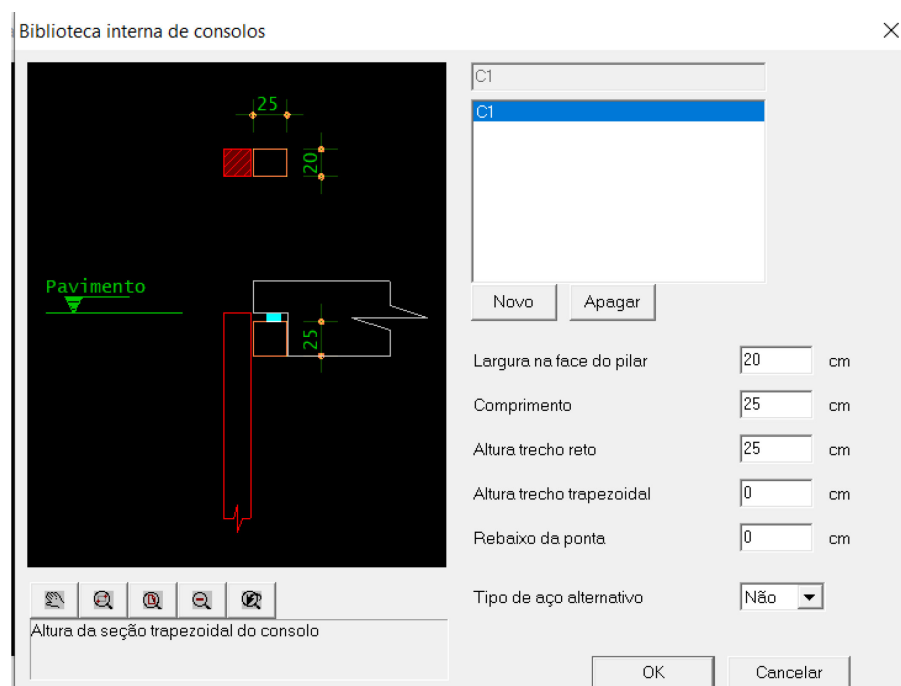


Fonte: Autor (2023).

3.3.2.2. Consolos

Na aba Preo em Dados de consolos, definiram-se as dimensões da estrutura de ligação, sendo a largura na face do pilar igual à largura da viga de 20 cm, e 25cm para o comprimento e altura do trecho reto conforme Figura 3.19.

Figura 3.19 – Dados do consolo de concreto.

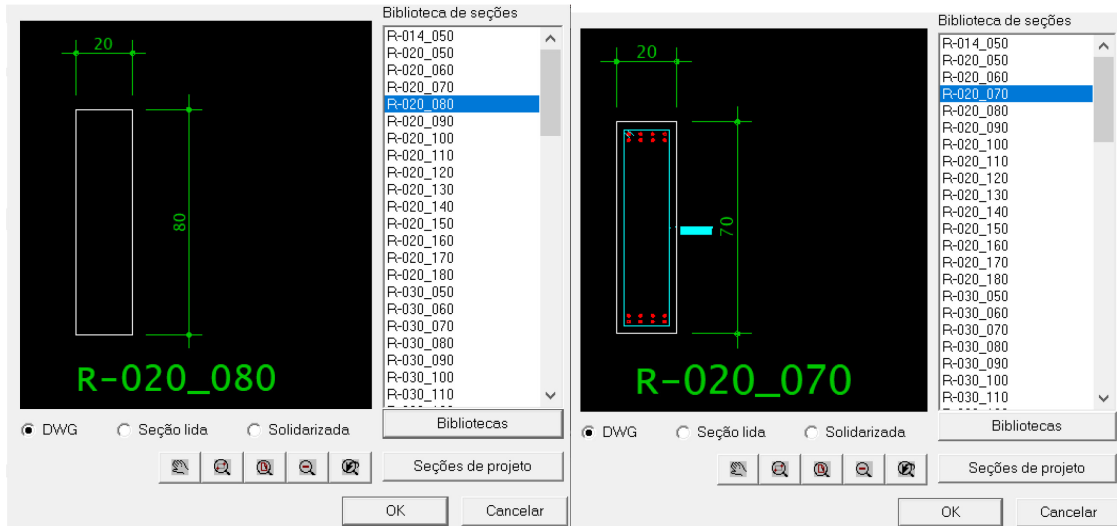


Fonte: Autor (2023).

3.3.2.3. Vigas

Paras as vigas, identificou-se que na biblioteca do TQS, a seção catalogada R-020_080, correspondente à viga retangular de 80 cm de altura, não possuía informações sobre a armadura longitudinal ou transversal (Figura 3.20).

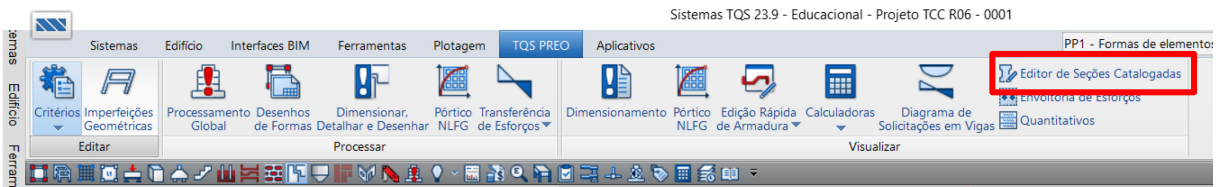
Figura 3.20 – Seção catalogada R-020_080 em comparação a R-020_070.



Fonte: Autor (2023).

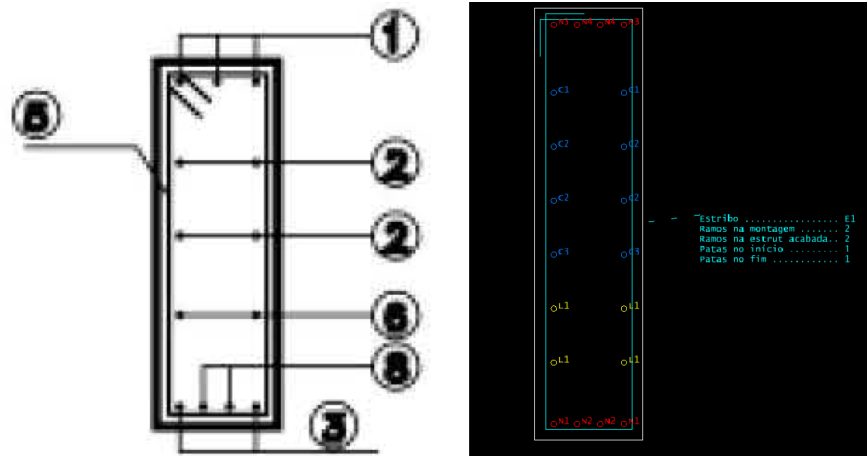
Logo, primeiramente foi necessário acessar o “Editor de Seções Catalogadas” (Figura 3.21) do TQS PREO para a criação da seção catalogada da viga. Para o modelo de referência externa da seção transversal da viga, utilizou-se a seção transversal de viga retangular pré-fabricada da literatura de Munte (2007), conforme Figura 3.22.

Figura 3.21 - Editor de Seções Catalogadas



Fonte: Autor (2023).

Figura 3.22 – Seção transversal viga retangular e nova seção catalogada.



Fonte: Munte (2007, p.330).

Em Dados Atuais de vigas (Figura 3.23), foram informadas as características da viga pré-moldada, como a região B para a etapa construtiva, as dimensões do dente Gerber (54x25cm), considerando um centímetro de folga devido a possíveis imperfeições de execução e montagem. Por fim, os acessórios: para as alças de içamento foi adotada a posição padrão, e para os furos de ligação da viga-consolo definiu-se um furo com pino Ø16 CA25 no eixo do consolo.

Figura 3.23 – Dados de viga pré-moldada.

Dados Gerais da Viga

Identificação | Inserção | Seção/Carga | Modelo | Intersecções | Temperatura/Retração | Detalhamento | Pré-moldados | BIM

Viga/trecho pré-moldado
 Não Sim
 ROGERIO\REC_20_80 Seção Catalogada

Agrupamento
 Região B Formas Armação 0.0 tf/m

Dente Gerber

	Esquerda	Direita	
Altura	54	54	cm
Comprimento	25	25	cm

Solidarização

	Não	Sim	
Solidalizar a seção	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/> Capa	0 cm
Mesa colaborante	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/> Max	0 cm
Unir trechos	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	
Solidarizar na montagem	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	

Acessórios

Alças de içamento	Alças padrão Tr-1
Furos à esquerda	Pino 16.0 CA25 T 12.5 <=
Furos à direita	Pino 16.0 CA25 T 12.5 <=

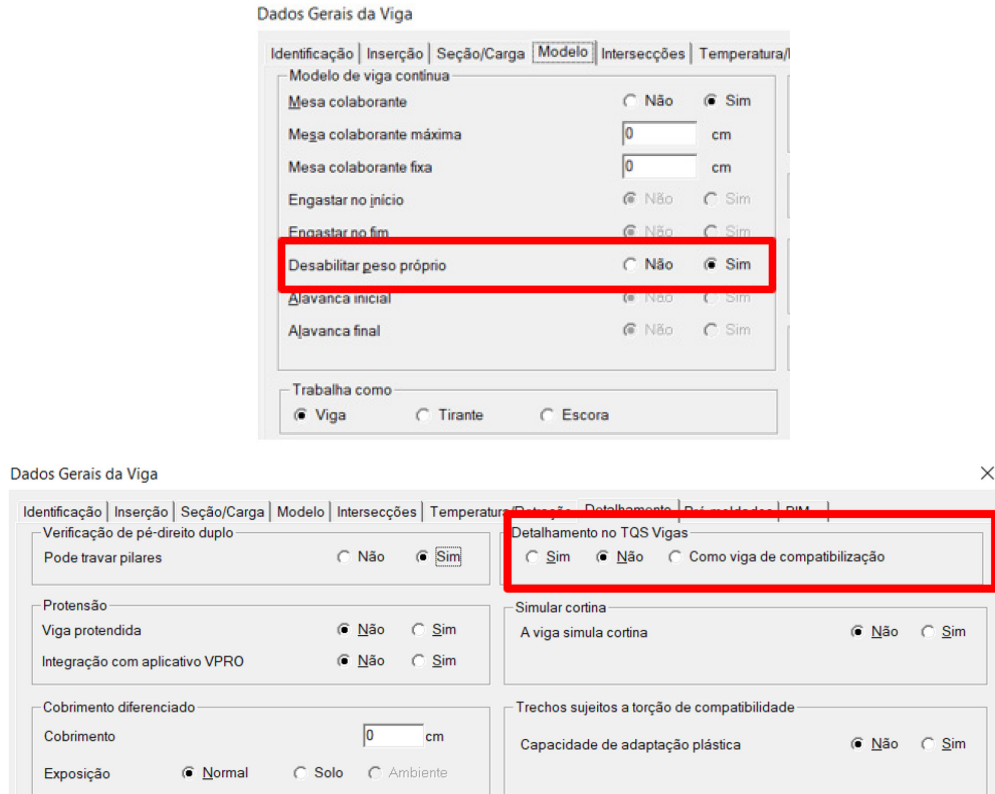
Fonte: Munte (2007, p.330).

3.3.2.4. Cobertura Metálica

A fim de simular o travamento dos pilares feito pela estrutura metálica da cobertura, foram lançadas vigas com o peso próprio e detalhamento desabilitados (Figura 3.24). Desse modo, o *software* simulou barras rígidas no pórtico que

permitiram o travamento da estrutura no pavimento Cobertura, sem considerar uma adicional carga permanente dessas vigas fictícias.

Figura 3.24 – Dados gerais da viga de travamento fictícia.

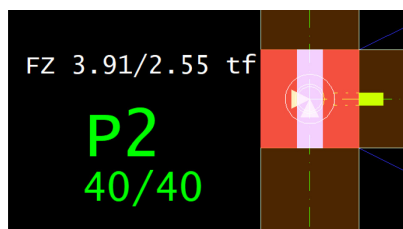


Fonte: Autor (2023).

3.3.2.5. Cargas

As cargas da cobertura metálica e das telhas de vedação definidas na seção 3.2 foram adicionadas diretamente ao topo do pilar (Figura 3.25) como carga concentrada vertical (F_z), desse modo, as cargas de cada pilar seguem conforme apresentado anteriormente nos Quadro 3.2 e 3.3.

Figura 3.25 – Carga Permanente total e variável P2.



Fonte: Autor (2023).

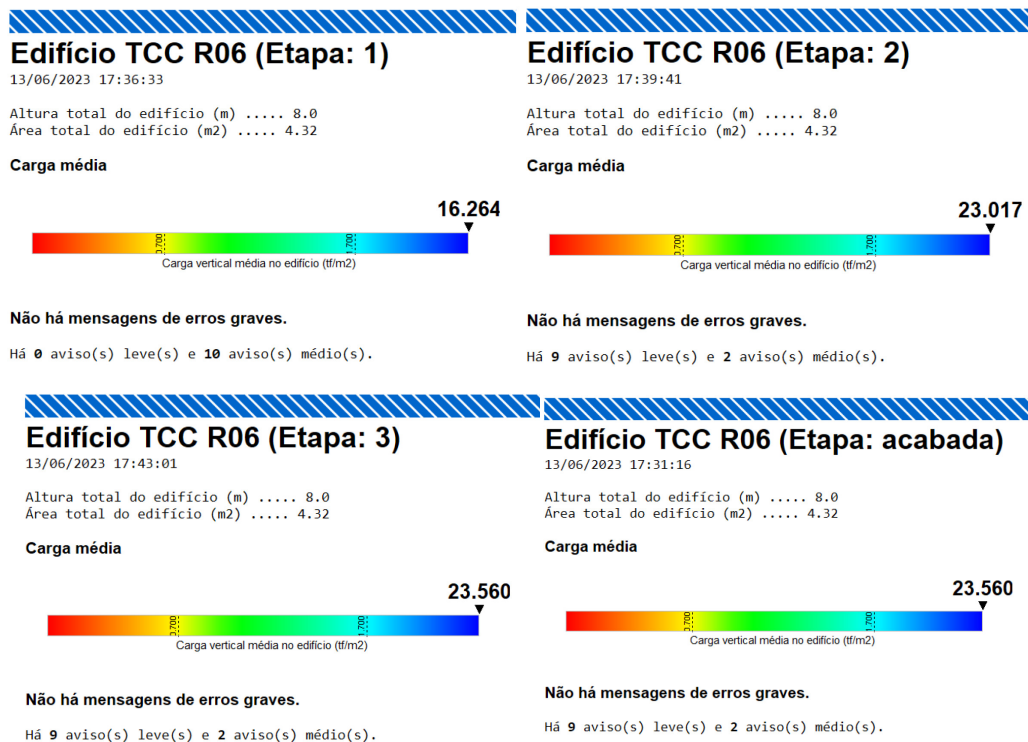
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos por meio das análises computacionais realizadas pelo *software* TQS®. Isso inclui a visualização dos diagramas de esforços e deslocamentos dos pórticos em situações de serviço e segurança, além do detalhamento da armadura dos elementos pré-fabricados.

4.1. PROCESSAMENTO GLOBAL

Durante a fase de processamento global, o TQS® executou os procedimentos de dimensionamento estrutural, gerando as combinações de ações consideradas, análises de estabilidade global e o detalhamento dos elementos. Em seguida, foi possível realizar a avaliação do relatório de erros correspondente a cada fase construtiva, conforme ilustrado na Figura 4.1. Foi de suma importância nesta etapa verificar a presença de quaisquer erros graves que poderiam impactar negativamente a segurança ou o desempenho da estrutura.

Figura 4.1 – Relatório de processamento global de cada etapa construtiva.

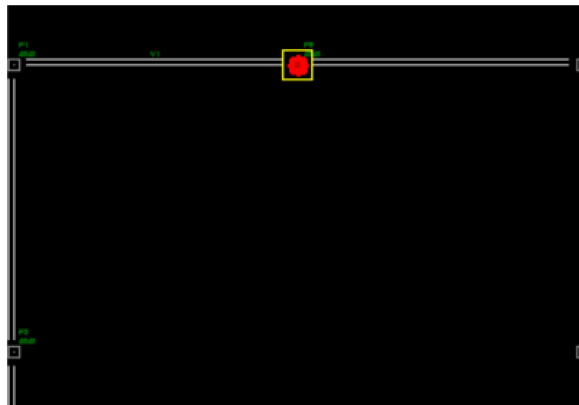


Fonte: Autor (2023).

Na etapa 3, como todos os elementos estão solidarizados, suas características são iguais à etapa acabada, o que resulta em solicitações e mensagens de erro idênticas. Dessa forma, a supressão dessa etapa nos dados do galpão teria reduzido o tempo de processamento computacional durante a análise global. Já na etapa 1, o *software* alerta sobre a alta esbeltez dos pilares, o que é esperado, uma vez que a estrutura ainda não possui vigas para restringir os pilares nessa fase inicial de montagem.

Por último, para as etapas 2 e 3, os avisos de erro leve indicam a ausência de carga de alvenaria nas vigas. Isso ocorre porque, nesse galpão, a vedação lateral do edifício é realizada por meio das telhas metálicas, que fazem parte da estrutura da cobertura e se apoiam nos pilares, e não nas vigas. Enquanto, Os avisos de erro médio apontam para a alta esbeltez (λ_x) do pilar P9 em ambos os lances, o que é causado pela ausência de travamento no eixo x do pilar em pé-direito duplo.

Figura 4.2 – Posição do pilar P9.



Fonte: Autor (2023).

4.2. ANÁLISE GLOBAL DA ESTRUTURA

A ABNT NBR 6118:2014 destaca a importância da visão global das estruturas de concreto armado, que compreende a análise da estabilidade global, o controle dos deslocamentos laterais e a consideração das combinações de solicitações. Desse modo, no presente tópico, serão apresentados os resultados referentes a capacidade da estrutura em resistir às combinações Estado Limite de Serviço e Estado Limite Último, sendo verificados os deslocamentos laterais máximos permitidos e comparados com os deslocamentos obtidos no projeto.

Ademais, serão apresentadas as combinações de solicitações que foram consideradas no dimensionamento da estrutura do galpão. Ao abordar esses aspectos, buscou-se garantir uma estrutura segura e estável, atendendo aos requisitos estabelecidos pela norma brasileira e proporcionando um desempenho adequado ao longo de sua vida útil.

4.2.1. Combinações de Esforços

No *software* TQS, foi possível realizar a análise das combinações de esforços na estrutura por meio de pórticos ou sistema de grelhas. Entretanto, devido à ausência de lajes no edifício em estudo, não havia representação por grelhas. Portanto, utilizou-se o sistema de pórticos para avaliar as combinações solicitantes, considerando os diferentes carregamentos e situações de carga para verificar a estabilidade global e determinar os esforços resultantes.

As combinações de ações do modelo global avaliadas pelo *software* TQS estão descritas no Quadro 4.1 e **Erro! Fonte de referência não encontrada..** Assim, cabe destacar que o TQS trabalha a análise de esforços com valor característico. Dessa forma, todos os multiplicadores das combinações de Estado Limite Último estão divididos pelo γ_f , de referência, que vale 1,4. Sendo que, os esforços de análise são multiplicados por 1,4 no momento do dimensionamento da estrutura.

Quadro 4.1 – Combinações do modelo global.

Tipo	Título	Número de casos
ELU1	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes	10
ELU2	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações	10
FOGO	Verificações em situação de incêndio	1
ELS	Verificações de estado limite de serviço	6
COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral)	1
ATOPRO	Ato da protensão	1
CQPERM	Combinações quase permanentes	1
CFREQ	Combinações frequentes	5
CRARA	Combinações raras	8
		TOTAL = 43

Fonte: Autor (2023).

Quadro 4.2 – Lista detalhada das combinações do modelo global.

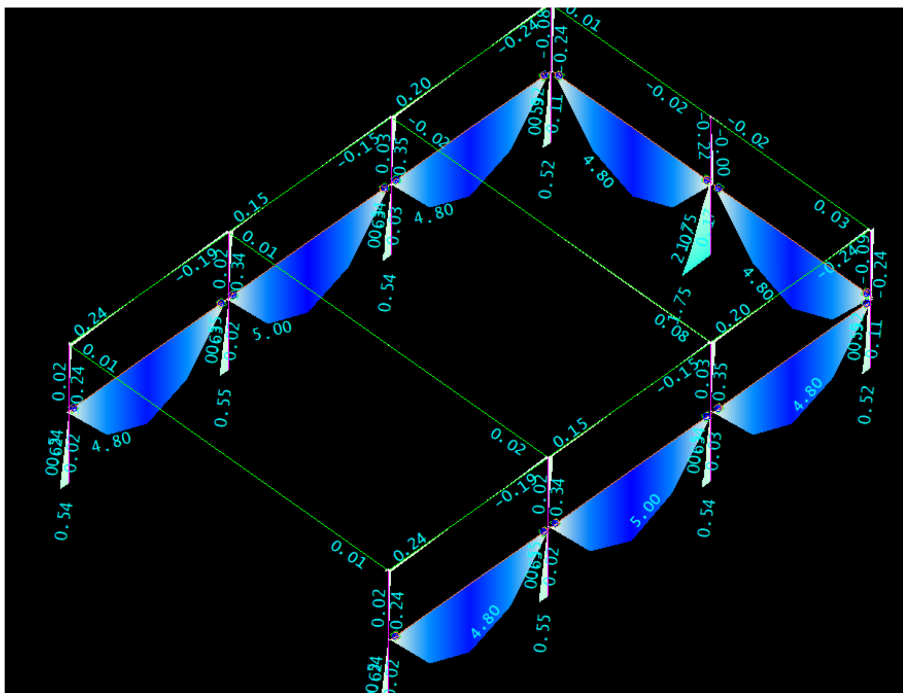
CASO	TÍTULO
1	TODAS - Todas permanentes e acidentais dos pavimentos
2	PP - Peso Próprio Articulado
3	PERM - Cargas permanentes
4	ACID - Cargas acidentais
5	VENT1 - Vento (1) 90°
6	VENT2 - Vento (2) 270°
7	VENT3 - Vento (3) 0°
8	VENT4 - Vento (4) 180°
9	ELU1/PERM/PP+PERM
10	ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID
11	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
12	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
13	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
14	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
15	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT1
16	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT2
17	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT3
18	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT4
19	FOGO/PERMVAR/PP+PERM+0.4ACID
20	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID
21	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID+0.3VENT1
22	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID+0.3VENT2
23	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID+0.3VENT3
24	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID+0.3VENT4
25	ELS/CQPERAV/PP+PERM+0.4ACID
26	COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+0.4ACID
27	ATOPRO/ATOPRO/PP
28	CQPERM/CQPERM/PP+PERM+0.4ACID
29	CFREQ/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID
30	CFREQ/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID+0.3VENT1
31	CFREQ/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID+0.3VENT2
32	CFREQ/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID+0.3VENT3
33	CFREQ/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID+0.3VENT4
34	CRARA/CRARA/PP+PERM+ACID+0.3VENT1
35	CRARA/CRARA/PP+PERM+ACID+0.3VENT2
36	CRARA/CRARA/PP+PERM+ACID+0.3VENT3
37	CRARA/CRARA/PP+PERM+ACID+0.3VENT4
38	CRARA/CRARA/PP+PERM+0.6ACID+VENT1
39	CRARA/CRARA/PP+PERM+0.6ACID+VENT2
40	CRARA/CRARA/PP+PERM+0.6ACID+VENT3
41	CRARA/CRARA/PP+PERM+0.6ACID+VENT4
42	FOGO - Situação de incêndio
43	ATOPRO - Ato de protensão

Fonte: Autor (2023).

A análise do momento fletor nas vigas foi realizada utilizando um pórtico com combinação de carregamento frequente no Estado Limite de Serviço (Figura 4.3) para exemplo. Nesse contexto, foi possível observar o comportamento esperado dos diagramas de momento em vigas simplesmente apoiadas, onde o momento máximo positivo ocorre no centro da viga, e nos apoios apresenta momento nulo.

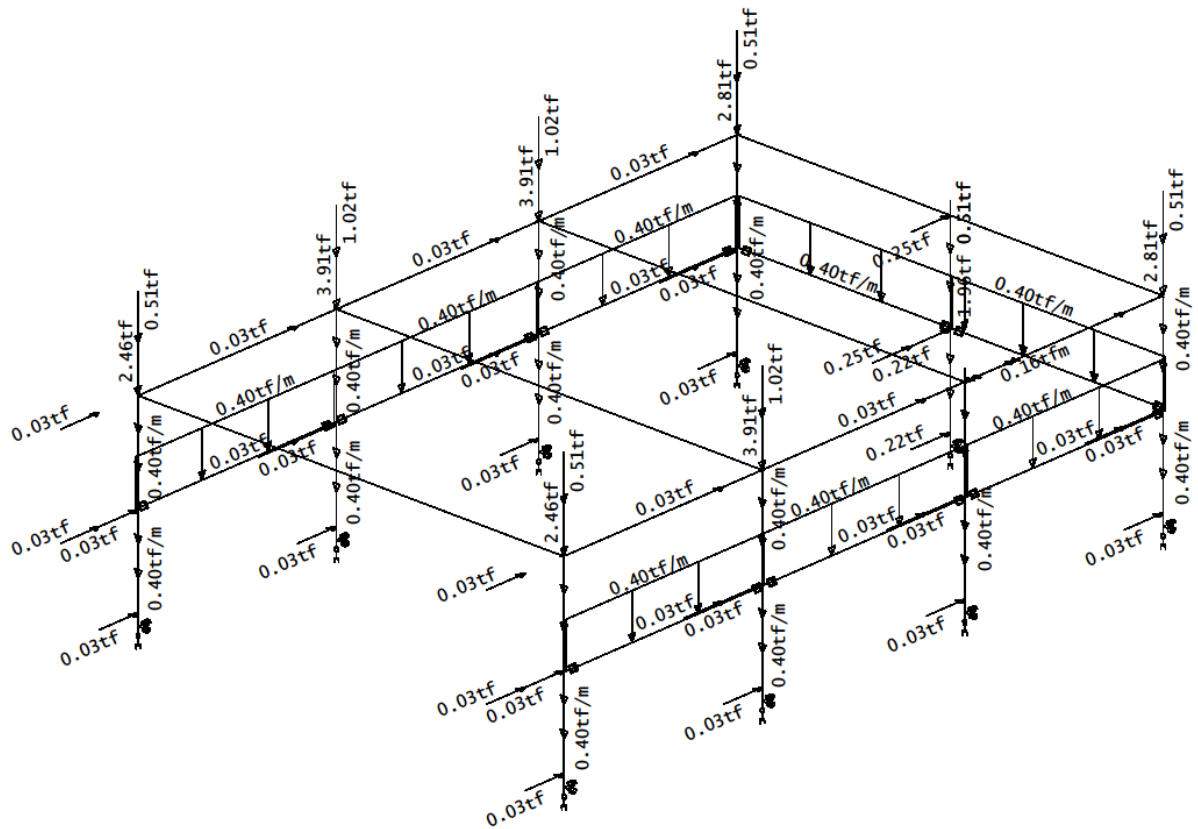
Além disso, constatou-se o travamento dos elementos estruturais feito pelas barras rígidas que representam a cobertura metálica do edifício, mas que não contribuiu com carregamento permanente devido ao seu peso próprio desabilitado. Essa característica pode ser observada na Figura 4.4, na qual, fica evidente a ausência de carga distribuída atuante na barra, havendo apenas a ação direta horizontal do vento na direção 0° em $0,03$ tf.

Figura 4.3 – Momento fletor M_y em Combinação Frequente ELS com vento 0° .



Fonte: Autor (2023).

Figura 4.4 – Carregamentos em Combinação Freqüente ELS com vento 0°



Fonte: Autor (2023).

4.2.2. Estabilidade Global

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a estabilidade global de uma estrutura pode ser avaliada considerando parâmetro de instabilidade (α) e coeficiente de estabilidade global (γ_z). Entretanto, devido às características do galpão, conforme citado em 3.3.1.2, optou-se por modelo de análise P- Δ , sendo a relação RM2M1 adotada, invés de γ_z , como valor de referência para a validar a estabilidade global da estrutura.

Essa abordagem utilizada pelo *software* TQS, permitiu considerar os efeitos não-lineares e garantir que os efeitos de 2ª ordem fossem calculados de forma minuciosa. Dessa forma, RM2M1 é definido pela relação entre os momentos característicos de 2ª ordem (M_2) e de primeira ordem (M_1) multiplicados pela relação do coeficiente de ponderação das ações conforme Equação 1.

Assim, semelhante ao coeficiente γ_z , o RM2M1 é utilizado para a avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais, ou seja, quanto maior o valor

de RM2M1 mais a estrutura se deforma, ocasionando em efeitos de segunda ordem globais mais significativos.

$$RM2M1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \times \frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}} \quad (1)$$

Portanto, para os casos de combinação de Estado Limite Último consideradas no Quadro 4.3, o *software* TQS apresentou os resultados da análise global da estrutura conforme Quadro 4.4 Quadro 4.3, e na Figura 4.5 a representação gráfica para os quatro ângulos de vento considerados. Cabe ressaltar, que na análise P-Δ, os esforços obtidos já consideraram os efeitos de 2ª ordem.

Quadro 4.3 – Casos de combinações ELU para análise global.

CASO	TÍTULO
11	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT90°
12	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT270°
13	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT0°
14	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT180°
15	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT90°
16	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT270°
17	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT0°
18	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT180°

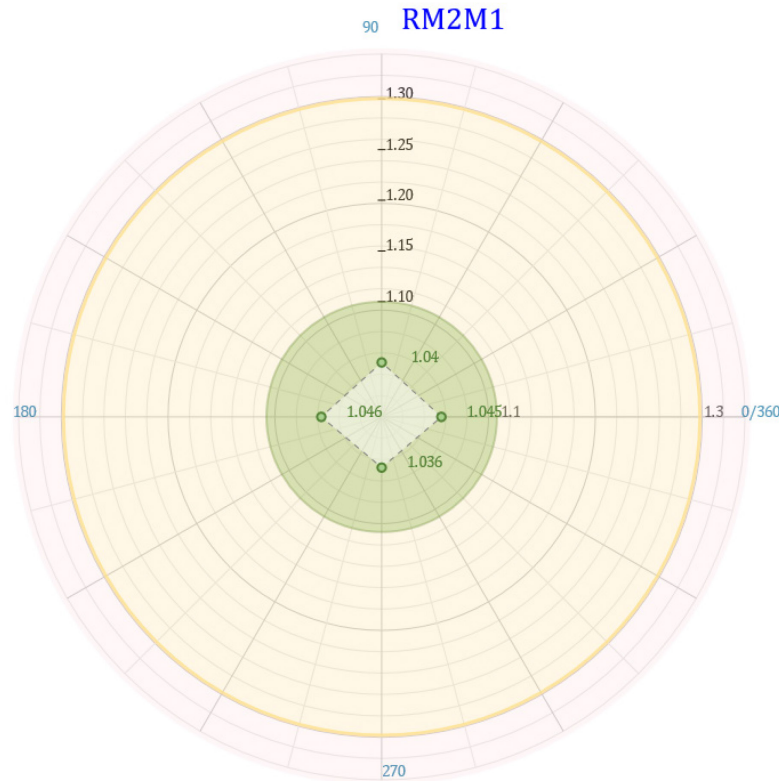
Fonte: Autor (2023).

Quadro 4.4 – Resultados de estabilidade global do edifício.

Caso	Ângulo do vento	Cargas Verticais Totais (tf)	M2 (tfm)	Cargas Horizontais (tf)	M1 (tfm)	RM2M1	α
11	90°	101,78	0,48	3,81	15,23	1,04	0,398
12	270°	101,78	0,43	3,81	15,23	1,036	0,375
13	0°	101,78	0,96	6,75	26,98	1,045	0,402
14	180°	101,78	0,98	6,75	26,98	1,046	0,405
15	90°	101,78	0,78	6,35	25,38	1,039	0,393
16	270°	101,78	0,73	6,35	25,38	1,036	0,379
17	0°	101,78	1,6	11,24	44,97	1,045	0,402
18	180°	101,78	1,61	11,24	44,97	1,046	0,404

Fonte: Autor (2023).

Figura 4.5 – Gráfico dos valores máximos de RM2M1.



Fonte: Autor (2023).

Assim, constatou-se que a relação RM2M1 encontra-se abaixo do limite estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014, que é de 1,10 para todos os casos de combinações. Por consequência, pode-se classificar a estrutura de nós fixos, ou seja, os efeitos de segunda ordem locais são considerados relativamente baixos e os esforços de segunda ordem globais podem ser desprezados. Portanto, a estrutura é capaz de suportar as cargas de forma estável, sem risco de colapso (CARVALHO, 2013).

4.2.3. Deslocamentos Horizontais

A ABNT NBR 9062:2017, estabelece a necessidade de realizar a verificação do estado limite de deformação excessiva em estruturas pré-fabricadas, por meio das combinações de serviço. Desse modo, a norma define limites para os deslocamentos horizontais globais, levando em consideração o tipo de edificação. Esse parâmetro, foi informado ao *software* TQS na etapa de “Dados do edifício” conforme apresentado anteriormente na Figura 3.9.

Figura 4.6 - Limites de deslocamentos horizontais globais estruturas pré-moldadas

Caso	Tipo de edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos (Combinação frequente)
A	Galpão	$H/400^a$
B	Edifício térreo com laje	$H/500^b$
C	Edifício com um pavimento (mezanino)	$H/500^b$ ou $H_i/750^c$
D	Edifício com múltiplos pavimentos	$H/1200^b$ ou $H_i/750^c$ ou $H_2/500^d$

onde

^a H corresponde à altura da viga de rolamento da ponte rolante, caso exista, ou altura total do edifício.

^b H corresponde a altura total do edifício.

^c H_i corresponde ao desnível entre dois pisos consecutivos.

^d H_2 corresponde ao desnível entre o último piso e face inferior da laje da cobertura.

Fonte: ABNT NBR 9062 (2017, p.25).

Logo, levando em consideração a altura total do galpão (H) de 8 metros e caso A, determinou-se o valor máximo permitido para o deslocamento horizontal global da estrutura em análise.

$$D_{max} = \frac{H}{400} = \frac{8}{400} = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

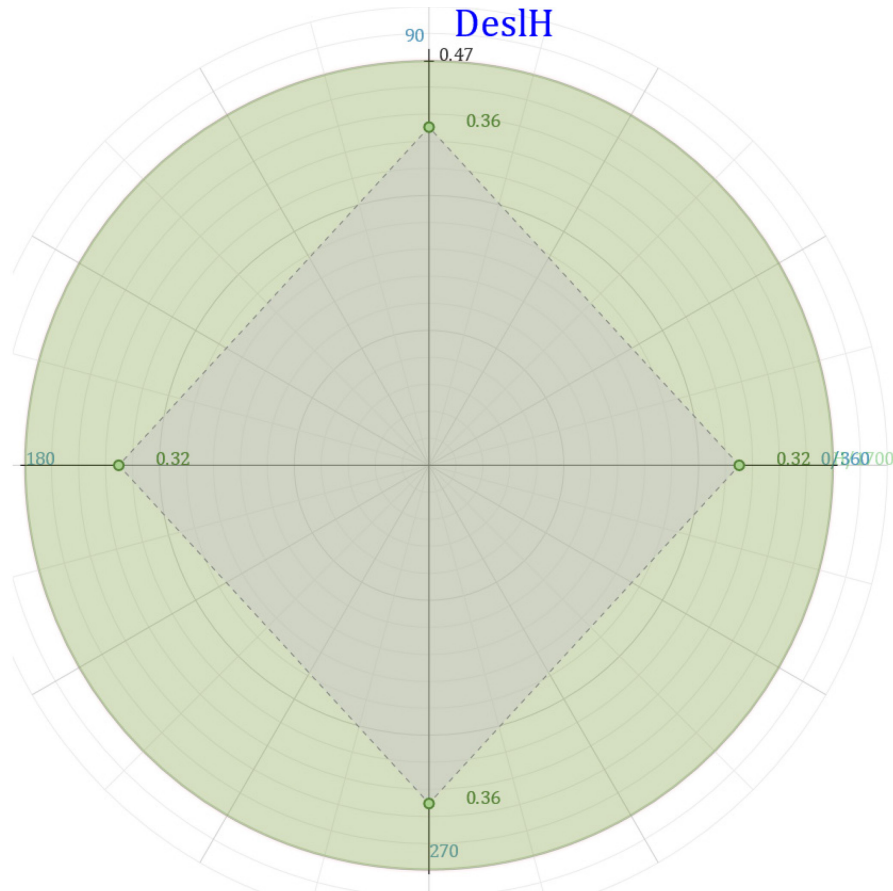
Na verificação de estabilidade global, o TQS® apresentou os deslocamentos máximos laterais horizontais para a combinação frequente no ELS em cada ângulo de vento, conforme envoltória em Figura 4.7 e Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Deslocamentos máximos horizontais.

Caso ELS	Ângulo do vento	DeslH (cm)	Relativo
5	90°	0,36	H/2194
6	270°	0,36	H/2194
7	0°	0,32	H/2499
8	180°	0,32	H/2499

Fonte: Autor (2023).

Figura 4.7 – Envoltória de deslocamentos máximos horizontais.



Fonte: Autor (2023).

Verifica-se que, para todas as combinações frequentes de vento em estado limite de serviço (ELS), o deslocamento horizontal máximo da estrutura não ultrapassa 0,4 cm. Esse valor é inferior ao limite máximo estabelecido pela ABNT NBR 9062:2017 de 2 cm (D_{max}). Portanto, pode-se concluir que a estrutura atende com segurança a esse critério, garantindo sua estabilidade.

4.3. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA ESTRUTURA

Neste capítulo são apresentadas as considerações e resultados referentes ao dimensionamento dos elementos estruturais.

4.3.1. Pilares

O *software* TQS estabelece, como critério padrão, a utilização de percentual de 1% da área da seção de concreto no detalhamento da armadura mínima para pilares de concreto pré-moldado. No entanto, a norma ABNT NBR 9062:2017 não apresenta orientações específicas quanto a esse valor. Por outro lado, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece limites para a armadura longitudinal de pilares, com um valor máximo de 8% e um valor mínimo de 0,4% em relação à área de concreto da seção.

A redução do percentual de 1% para 0,4% do critério de armadura mínima longitudinal do pilar tem um impacto significativo na quantidade de aço necessária para o elemento. No caso do galpão em análise, essa alteração resultou em um aumento de 32,4% na taxa de aço do pilar de canto P1, conforme mostrado no Quadro 4.6 e no Anexo A. Diante disso, para o presente projeto, adota-se o percentual de 0,4% como o mínimo de armadura longitudinal para os pilares.

Quadro 4.6 - Comparativo da taxa de aço do pilar P1.

Critério	$A_{s_{min}}$	Peso total do aço (kgf)	Volume (m^3)	Taxa de aço (kgf/m^3)	Percentual Taxa de aço
TQS	1,0%	143	1,39	102,9	132%
NBR 6118:2014	0,4%	108	1,39	77,7	100%

Fonte: Autor (2023).

Após o processamento completo do modelo estrutural no TQS®, foram fornecidos resultados de combinações, envoltória de momento mínimo, reações de apoio, taxa de aço e armadura necessária para cada etapa construtiva. Foi selecionado o pilar de canto P1 apresentado no Anexo B para análise dos resultados, devido a sua exposição a esforços de flexão composta oblíqua.

O relatório de flexão do pilar foi dividido de acordo com os níveis do galpão (Cobertura e Transição). Essa divisão possibilita a análise por seções do pilar, facilitando a identificação das regiões que sofrem maior solicitação por momentos. Entretanto, é importante ressaltar que o relatório de flexão do TQS Pilar® considera o pilar como sendo moldado *in loco*.

Portanto, a armadura apresentada no relatório (Tabela 4.2) não leva em conta as condições transitórias do pilar pré-fabricado. Para isso, é necessário realizar um

dimensionamento adicional, na aba "Pré-moldados", que utiliza os esforços calculados no TQS Pilar® como base.

Desse modo, a Tabela 4.1 apresenta o relatório de flexão do pilar P1, incluindo o índice de esbeltez nas duas direções, a tensão de cálculo (σ), força normal adimensional (v) e as características geométricas e f_{ck} .

Tabela 4.1 – Relatório de Flexão P1.

Lance	Pavimento	Seção		v	σ (kgf/cm ²)	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	C (cm)
		Formato (cm)	A (cm ²)			λ_x	λ_y		
2	Cobertura	40x40	1600.00	0.014	3.9	38	38	40	2
1	Transição	40x40	1600.00	0.03	8.7	36	36	40	2

Fonte: Autor (2023).

Tabela 4.2 – Relatório de Flexão P1: Armadura Longitudinal.

Lance	Pavimento	Armadura longitudinal				
		n	\varnothing (mm)	A_s (cm ²)	ρ (%)	ρ_{Tras} (%)
2	Cobertura	8	10	6.30	0.39	0.79
1	Transição	8	10	6.30	0.39	0.79

Fonte: Autor (2023).

Carvalho (2013), afirma que quanto maior for o índice de esbeltez de um pilar, maior será a possibilidade de ocorrer a flambagem. Esse fenômeno está relacionado à instabilidade estrutural, em que o estado de deformação da estrutura agrava os efeitos de segunda ordem.

Assim, a presença de travamento nas duas direções e em ambos os lances do pilar P1 resulta na redução do seu índice de esbeltez, classificando-o como pilar médio, dado o valor de λ entre 35 e 90. Essa classificação possibilita o cálculo dos efeitos de segunda ordem pelo método do pilar-padrão com rigidez k aproximada conforme ABNT NBR 6118:2014, adotado pelo TQS®. Nesse método, o impacto dos efeitos de segunda ordem é reduzido em relação a outros métodos mais rigorosos.

Após selecionado o pavimento de Transição, em que a seção do pilar é mais solicitada, o relatório gerado pelo TQS® apresentou as combinações de carga e os esforços solicitantes correspondentes, conforme indicado na Tabela 4.3. Além disso, foram fornecidas informações sobre os esforços nas seções de topo, meio e base do pilar, bem como a relação entre a solicitação (S_d) e a resistência (R_d), conhecida

como S_d/R_d , em que S_d deve ser inferior a R_d . Logo, é essencial que a relação S_d/R_d seja menor que 1,0.

Tabela 4.3 – Combinações ELU verificadas.

Combinação	Seção	N_{Sd} (tf)	M_{Sdx} (tfm)	M_{Sdy} (tfm)	S_d/R_d (%)
9: ELU1/PERM/PP+PERM	Topo	13.91	-0.30	-0.29	-
	Meio	13.91	-0.40	-0.39	0.04
	Base	13.91	-0.19	0.20	0.04
10: ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID	Topo	15.69	-0.31	-0.31	-
	Meio	15.69	-0.42	-0.42	-
	Base	15.69	-0.21	0.21	-
11: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1	Topo	15.83	-1.64	-0.32	0.08
	Meio	15.83	-2.12	-0.43	0.1
	Base	15.83	-1.99	0.22	0.09
12: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2	Topo	15.54	1.54	-0.30	-
	Meio	15.54	2.05	-0.41	0.1
	Base	15.54	1.94	0.20	0.09
13: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3	Topo	15.46	-0.30	2.28	-
	Meio	15.46	-0.41	2.93	0.17
	Base	15.46	0.28	2.87	0.16
14: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4	Topo	15.91	-0.33	-2.26	-
	Meio	15.91	-0.44	-2.88	0.16
	Base	15.91	-0.33	-2.78	-
15: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT1	Topo	15.39	-2.57	-0.32	-
	Meio	15.39	-3.25	-0.43	0.2
	Base	15.39	-3.18	0.22	0.19
16: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT2	Topo	14.91	2.48	-0.29	-
	Meio	14.91	3.17	-0.39	0.2
	Base	14.91	3.13	0.20	0.19
17: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT3	Topo	14.79	0.31	3.67	-
	Meio	14.79	0.48	4.25	0.37
	Base	14.79	0.37	4.64	0.44
18: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT4	Topo	15.52	-0.40	-3.65	-
	Meio	15.52	-0.54	-4.19	0.34
	Base	15.52	-0.42	-4.54	0.4

Fonte: Autor (2023).

Analisando a Tabela 4.3, é possível identificar a combinação de ações que mais solicita o pilar, que neste caso são as combinações de vento em 0° (VENT3) e 180° (VENT4). Nessas condições, o vento atua na maior dimensão da estrutura, resultando em maiores momentos solicitantes no pilar.

Além disso, ao observar a coluna S_d/R_d , pode-se constatar que em nenhuma combinação os esforços solicitantes ultrapassam a resistência do pilar, ou seja, relação S_d/R_d inferior a 1,0. Isso indica que o pilar possui capacidade de suporte adequada para as cargas atuantes.

Os resultados do dimensionamento para as solicitações transitórias, como desmoldagem, transporte e levantamento do pilar, estão apresentados nas Figuras 4.8, 4.9 e 4.10. Essas informações são fundamentais para avaliar a capacidade de suporte e a integridade estrutural do pilar durante essas etapas críticas do processo construtivo.

Figura 4.8 – Verificação de saque e transporte P1

Grupo: P1-a x 1

P1	
Seção do pilar	R 40/40 cm
Seção de pilar girada a	90°
Área do pilar	1600.00 cm ²
Inércia à flexão	2.13e+005 cm ⁴
Peso próprio	0.40 tf/m
Vãos	1.76/5.28/1.76 m
Fck	20 MPa
GamaC	1.40
Ecs	21287 MPa
Afastamento	2.6 cm
Fyk	250 MPa
Ea	210000 MPa
GamaS	1.15
GamaF	1.80
Momento de cálculo máximo	1.39 tfm
Momento de cálculo mínimo	-1.12 tfm
Alojamento	4x1 Ø12.5
Momento característico para estim. de fissuras...	1.16 tfm
Abertura de fissuras estimadas.....	0.00 mm

Fonte: Autor (2023).

Figura 4.9 – Verificação de levantamento P1

Grupo: P1-a x 1

P1	
Seção do pilar	R 40/40 cm
Seção de pilar girada a	90°
Área do pilar	1600.00 cm ²
Inércia à flexão	2.13e+005 cm ⁴
Peso próprio	0.40 tf/m
Vãos	7.33/1.47 m
Fck	28 MPa
GamaC	1.40
Ecs	25780 MPa
Afastamento	2.6 cm
Fyk	250 MPa
Ea	210000 MPa
GamaS	1.15
GamaF	1.80
Momento de cálculo máximo	4.45 tfm
Momento de cálculo mínimo	-0.77 tfm
Alojamento	4x1 Ø20
Momento característico para estim. de fissuras...	3.71 tfm
Abertura de fissuras estimadas.....	0.00 mm

Fonte: Autor (2023).

Figura 4.10 – Envoltória de armadura nas etapas construtivas P1

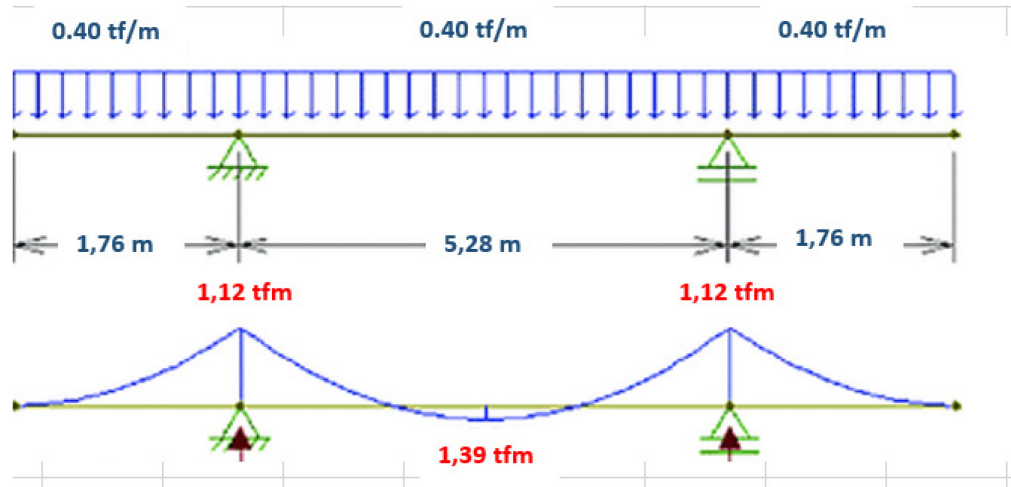
Grupo: P1-a x 1

P1			
Lance 1			
Pilar	Etapa	Alojamento	Envoltória
P1	0	8Ø10	
P1	1	8Ø10	
P1	2	8Ø10	
Etapas construtivas			8Ø10
Saque			4Ø12.5
Levantamento			4Ø20
Armadura mínima			4Ø16
Armadura adotada			4Ø20
Lance 2			
Pilar	Etapa	Alojamento	Envoltória
P1	0	8Ø10	
P1	2	8Ø10	
Etapas construtivas			8Ø10
Saque			4Ø12.5
Levantamento			4Ø20
Armadura mínima			4Ø16
Armadura adotada			4Ø20

Fonte: Autor (2023).

Na desmoldagem e transporte, as alças de apoio estão definidas a 1/5 do comprimento total do pilar. O diagrama de esforços nessa etapa é representado na Figura 4.11 a partir do Ftool. Além disso, embora os pilares sejam dimensionados para resistir principalmente a esforços de compressão em sua situação final, as solicitações excêntricas durante a construção podem exigir um reforço adicional. Isso é demonstrado na Figura 4.10, onde a maior área de aço necessária (4Ø20mm) ocorre para a etapa de levantamento do pilar P1.

Figura 4.11 – Momento fletor em saque e transporte P1



Fonte: Autor (2023).

Por fim, a Tabela 4.4 resume a taxa de aço e armadura adotada para os pilares do galpão.

Tabela 4.4 – Resumo da armadura dos pilares.

Pilar	Seção	σ (kgf/cm ²)	ν	Armadura longitudinal				Taxa de aço (kgf/m ³)
				n	\varnothing (mm)	A_s (cm ²)	ρ (%)	
P1	40X40	3,9 a 8,7	0,014 a 0,03	4	20	12,57	0,79	78,32
P2	40X40	4,9 a 9,7	0,017 a 0,034	4	20	12,57	0,79	78,32
P3	40X40	4,9 a 9,7	0,017 a 0,034	12	12,5	14,73	0,92	89,44
P4	40X40	3,6 a 6,7	0,013 a 0,023	4	20	12,57	0,79	78,32
P5	40X40	3,9 a 8,7	0,014 a 0,03	4	20	12,57	0,79	78,32
P6	40X40	4,9 a 9,7	0,017 a 0,034	4	20	12,57	0,79	78,32
P7	40X40	4,9 a 9,7	0,017 a 0,034	12	12,5	14,73	0,92	89,44
P8	40X40	3,6 a 6,7	0,013 a 0,023	4	20	12,57	0,79	78,32
P9	40X40	1,5 a 6,2	0,005 a 0,022	8	16	16,08	1,01	98,60

Fonte: Autor (2023).

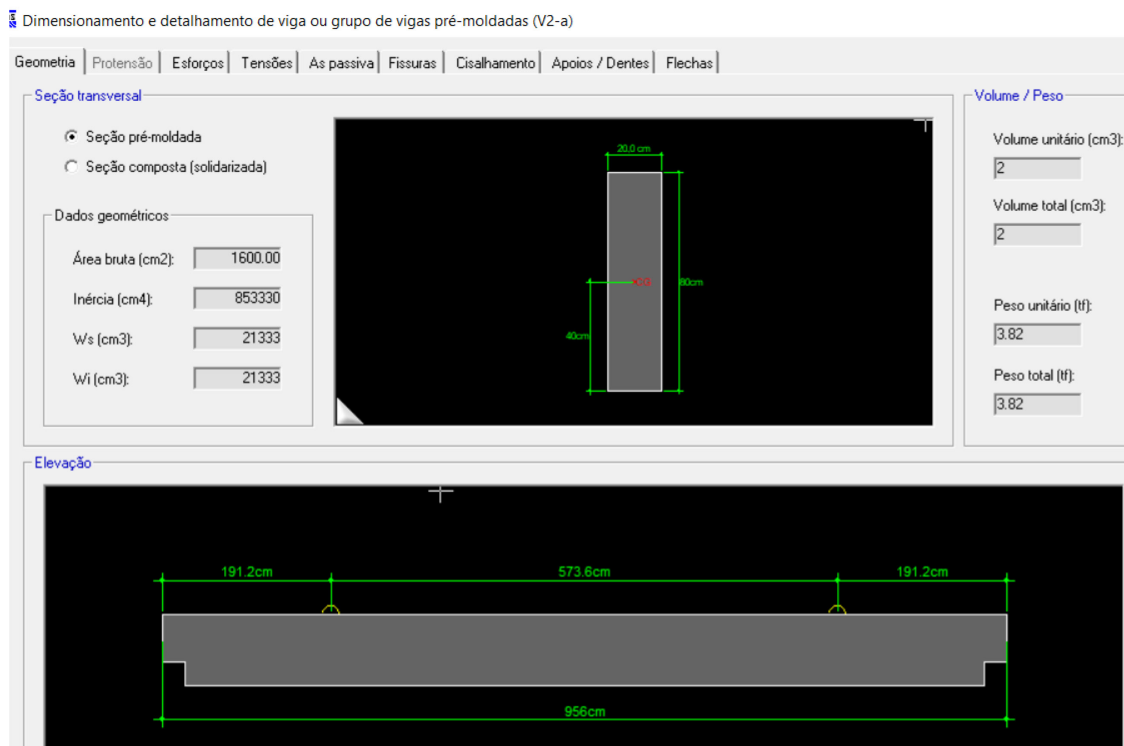
A partir da Tabela 4.4 – Resumo da armadura dos pilares. Tabela 4.4 verificou-se uma semelhança entre as armaduras adotadas dos pilares P1, P2, P4, P5, P6, P8 de 4 \varnothing 20mm, sendo essa a armadura necessária para situação de levantamento dos pilares, conforme demonstrado na Figura 4.10. Além disso, destaca-se a maior taxa de aço para o pilar P9 devido a alta esbelteza λ_x pela falta de travamento do elemento do eixo x.

4.3.2. Vigas

Nesta etapa, foram avaliados os carregamentos máximos nas etapas transitórias e construtivas, a determinação da armadura necessária e a armadura efetivamente adotada. Também foi feita a verificação da abertura de fissuras através do estudo das flechas na viga pré-fabricada. O objetivo foi garantir a segurança, capacidade estrutural e desempenho adequado, levando em consideração os carregamentos máximos e a durabilidade relacionada à abertura de fissuras.

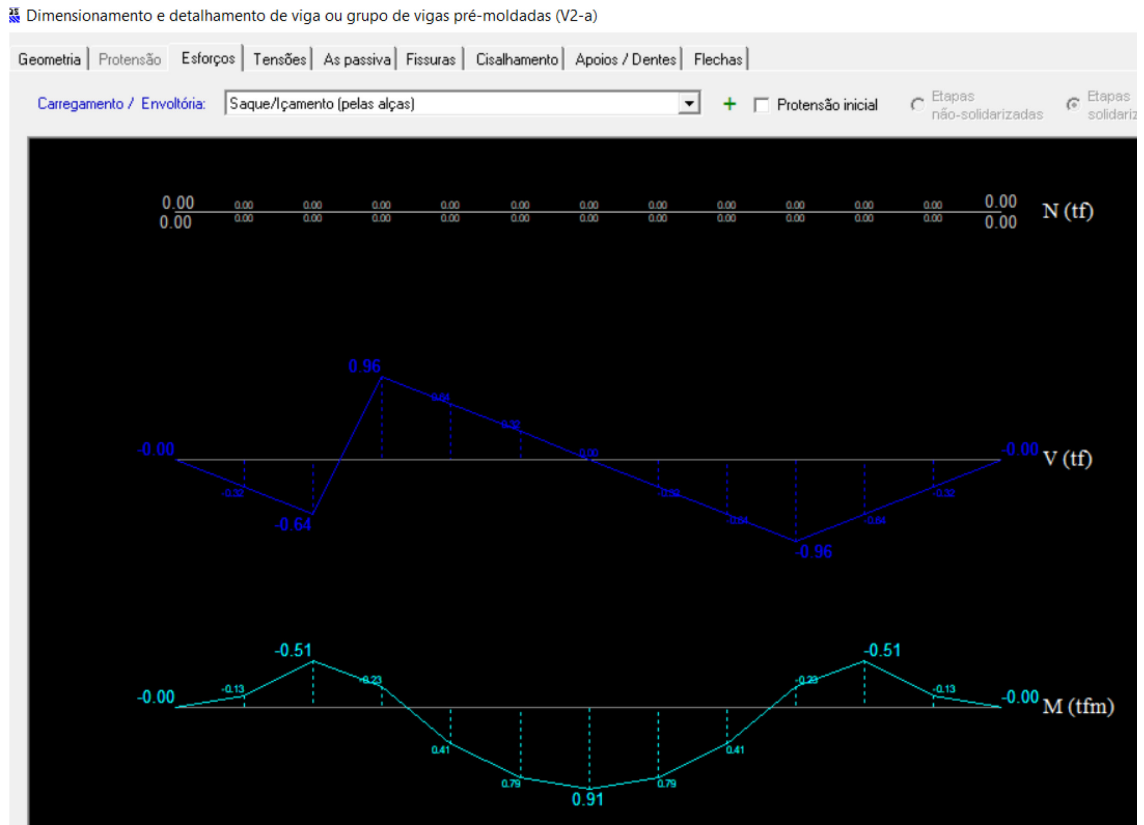
Para exemplificar a análise dos resultados de detalhamento das vigas, foi selecionada a viga V2-a devido ao seu maior vão de 956 cm, apresentado no Anexo B, representando a condição mais desfavorável. Assim, na etapa de saque e transporte, a Figura 4.12 mostra as posições das alças de içamento, enquanto o diagrama de esforços na viga é representado na Figura 4.13 e a área de armadura necessária, na Figura 4.14.

Figura 4.12 – Geometria viga V2-a.



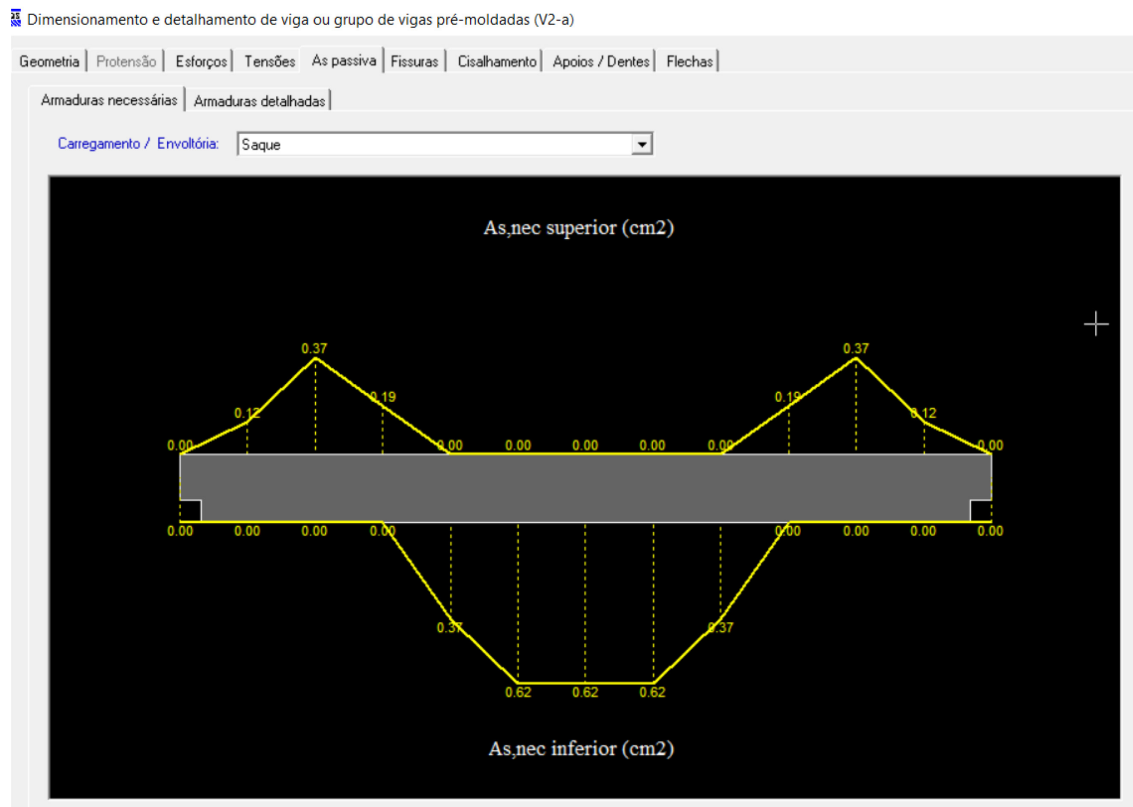
Fonte: Autor (2023).

Figura 4.13 – Solicitação em saque e içamento, viga V2-a



Fonte: Autor (2023).

Figura 4.14 – Área de armadura necessária em desmoldagem, viga V2-a



Fonte: Autor (2023).

A viga V2-a, assim como as demais, é solicitada como viga simplesmente apoiada na etapa acabada (Figura 4.16), sem a ocorrência de momentos negativos na estrutura. Entretanto, para a situação de desmoldagem, armazenamento e transporte, a viga é submetida a uma solicitação diferente, conforme ilustrado na Figura 4.13, onde o momento negativo máximo é igual a 0,51 tfm.

Apesar da maior solicitação por momento negativo exigir armadura superior igual a 0,37 cm², a armadura superior final necessária é de 2,47 cm² conforme Figura 4.17, devido ao critério de armadura mínima superior no TQS® (Figura 4.15), respeitando a taxa mínima absoluta de 0,179% da seção transversal conforme orienta a ABNT NBR 6118:2014 para concreto de 40MPa.

Figura 4.15 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de ρ_{\min}^a ($A_{s,\min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

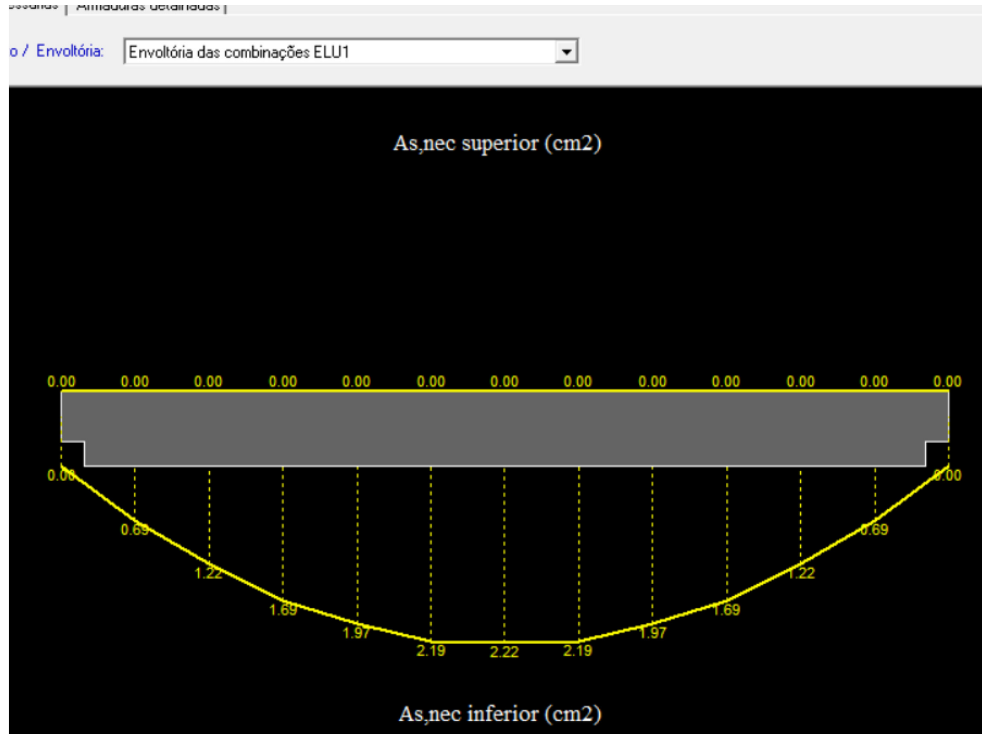
Figura 4.15 – Critério TQS PREO de detalhamento das vigas: $A_{s,\min}$ superior

Desprezar $A_{s,\min}$ para detalhamento de armadura superior/negativa passiva Sim

Não

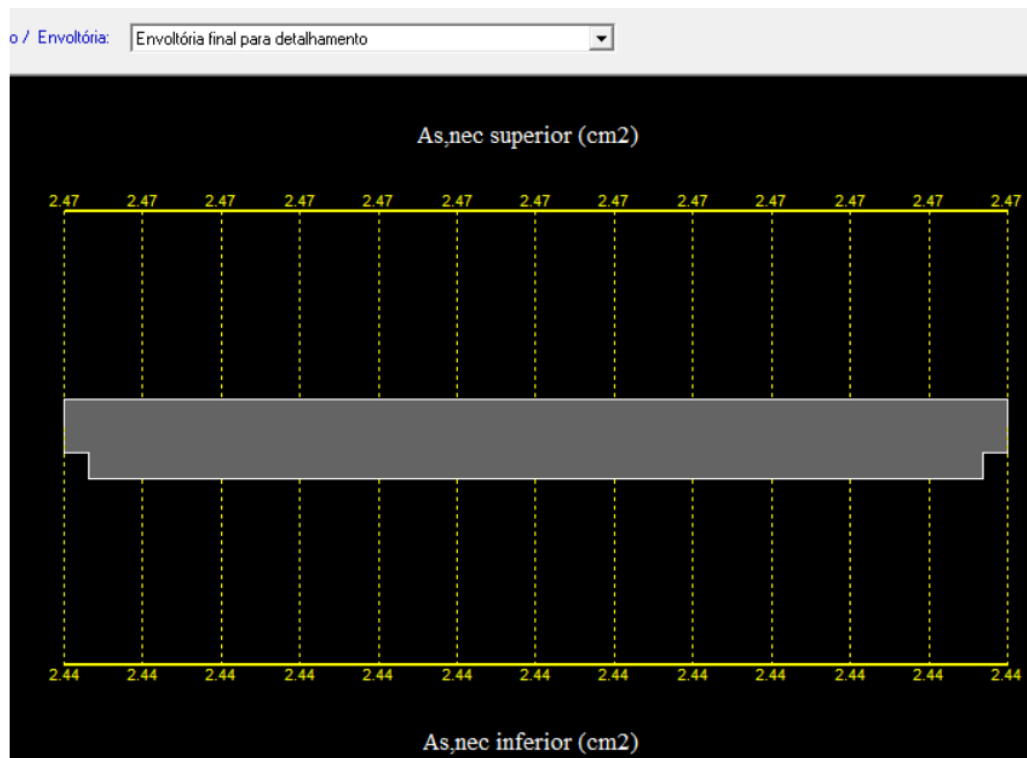
Fonte: Autor (2023).

Figura 4.16 – Envoltória de combinações ELU: Viga V2-a



Fonte: Autor (2023).

Figura 4.17 – Envoltória final para detalhamento: Viga V2-a



Fonte: Autor (2023).

No relatório de tensão máxima por tração e compressão (Quadro 4.7), pode-se observar que as tensões de tração máxima estão dentro da resistência da seção de concreto, que é de 3,7 MPa para um valor de f_{ck} igual a 40 MPa.

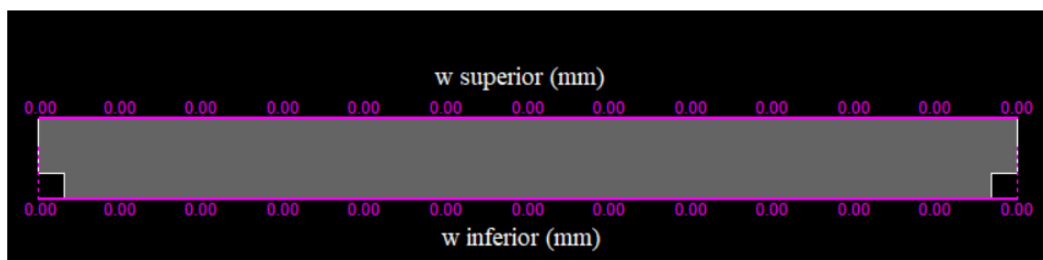
A envoltória de fissuras apresentada na Figura 4.18, não mostra a presença de fissuras. No entanto, é importante avaliar com cautela, pois, de acordo com Carvalho (2013), fissuras são inevitáveis em estruturas de concreto onde há tensões de tração resultantes de carregamentos diretos ou restrição de deformação imposta. Sendo que as fissuras ausentes na envoltória se referem somente ao momento de fissuração.

Quadro 4.7 – Tensões máximas: Viga V2-a

Combinação	Tensões máximas (MPa)	
	Tração	Compressão
CQPERM	2.3	2.3
CFREQ	2.3	2.3
CRARA	2.3	2.3

Fonte: Autor (2023).

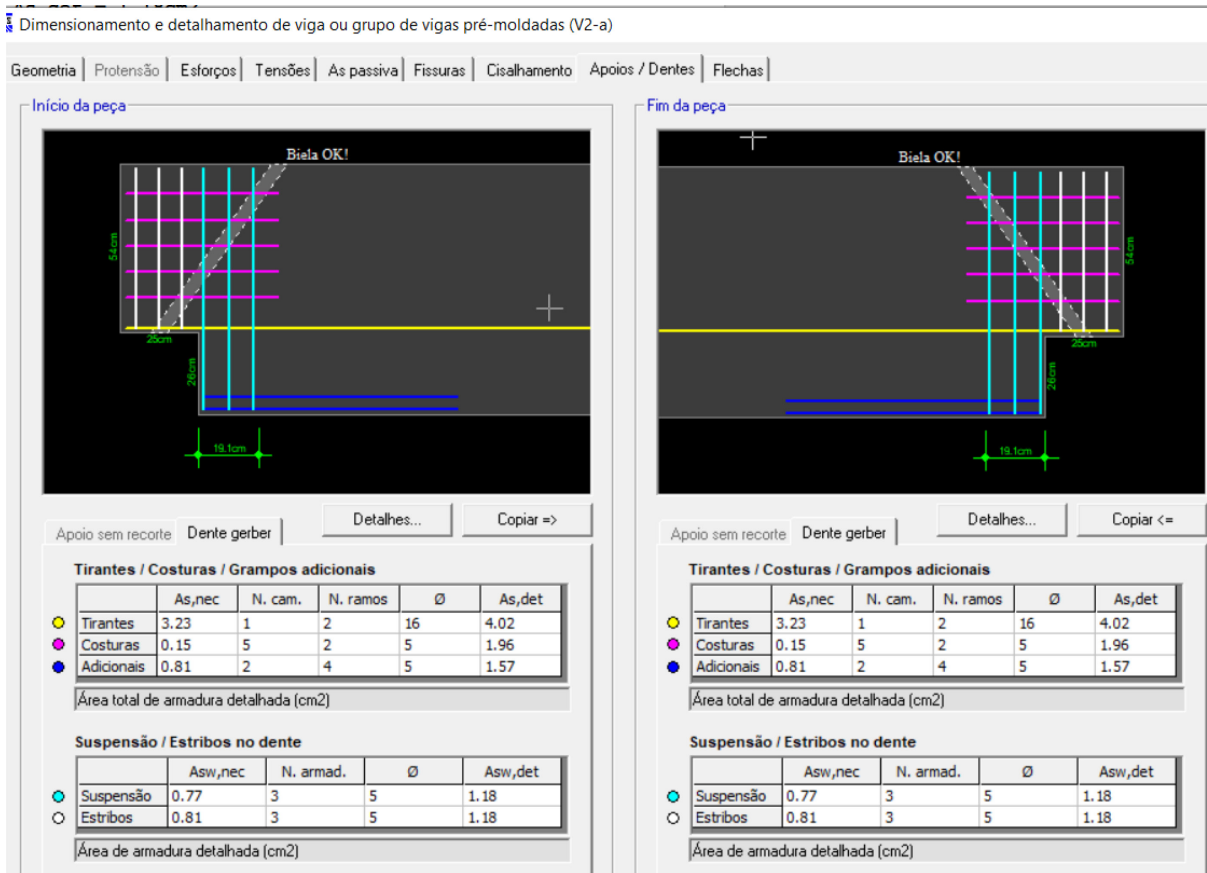
Figura 4.18 – Envoltória de fissuras: Viga V2-a



Fonte: Autor (2023).

Como parte dos resultados de detalhamento, o Quadro 4.8 e a Figura 4.19 apresentam as características geométricas e os esforços solicitantes no dente Gerber, bem como a armadura detalhada. Devido à relação entre altura e comprimento (a/d) ser igual a 0,17, o dimensionamento do elemento foi realizado utilizando o método de bielas e tirantes. Conforme ABNT NBR 9062:2017, o método é aplicado tanto para o consolo curto quanto para o dente Gerber, garantindo uma análise consistente e segura do elemento estrutural.

Figura 4.19 – Armadura dente Gerber: Viga V2-a



Fonte: Autor (2023).

Quadro 4.8 – Características do Dente Gerber.

Geometria	Esforços
$b_w = 20\text{cm}$	$F_k = 2.00\text{tf}$
$h = 54\text{cm}$	$H_k = 0.40\text{tf}$
$a = 8.3\text{cm}$	$\gamma_f = 1.4$
$d = 50.5\text{cm}$	$\gamma_n = 1.1$
$a/d = 0,17$	$F_d = 3.08\text{tf}$
	$H_d = 0.62\text{tf}$

Fonte: Autor (2023).

Nessa etapa é importante validar o coeficiente majoração γ_n que leva em consideração os efeitos de impacto, choques e vibrações segundo estabelece a ABNT NBR 9062:2017 no item 7.3.1. Logo, como a viga trata-se de um elemento pré-fabricado e as cargas permanentes não são preponderantes, adotou-se γ_n igual a 1,1 conforme orienta a ABNT NBR 9062:2017 (Figura 4.20) para o dimensionamento de consolos e dentes concreto.

Figura 4.20 – Valores para o coeficiente γ_n para o dimensionamento de consolos e dentes de concreto.

<p>a) no caso de elementos pré-fabricados, definidos em 3.9: $\gamma_n = 1,0$, quando a carga permanente for preponderante; $\gamma_n = 1,1$, em caso contrário.</p>
<p>b) nos elementos pré-moldados, definidos em 3.8: $\gamma_n = 1,1$, quando a carga permanente for preponderante; $\gamma_n = 1,2$, em caso contrário.</p>

Fonte: ABNT NBT 9062:2017.

No cálculo da flecha, é considerado o limite estabelecido pela ABNT NBR 9062:2017, que é de $L/250$ para elementos lineares com vãos menores que 15 metros, conforme Quadro 4.7. Isso resulta em uma flecha máxima positiva de 3,82 cm. No entanto, para o cálculo da flecha no TQS, é necessário fornecer manualmente as cargas consideradas, o modelo de apoio nas etapas construtivas e o coeficiente de redução de rigidez devido à não linearidade física (α).

Nesse contexto, a viga não está sujeita a cargas permanentes além do seu próprio peso pré-moldado, não possui peso adicional de capa de concreto, uma vez que não está solidarizada com uma laje, e é modelada como uma viga biapoiada em ambas as etapas construtivas.

Quadro 4.9 - Limites para deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares

Caso	Limite
Contra-flecha imediata de fabricação	$L/300$
Flecha inicial positiva imediatamente após montagem da peça individual sob ação do seu peso próprio (sem solidarização)	$L/500$
Contra-flecha inicial no momento de montagem da peça	$L/250$
Flecha inicial positiva após a execução da estrutura(solidarizada) sem sobrecarga	$L/350$
Flecha da peça solidarizada final diferida no tempo ($L \leq 15$ m)	$L/250$
Flecha da peça solidarizada final diferida no tempo (15 m $< L \leq 20$ m)	$L/300$
Flecha da peça solidarizada final diferida no tempo ($L > 20$ m)	$L/350$
L é o vão do elemento linear.	

Fonte: ABNT NBR 9062 (2017, p.27).

Em relação aos efeitos de redução de rigidez devido à não linearidade física (α), os valores dependem do tipo de elemento estrutural, e para vigas se possui armadura ativa (protensão) ou não. Desse modo, os coeficientes α estabelecidos pela norma de concreto pré-moldado ABNT NBR 9062:2017 estão descritos pelo valor que multiplica a rigidez (E_{cilc}) e são:

- a) lajes: $(EI)_{sec} = 0,25 E_{cilc}$
- b) vigas em concreto armado: $(EI)_{sec} = 0,5 E_{cilc}$
- c) vigas em concreto protendido, considerando toda a seção composta: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{cilc}$
- d) pilares, valores médios ao longo da altura:
 - $(EI)_{sec} = 0,4 E_{cilc}$, para estruturas com ligação viga-pilar articulada com um pavimento ou galpões;
 - $(EI)_{sec} = 0,55 E_{cilc}$, para estruturas com ligações semirrígidas com até quatro pavimentos;
 - $(EI)_{sec} = 0,7 E_{cilc}$, para estruturas com ligações semirrígidas com cinco ou mais pavimentos;
 - $(EI)_{sec}$ para estruturas com ligações rígidas (conforme 5.1.2.8), seguir a ABNT NBR 6118.

Portanto, foi adotado o coeficiente de 0,5 estabelecido pela ABNT NBR 9062:2017 para vigas em concreto armado. Sendo que a redução foi considerada apenas na etapa de uso final, onde há fissuração significativa do elemento que cause a redução da rigidez, conforme descrito na Figura 4.21.

Figura 4.21 – Cálculo de flecha: Viga V2-a

Dimensionamento e detalhamento de viga ou grupo de vigas pré-moldadas (V2-a)

	①	②	③	④	⑤	⑥
	Protensão	Peso-próprio (pré-moldado)	Carga permanente 1	Peso-próprio (Capa)	Carga permanente 2	Carga variável
Carregamento	M = 0.00 tf/m	p = 0.40 tf/m	p = 0 tf/m	p = 0.00 tf/m	p = 0 tf/m	p = 0 tf/m
Modelo	Biapoiado			Biapoiado		
Rigidez	α : 1, Ecs: f _{cj,saque} , I _c : seção da viga	α : 1, Ecs: f _{ck,pré} , I _c : seção da viga		α : 0,5, Ecs: f _{ck,pré} , I _c : seção da viga		
Fases	Pista ① + ②		Fluência1 = 0,0		Fluência2 = 2,0	
	Montagem ① + ②		Perdas de protensão = 15,0 %		① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥	
	Uso final		Fluência1		$\gamma_{f2} = 0,6$	
Flechas	0,24 cm		0,24 cm		0,72 cm	
Limites	Limite = L / 250 = 3,82 cm → Sim		Limite = L / 250 = 3,82 cm → Sim		Limite = L / 250 = 3,82 cm → Sim	

Módulo de elasticidade longitudinal do concreto durante o uso final. Pode ser definida de acordo com o f_{cj} no saque ou f_{ck} da peça definidos nos dados do edifício.

Opacidade: _____ | Atualizar relatório | Atualizar desenho | OK | Cancelar

Fonte: Autor (2023).

A flecha calculada para a viga pré-moldada, considerando as etapas de pista, montagem e uso final, apresenta um valor máximo de flecha positiva de 0,72 cm, o qual é inferior ao limite estabelecido de 3,82 cm. Dessa forma, a viga atende às verificações de segurança e durabilidade, indicando que está dentro dos padrões aceitáveis para o seu desempenho estrutural.

4.3.3. Consolos

Nesse galpão, os elementos de ligação foram considerados consolos curtos, devido a sua relação a/d, que varia entre 0,5 e 1,0. Por esse motivo, foram dimensionados no software TQS utilizando o método de bielas e tirantes. As características geométricas do consolo C2, juntamente com os esforços atuantes, podem ser observadas na Figura 4.22 e Figura 4.23, presentes no relatório de dimensionamento.

Figura 4.22 – Características geométricas: Consolo C2.

```

Consolo C2
-----
2xP1-a/P3-a/2xP4-a/P5-a
Quantidade ..... 6
Simples ou duplo ..... Simples
Dimensões
  Largura do pilar ..... 40 cm
  Largura na face do pilar ..... 20 cm
  Comprimento ..... 25 cm
  Distância do ponto de carga à face do pilar ... 16.7 cm
  Altura do trecho reto ..... 25 cm
  Altura do trecho trapezoidal ..... 0 cm
  Rebaixo da ponta ..... 0 cm
  Cobrimento ..... 2 cm

```

Fonte: Autor (2023).

Figura 4.23 – Carregamento: Consolo C2.

```

Carregamento
GamaF ..... 1.4
Carregamentos máximos e mínimos do modelo (tf)
  Força vertical (+) indica carregamento com o mesmo sentido da gravidade
  Força horizontal (+) indica tração do consolo

```

	Fk	Hk	Etapa	Posição
Força vertical máxima	1.96	0.00	Etapa 0 [ELU1]	Piso 1 V2 vão 3 Direita
Força vertical mínima	1.56	-0.02	Etapa 2 [ELU1]	Piso 1 V1 vão 2 Direita
Força horizontal máxima	1.96	0.10	Etapa 0 [ELU1]	Piso 1 V1 vão 2 Direita
Força horizontal mínima	1.96	-0.09	Etapa 0 [ELU1]	Piso 1 V1 vão 1 Esquerda

```

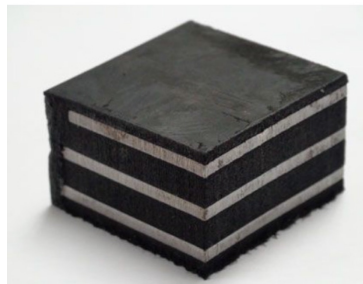
Força mínima de tração utilizada Hk ..... 0.32 tf
Carregamento de dimensionamento do tirante (tf)
  Carregamento de maior tirante ..... Força vertical máxima
  Força vertical Fk ..... 1.96 tf
  Força horizontal Hk ..... 0.32 tf

```

Fonte: Autor (2023).

É importante ressaltar que, neste projeto, os esforços horizontais (Hk) foram calculados levando em consideração a presença de elastômero simples como material de amortecimento na transmissão de esforços (Figura 4.25). Cabe destacar, que a norma ABNT NBR9062:2017 estabelece uma distinção entre elastômeros fretados e não fretados, onde os fretados apresentam lâminas metálicas em sua composição conforme Figura 4.24.

Figura 4.24 – Elastômero fretado



Fonte: CELPAN (2023).

Portanto, de acordo com orientação da ABNT NBR 9062:2017 foi adotado o coeficiente de 16% em relação à força vertical transmitida, para o cálculo da força horizontal solicitante (Figura 4.25). No entanto, caso o projetista opte por utilizar outra forma de apoio, é necessário ajustar o coeficiente nos critérios de detalhamento do consolo no software TQS PREO.

Figura 4.25 – Transmissão de esforço horizontal em consolo.

- b) $H_d = 0,5 F_d$ para elemento assentado com argamassa;
- c) $H_d = 0,16 F_d$ para aparelhos de apoio de elastômero;
- d) $H_d = 0,08 F_d$ para aparelhos de apoio revestidos de plástico politetrafluoretileno (PTFE);
- e) $H_d = 0,25 F_d$ para apoios realizados entre chapas metálicas não soldadas;
- f) $H_d = 0,4 F_d$ para apoios realizados entre concreto e chapas metálicas;

Fonte: ABNT NBR 9062 (2017, p.55)

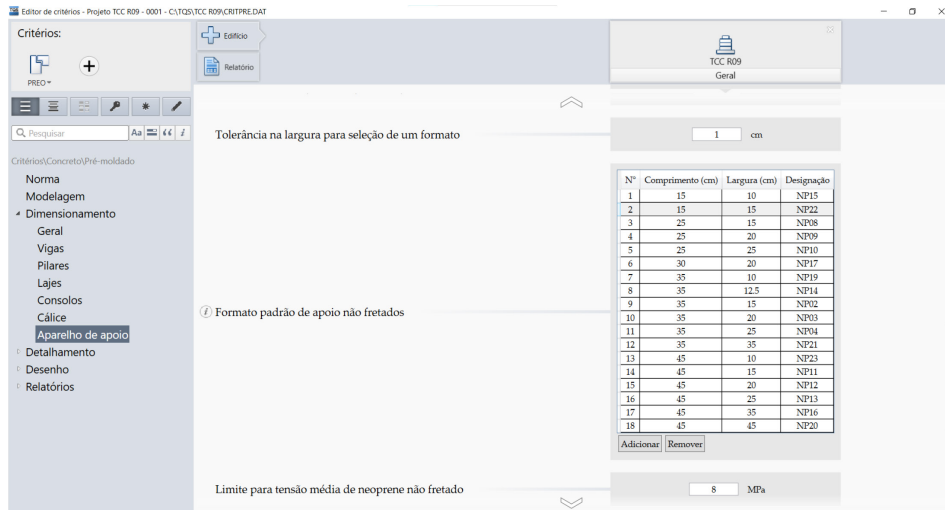
Figura 4.26 – Aparelho de apoio: Consolo C2.

Aparelho de apoio	
Teoria utilizada.....	Mounir (2017)
Resumo do dimensionamento.....	Passou!
Dados de entrada	
Tipo de aparelho de apoio.....	Simplex
Dureza ShoreA.....	60.0
Módulo de elasticidade transversal (G).....	1 MPa
Módulo de elasticidade transversal (Eb).....	2000 MPa
Comprimento do aparelho de apoio (a).....	6 cm
Largura do aparelho de apoio (b).....	16 cm
Área (A).....	96.00 cm ²
Número de camadas (N).....	1
Espessura da camada (ti).....	10 mm
Esforços solicitantes (Ng).....	
(Ng).....	1.96 tf
(Nq).....	0.00 tf
(Ng+q).....	1.96 tf
(Hg).....	0.00 tf
(Hq).....	0.32 tf
(Hg+q).....	0.32 tf
(ug).....	0 cm
(uq).....	0 cm
(alphag).....	0.000000E+000 rad
(alphaq).....	0.000000E+000 rad

Fonte: Autor (2023)

Os aparelhos de apoio foram dimensionados como elastômero simples (não fretado) conforme a literatura de El Debs (2017), considerando limites de tensão, deformação, deslocamento, estabilidade e espessura do apoio. Para atender a esses requisitos, foi necessário um elastômero com dimensões mínimas de 6x16 cm, mas adotou-se o formato padrão NP22 de 15x15 cm de acordo com a tabela de formatos padrão (Quadro 4.10) nos critérios de dimensionamento do TQS (Figura 4.27).

Figura 4.27 – Critérios TQS Preo: Dimensionamento de aparelho de apoio



Fonte: Autor (2023)

Quadro 4.10 – Lista da formatos padrão de apoio não fretado (elastômero simples).

Nº	Comprimento (cm)	Largura (cm)	Designação
1	15	10	NP15
2	15	15	NP22
3	25	15	NP08
4	25	20	NP09
5	25	25	NP10
6	30	20	NP17
7	35	10	NP19
8	35	12.5	NP14
9	35	15	NP02
10	35	20	NP03
11	35	25	NP04
12	35	35	NP21
13	45	10	NP23
14	45	15	NP11
15	45	20	NP12
16	45	25	NP13
17	45	35	NP16
18	45	45	NP20

Fonte: Autor (2023)

Por fim, os elementos estruturais que passaram pela avaliação dos resultados de dimensionamento estão detalhados nos anexos A, C e D. O Anexo A apresenta a forma e a armadura do pilar P1, o Anexo C apresenta a forma e a armadura da viga V2-a, e o Anexo D apresenta a forma e a armadura do consolo C2. Enquanto, o Anexo B apresenta a planta de localização dos elementos estruturais no pavimento Transição.

5. CONCLUSÃO

No projeto de estruturas pré-moldadas, é fundamental considerar as condições específicas de carregamento e execução, a fim de assegurar a segurança e durabilidade da estrutura. Nesse contexto, o trabalho apresentou a aplicação do *software* TQS PREO com o objetivo de otimizar o processo de dimensionamento e análise estrutural.

Durante a modelagem da estrutura, foi necessário criar uma seção de viga, possível com o editor de seções catalogadas. Essa ferramenta atendeu às necessidades de adaptação do elemento ao *layout* do galpão e permitiu que o projetista dimensionasse a estrutura de acordo com o tipo de seção executada na fábrica.

O modelador também possibilitou criar condições de contorno que simulassem o pórtico real estudado, como a criação das vigas fictícias, da cobertura metálica, para travamento do pilar. Além disso, o visualizador 3D e a ferramenta de análise de erros do TQS auxiliaram na identificação de inconsistências do modelo, economizando tempo e recursos ao evitar a necessidade de correções posteriores.

Na análise dos resultados, o galpão, apesar do pé direito alto de oito metros, os deslocamentos gerados não causaram efeitos de segunda ordem significativos nos pilares, o que resultaria em altas taxas de armadura. As vigas apresentaram uma alta tensão de tração devido ao tamanho do vão, mas, sem fissuração e com flechas dentro do limite permitido.

Observou-se que na etapa de detalhamento, é comum ocorrer a sobreposição de textos e cotas nas pranchas geradas automaticamente pelo TQS PREO, resultando em retrabalho. Além disso, notou-se uma abordagem conservadora no cálculo estrutural no critério do percentual mínimo de armadura para os pilares. Essa abordagem conservadora pode resultar em um dimensionamento excessivo e, conseqüentemente, em um uso desnecessário de materiais.

Portanto, conclui-se que os resultados do TQS Preo são condizentes com dimensionamento estrutural estabelecido pela norma brasileira, e que adoção do *software* agilizou o processo de dimensionamento estrutural, todavia, ressalta-se a importância da análise criteriosa do projetista frente à ferramenta, a fim de validar as condições do modelo. É fundamental lembrar que a segurança e a durabilidade da

estrutura estão diretamente relacionadas ao seu projeto, e o *software* é uma ferramenta de apoio.

5.1. SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS

- Dimensionar a estrutura com cobertura em concreto pré-moldado;
- Comparar o comportamento estrutural ao utilizar vigas protendidas;
- Considerar a instalação de ponte rolante.

REFERÊNCIAS

ACKER, Arnold Van. **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto**. São Paulo: ABCIC, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**. Forças devida ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

AUTODESK. **Software Revit**. Disponível em: <https://www.autodesk.com.br/products/revit/overview?term=1-YEAR&tab=subscription>. Acesso em: 05 de junho de 2023.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos pavimentos em aço**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2008.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013. 617 p. (v. 2).

CELPAN. **Apoio de NEOPRENE fretado**. Disponível em: <https://www.celpan.com.br/neoprene-fretado/apoio-de-neoprene-fretado/>. Acesso em: 10 jun. 2023.

CONTE, A. S. I. **Last planner, look ahead, PPC**: a driver to the site operations. São Paulo: Pini, 1998.

D'ALAMBERT, Flávio. **Galpões em Pórticos com Perfis Estruturais Laminados**. 7ª ed. São Paulo: Gerdau, 2018.

DM ESTRUTURAS METÁLICAS. **Estrutura metálica São Paulo**. Disponível em: <https://dmestruturas.com.br/estrutura-metalica-sao-paulo>. Acesso em: 10 jun. 2023.

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

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto pré-moldado**: fundamentos e aplicações. São Carlos: EESC-USP, 2000.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

JACON, G. G.; OLIVEIRA, L. P.; SILVA, R. A. **Dimensionamento e detalhamento de um projeto de estruturas em concreto pré-moldado por meio de softwares**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade São Judas Tadeu, São Paulo, 2022.

KOSKELA, Lauri. **Application of the new production philosophy to construction**. CIFE Technical Report, Stanford University, n. 72, p. 1-31, Aug. 1992.

MUNTE CONSTRUÇÕES INDUSTRIALIZADAS; MELO, Carlos Eduardo Emrich. **Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2007.

PANNONI, F. D.; SILVA, V.P. **Estruturas de aço para edifícios: aspectos tecnológicos e concepção**. São Paulo: Blucher, 2010.

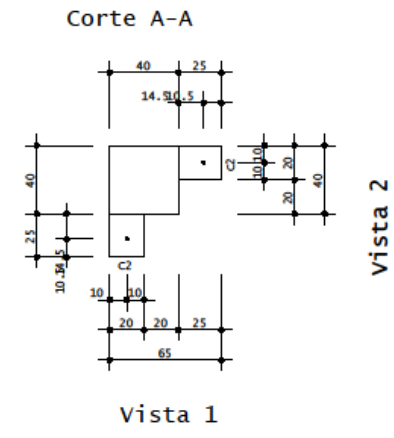
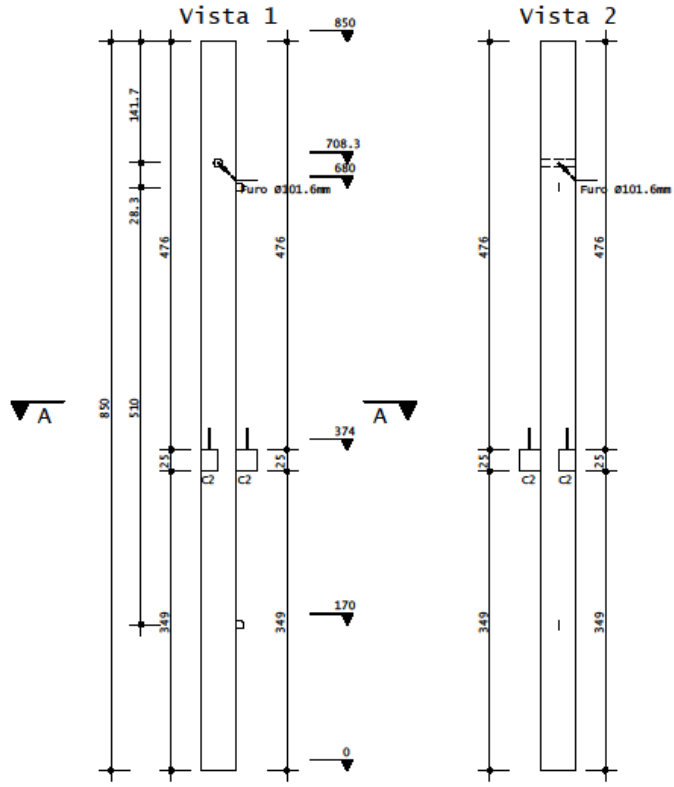
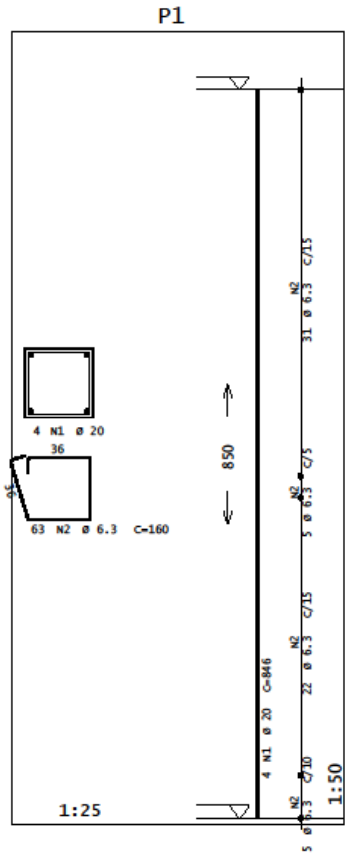
PRAVIA, Z. M. C.; DREHMER, G. A.; MESACASA JÚNIOR, E. **Galpões para usos gerais**. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.

SAGAN, Carl. **O mundo assombrado pelos demônios**. Tradução de Eduardo Brandão. São Paulo: Companhia das Letras, 1995.

SANTOS, A.P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de estruturas) - Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

TQS Informática Ltda. **TQS Software**. Disponível em:
<https://www.tqs.com.br/products>. Acesso em: 23 de maio de 2022

ANEXO A – FORMA E ARMADURA: PILAR P1 COM 0,4% E PILAR P1 COM 1,0%



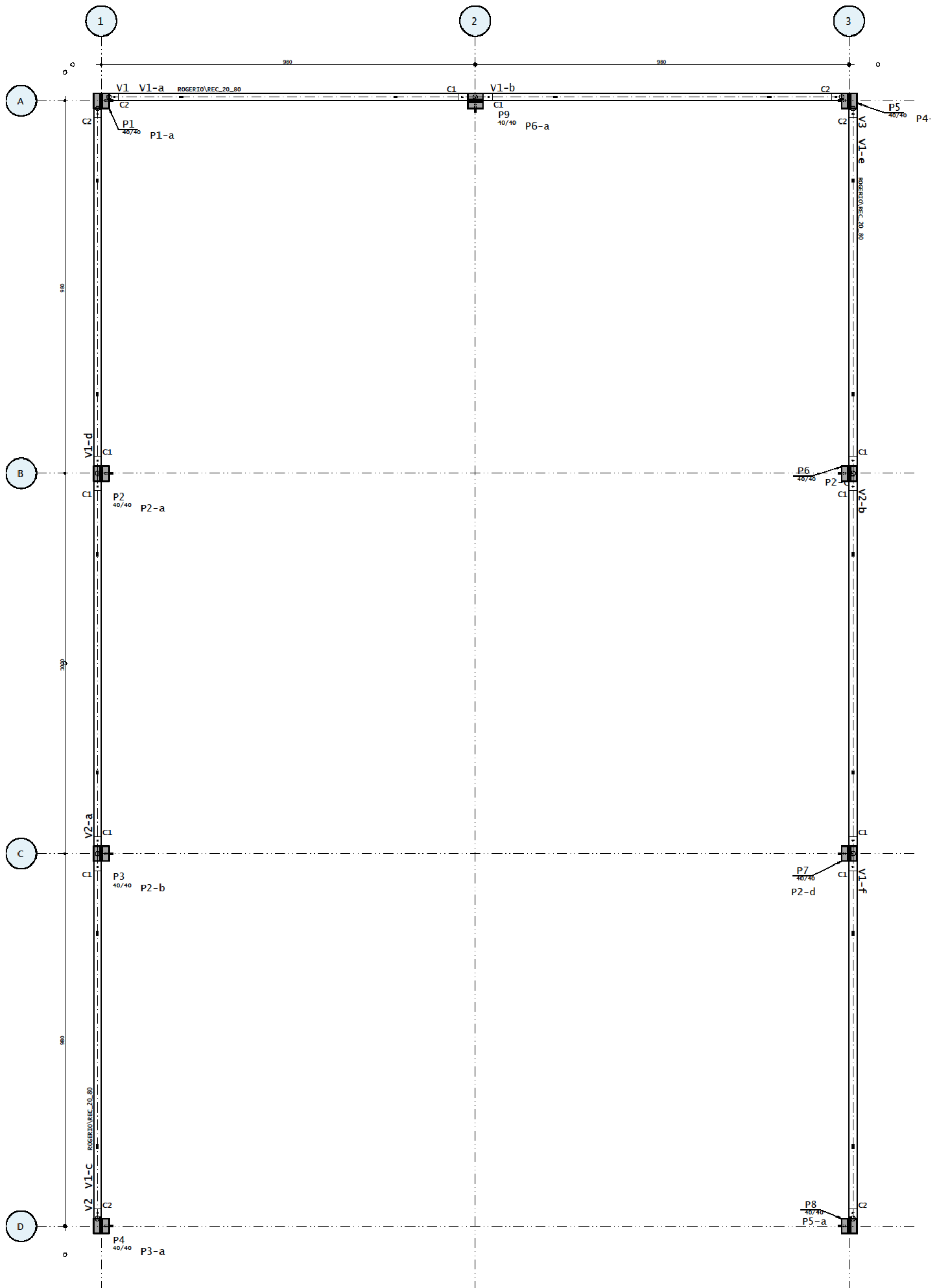
AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
mm					
P1-a					
50A	1	20	4	846	3384
50A	2	6.3	63	160	10080

Quant	Volume unit m3	volume total m3	Peso unit tf	Peso total tf
1	1.39	1.39	3.46	3.46

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
mm			kgf
50A	6.3	101	25
50A	20	34	83
Peso Total			108 kgf

Todos os materiais por serem considerados, portanto, em concreto.

ANEXO B – PLANTA DE LOCAÇÃO DOS ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS: PAVIMENTO TRANSIÇÃO.



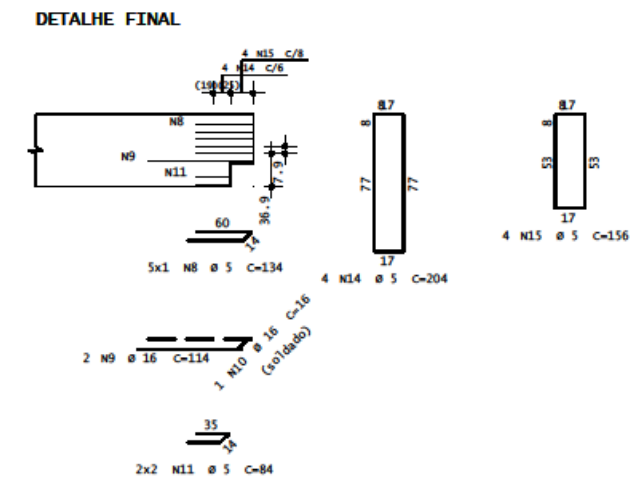
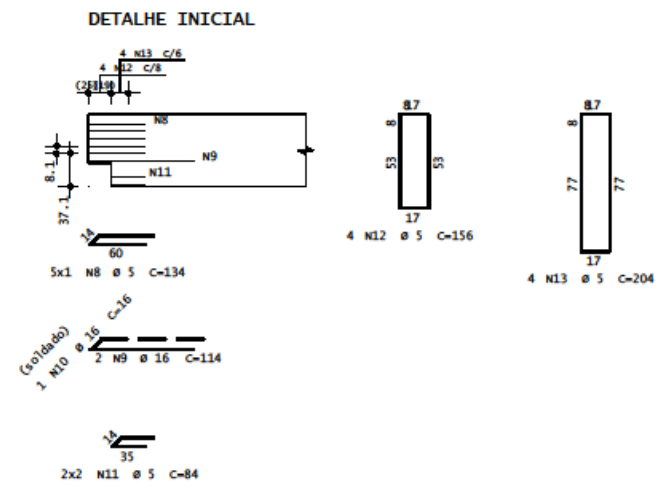
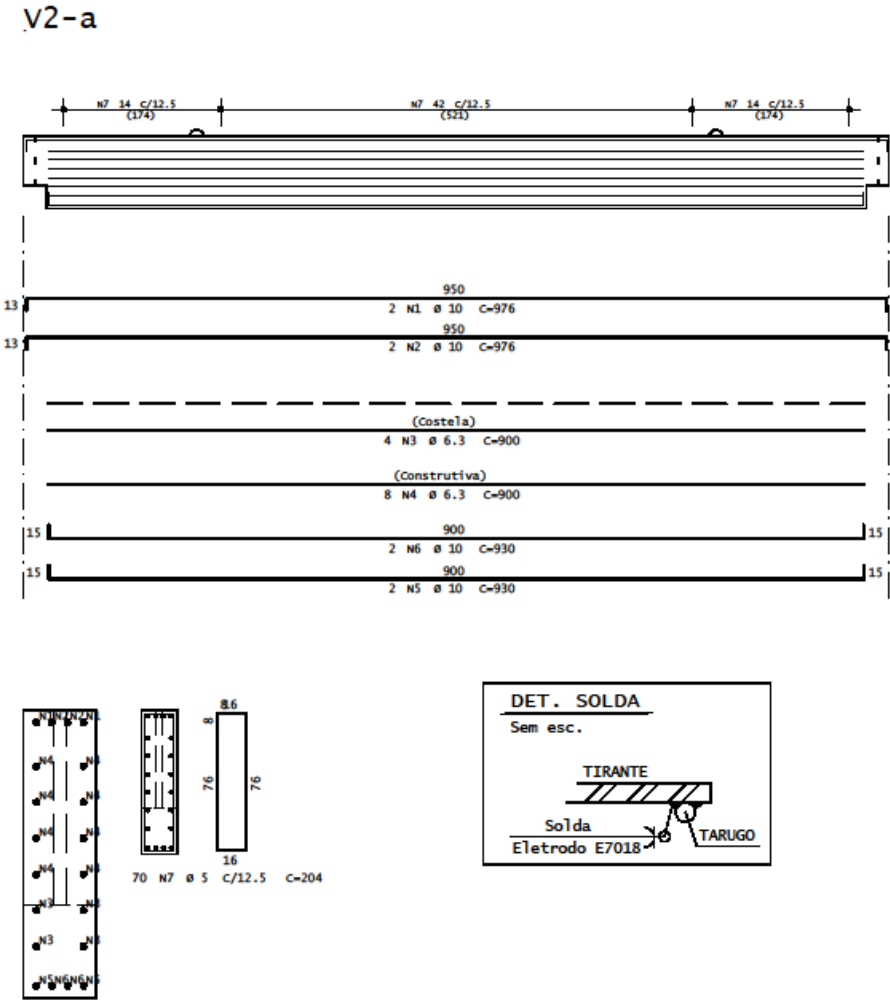
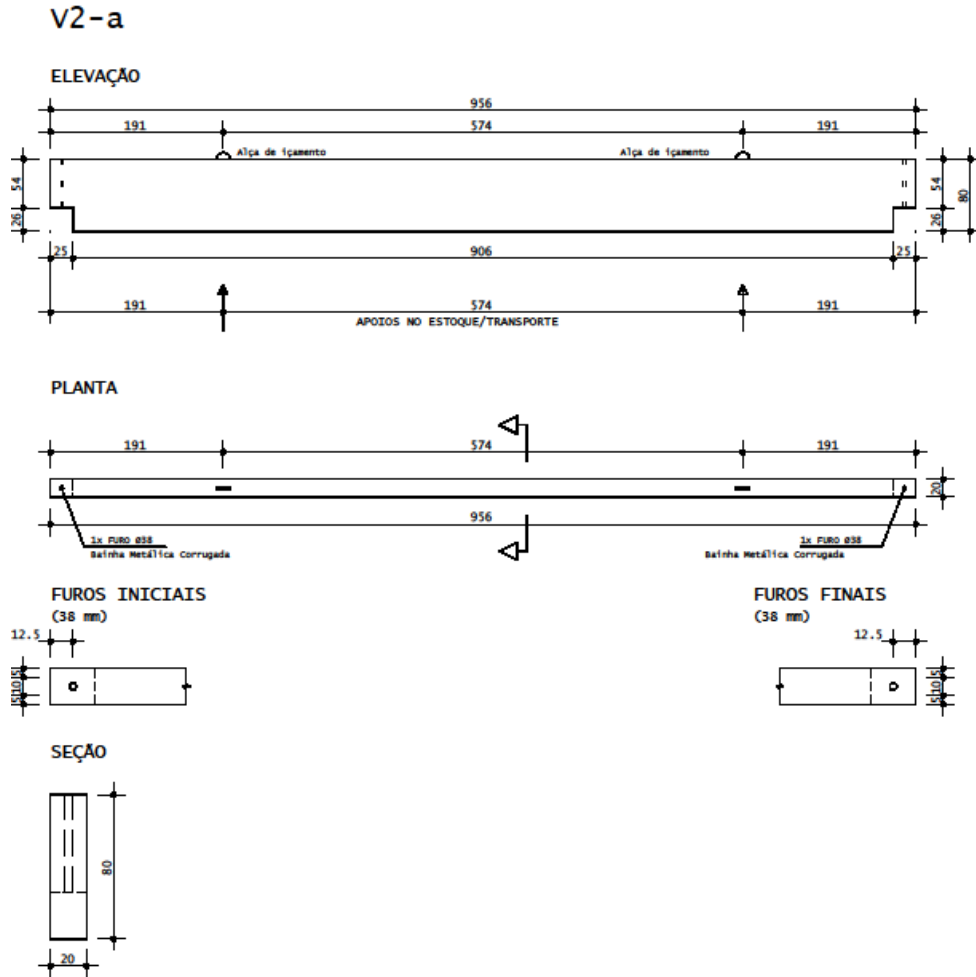
ANEXO C – FORMA E ARMADURA: VIGA V2-a

Pavimento	Quant	Volume unit	Volume total	Peso unit	Peso total
Transição(1x)	1	1.504	1.504	3.759	3.759
TOTALS	1		1.504		3.759

AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
V2-a					
50A	1	10	2	976	1952
50A	2	10	2	976	1952
50A	3	6.3	4	900	3600
50A	4	6.3	8	900	7200
50A	5	10	2	930	1860
50A	6	10	2	930	1860
60A	7	5	70	204	14280
60A	8	5	10	134	1340
50A	9	16	4	114	456
50A	10	16	2	16	32
60A	11	5	8	84	672
60A	12	5	4	156	624
60A	13	5	4	204	816
60A	14	5	4	204	816
60A	15	5	4	156	624

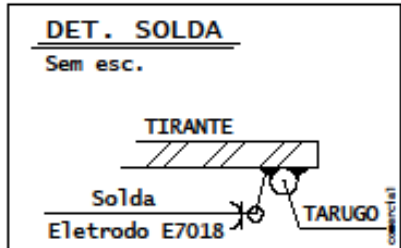
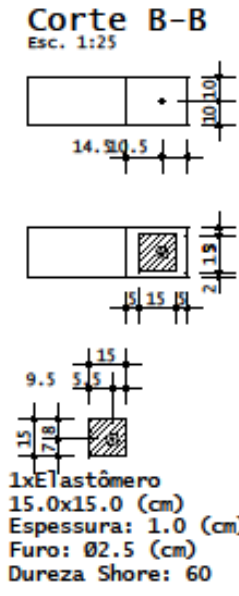
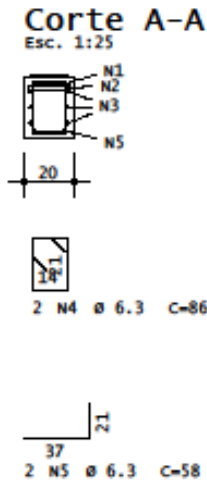
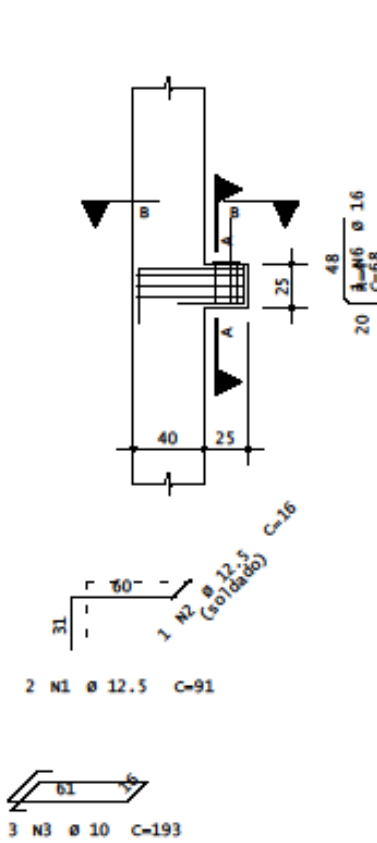
RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
		mm	kgf
60A	5	192	30
50A	6.3	108	26
50A	10	76	47
50A	16	5	8
Peso Total		60A =	30 kgf
Peso Total		50A =	81 kgf

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



ANEXO D – FORMA E ARMADURA: CONSOLO C2

C2
6X
 2xP1-a/P3-a/2xP4-a/P5-a



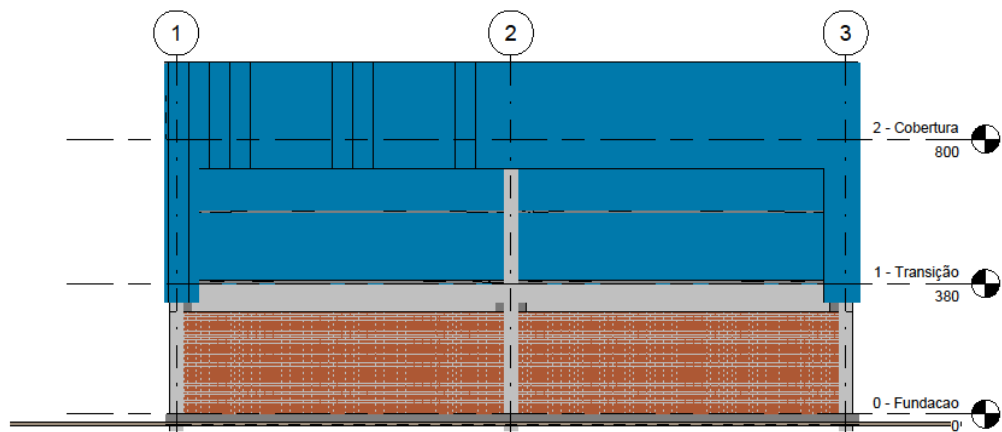
AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
				cm	cm
C2 (X6)					
50A	1	12.5	12	91	1092
50A	2	12.5	6	16	96
50A	3	10	18	193	3474
50A	4	6.3	12	86	1032
50A	5	6.3	12	58	696
50A	6	16	6	68	408

RESUMO DE AÇO

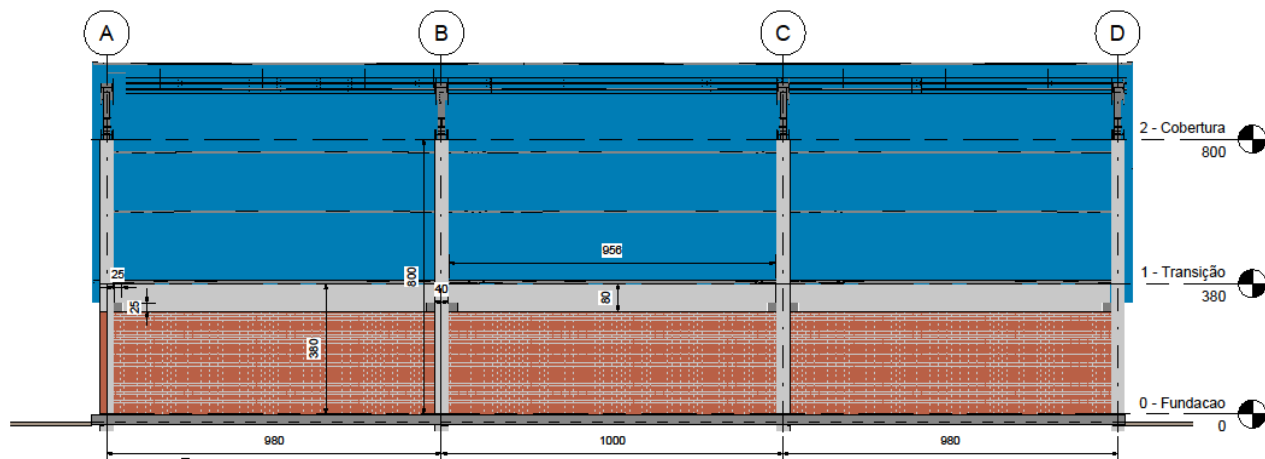
AÇO	BIT	COMPR	PESO
			kgf
			mm
50A	6.3	17	4
50A	10	35	21
50A	12.5	12	11
50A	16	4	6
Peso Total			50A = 44 kgf

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

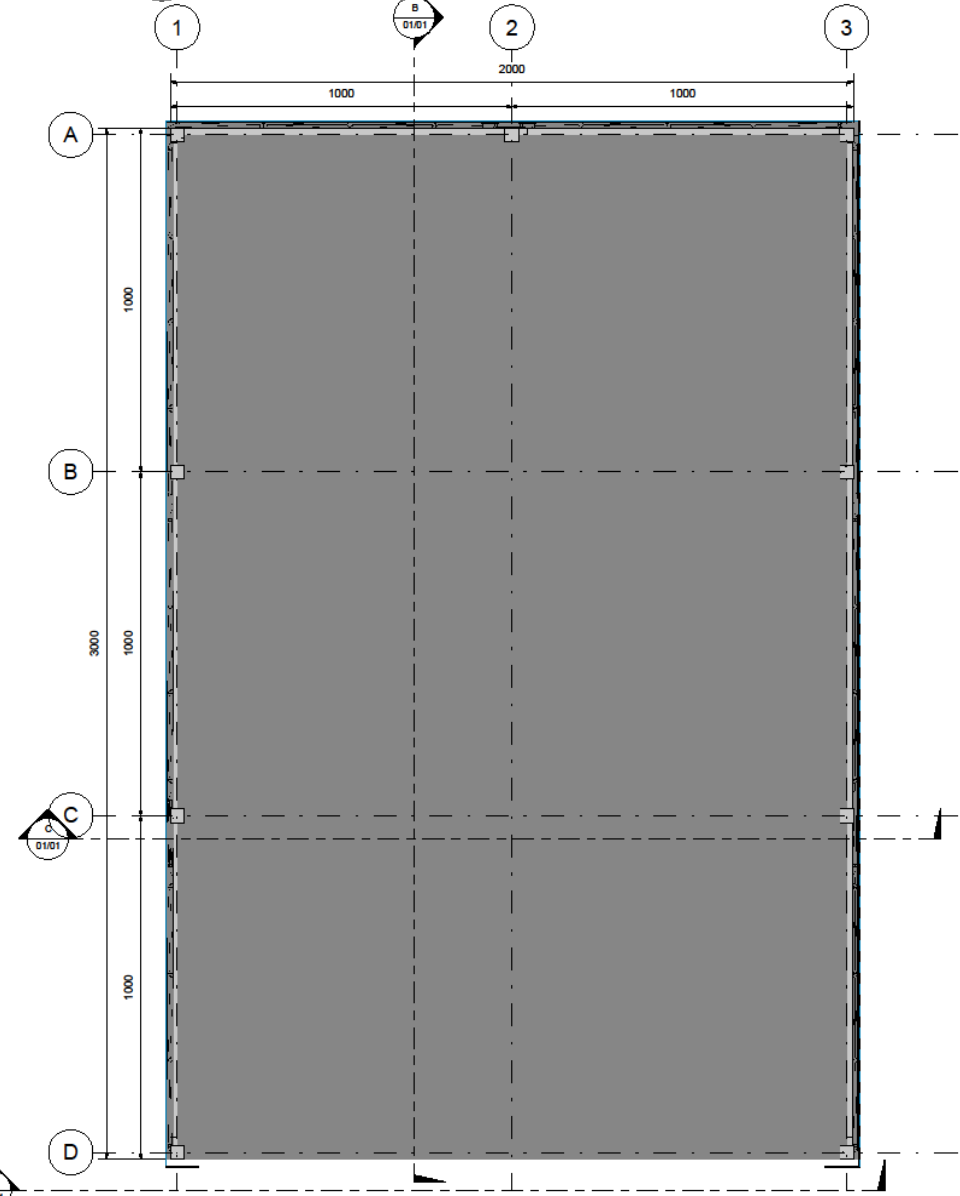
ANEXO E - PROJETO ARQUITETÔNICO



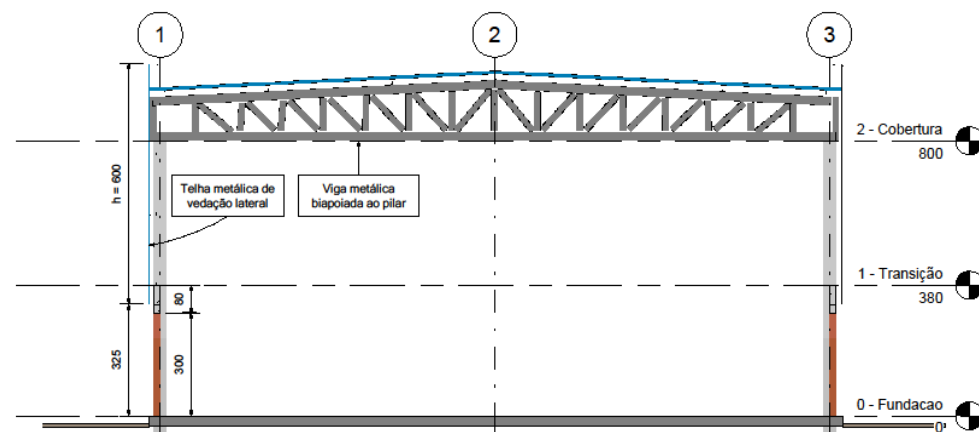
Corte
ESC.1:100



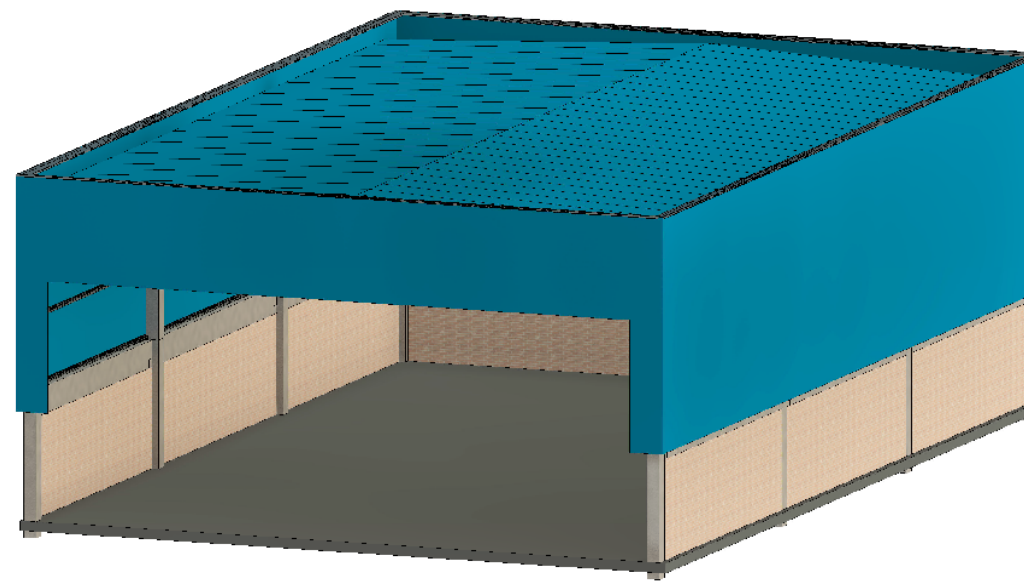
Corte
ESC.1:100



PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TÉRREO
ESCALA 1:100



Corte
ESC.1:100



DETALHE ISOMÉTRICO
SEM ESCALA

ROGERIO, R.W.V.
TCC GALPÃO COMERCIAL
JOINVILLE / SC

ARQ

Número do projeto	0001
Data	20/06/2023
Desenhadas por	RWR
Verificado por	RWR

01/01

Escala	1 : 100
--------	---------