



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**COMPARATIVO ENTRE GALPÃO EM AÇO E CONCRETO ARMADO
PRÉ-FABRICADO CONSIDERANDO PONTE ROLANTE**

Gustavo Gorgen Strehl

Lajeado, novembro de 2021

Gustavo Gorgen Strehl

COMPARATIVO ENTRE GALPÃO EM AÇO E CONCRETO ARMADO PRÉ-FABRICADO CONSIDERANDO PONTE ROLANTE

Projeto de monografia apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari Univates, como parte da exigência para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa Ma. Rebeca Jéssica Schmitz

Lajeado, novembro de 2021

Gustavo Gorgen Strehl

COMPARATIVO ENTRE GALPÃO EM AÇO E CONCRETO ARMADO PRÉ-FABRICADO CONSIDERANDO PONTE ROLANTE

A Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari – Univates, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil:

Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz –
orientadora
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Prof. Me. Douglas Velho
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Gerson Ari Endler
Engenheiro Civil

Lajeado, 08 de dezembro de 2021

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a minha família e minha namorada Fernanda Caroline Fritzen pelo apoio e incentivo que mantiveram para me fazer chegar até aqui.

Agradecimento especial à minha orientadora, Rebeca Jéssica Schmitz pela ajuda na escolha do tema, no incentivo, dedicação e paciência ao aplicar seus conhecimentos, além da disponibilidade em ajudar nas diversas oportunidades em que precisei durante o andamento do trabalho.

Por fim, também agradeço ao Luis Carlos Brentano pela ajuda e tempo disponibilizado durante os dias de semana, auxiliando nas dúvidas que surgiam.

RESUMO

Os galpões com ponte rolante, usados principalmente para fins industriais, são essenciais atualmente por possibilitar maior agilidade, pois a ponte rolante serve para o içamento e movimentação de peças e aparelhos pesados. Dentro deste contexto, o objetivo deste trabalho foi comparar um mesmo galpão com ponte rolante, com estrutura em aço e outra em concreto armado pré-fabricado, avaliando-se deslocamentos, peso da estrutura e preços. Para o desenvolvimento dos projetos, considerou-se as vigas de rolamento previamente dimensionadas por Konrath (2020). Os projetos foram desenvolvidos com auxílio de planilhas Excel e *softwares* VisualVentos, Ftool e Pcalc. O dimensionamento da estrutura iniciou pela determinação das ações atuantes e elaboração das combinações de ações para os Estados Limites Últimos (ELU) e de Serviço (ELS). Posteriormente, foi gerado o modelo no *software* Ftool, no qual foram aplicadas as combinações das ações. Desse modo, tem-se os esforços atuantes, e através deles, foi possível concluir o dimensionamento fazendo-se uso de planilhas Excel e *software* Pcalc.. Os deslocamentos da estrutura atenderam os parâmetros de cálculo e apresentaram uma diferença de 413,9% nas vigas de cobertura e para os pilares uma diferença de 80,8%, sendo que o aço teve o melhor desempenho. Os pesos próprios também mostraram-se significativos para o estudo, obtendo diferença de 286,01% entre o concreto e o aço. Para o comparativo dos preços, buscou-se realizar três orçamentos para cada material analisado, o qual, o menor valor encontrado para a estrutura em concreto pré-fabricado foi de R\$ 200.400,00 e para o aço foi de R\$ 425.049,91. Deste modo, percebe-se que ambos os materiais apresentam qualidades significativas para a escolha entre eles, destacando-se o concreto pré-fabricado por ser mais viável economicamente, mesmo apresentando maior peso próprio da estrutura e maiores deslocamentos.

Palavras-chave: Estrutura de Concreto Pré-Fabricada. Estrutura em Aço. Comparativo de Preços. Ponte Rolante.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	7
1.1 Problema de pesquisa	8
1.2 Objetivos	8
1.2.1 Objetivo geral	8
1.2.2 Objetivos específicos	8
1.3 Premissa	9
1.4 Justificativa da pesquisa	9
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1 Galpões	11
2.1.1 Uso de galpões	11
2.1.2 Vigas de rolamento	12
2.1.3 Pontes rolantes	14
2.2 Galpões em aço	17
2.2.1 Aço estrutural	19
2.3 Galpões em concreto pré-fabricado	20
2.4 Cargas	22
2.4.1 Cargas permanentes	23
2.4.2 Cargas variáveis	24
2.4.2.1 Movimentação da ponte rolante	25
2.4.2.2 Sobrecarga na cobertura	25
2.4.2.3 Ações do vento	25
2.4.3 Cargas excepcionais	28
2.5 Combinações de ações	29
2.5.1 Estado Limite Último	29
2.5.1.1 Fadiga em estruturas de concreto armado pré-fabricado	33
2.5.1.2 Fadiga em estruturas de aço	34
2.5.2 Estado Limite de Serviço	35
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	38
3.1 Definição dos critérios de projeto	40
3.2 Pré-dimensionamento	41
3.3 Ligações	42
3.3.1 Ligações para o pórtico em aço	42
3.3.2 Ligações para o pórtico em concreto armado pré-fabricado	45
3.4 Cargas atuantes	47

3.5 Esforços solicitantes	51
3.6 Dimensionamento (ELU)	54
3.6.1 Dimensionamento em concreto armado pré-fabricado	55
3.6.2 Dimensionamento em aço	56
3.7 Verificação dos deslocamentos (ELS)	57
3.8 Verificação da fadiga	57
3.9 Estudo comparativo	58
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	60
4.1 Resultados do dimensionamento	60
4.1.1 Galpão em concreto armado pré-fabricado	60
4.1.2 Galpão em aço	63
4.2 Deslocamentos verticais e horizontais	65
4.3 Pesos próprios	67
4.4 Estudo comparativo de preços	69
5 CONCLUSÃO	72
REFERÊNCIAS	75
ANEXO A - Catálogo Gerdau	79

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, de acordo com a Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (ABCIC), (2021), a procura por galpões está em alta na construção civil, principalmente por galpões industriais, em aço ou concreto armado pré-fabricado. Assim, a competitividade de mercado entre as empresas que fornecem tais serviços e materiais, a procura por empresas qualificadas e com mão de obra especializada tornou-se um fator importante. As empresas atuais almejam lucro e o menor desperdício, tanto de mão de obra como de materiais, porém devem satisfazer todas as necessidades dos clientes e garantir segurança para a estrutura.

De acordo com Bellei e Bellei (2011), durante toda vida útil da estrutura, os elementos estruturais devem garantir resistência suficiente, rigidez e durabilidade, e, para isso, o projeto deve prever reserva de resistência, mais conhecido como “majoração”, para que a resistência seja maior do que a necessária para atender todos os requisitos e cargas.

Com a elevada procura por galpões industriais, a fim de garantir o mínimo desperdício e obter o maior lucro possível, as chamadas pontes rolantes podem se tornar um equipamento muito útil, com a finalidade de erguer peças demasiadamente pesadas de maneira rápida e segura.

Pinho (2012) destaca que os projetos de galpões com pontes rolantes são mais complexos devido ao apoio do caminho de rolamento. Ou seja, o projeto e

dimensionamento de um galpão com ponte rolante requer maior cuidado devido ao aumento de cargas provenientes do carregamento das pontes, e tais cargas são transmitidas para as vigas de rolamento, que também requerem dimensionamento mais complexo e detalhista.

Assim, o presente trabalho procura realizar o dimensionamento de um galpão industrial em aço e em concreto armado pré-fabricado, considerando uma ponte rolante univiga. Ao final, será possível realizar um estudo comparativo entre os dois materiais, comparando custo-benefício entre os mesmos. Toda segurança e recomendações para o dimensionamento da estrutura serão consideradas através das normas brasileiras vigentes, juntamente com referências bibliográficas pertinentes ao estudo.

1.1 Problema de pesquisa

Levando em consideração os preços dos materiais e da execução de toda estrutura e os parâmetros de desempenho estrutural, qual material é mais indicado, entre aço e concreto armado pré-fabricado, na construção de um galpão com ponte rolante?

1.2 Objetivos

O objetivo do presente estudo está direcionado em realizar e apresentar comparativos entre pórticos principais de diferentes materiais, e está dividido em objetivo geral e objetivos específicos, que encontram-se nos itens a seguir.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é comparar pórticos principais que suportam pontes rolantes, sendo eles em aço e em concreto armado pré-fabricado.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos incluem:

- a) desenvolver o dimensionamento do pórtico principal de um galpão em concreto armado pré-fabricado considerando vigas de rolamento em concreto armado pré-fabricado que suportam uma ponte rolante univiga;
- b) desenvolver o dimensionamento do pórtico principal de um galpão em aço considerando vigas de rolamento em aço que suportam uma ponte rolante univiga;
- c) avaliar e comparar a deformação das duas estruturas;
- d) comparar preços de materiais envolvidos e para execução da obra, e benefícios em relação ao desempenho estrutural de materiais envolvidos na construção dos pórticos;
- e) comparar o peso da estrutura em aço e em concreto armado pré-fabricado.

1.3 Premissa

O presente trabalho irá considerar as vigas de rolamento dimensionadas previamente no trabalho de Konrath (2020).

1.4 Justificativa da pesquisa

Por serem materiais muito utilizados para este tipo de construção (galpão), o aço e o concreto armado pré-fabricado se destacam por serem eficientes, rápidos e atenderem os mais diferentes tipos de estruturas. Para isso, a correta análise, levando em consideração todos os parâmetros necessários para projeto, fabricação e montagem da estrutura, deve ser feita, pois cada material tem seus pontos positivos e negativos para as diferentes situações e a má escolha desse material pode ocasionar em preços elevados e baixo desempenho estrutural.

O presente trabalho se justifica pelo auxílio no dimensionamento de galpões industriais em aço e concreto armado pré-fabricado com pontes rolantes, e auxiliando na análise referente ao material que melhor se sobressai quanto ao preço necessário, tanto para os materiais quanto para a fabricação e montagem da

estrutura, e também o benefício no desempenho estrutural que cada material pode proporcionar quando submetido às cargas geradas pela ponte rolante.

O dimensionamento do galpão irá considerar todas as diretrizes indicadas nas normas brasileiras como material de consulta

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Galpões

2.1.1 Uso de galpões

Segundo Pravia et al. (2010), galpões são construções constituídas por um pavimento único, a partir de pórticos espaçados regularmente, sendo sua cobertura apoiada em um sistema de terças e vigas ou terças e treliças, sendo sua área destinada para usos comerciais, industriais ou agrícolas.

Para uma larga faixa de vãos, os galpões são líderes quando trata-se de soluções mais econômicas e versáteis (PINHO, 2012).

Conforme a Figura 01 a seguir, é possível observar a estrutura de um galpão construído em aço e na Figura 02, um galpão construído em concreto armado pré-fabricado com a presença de ponte rolante, que são os dois segmentos a serem abordados no presente trabalho.

Figura 01 - Galpão em aço com ponte rolante



Fonte: FullEstruturas (2017).

Figura 02 - Galpão em concreto armado pré-fabricado com ponte rolante



Fonte: Concredol (2013).

2.1.2 Vigas de rolamento

A função das vigas de rolamento é possibilitar o deslocamento longitudinal e transmitir os esforços das pontes rolantes causados nas estruturas (MACHADO, 2017).

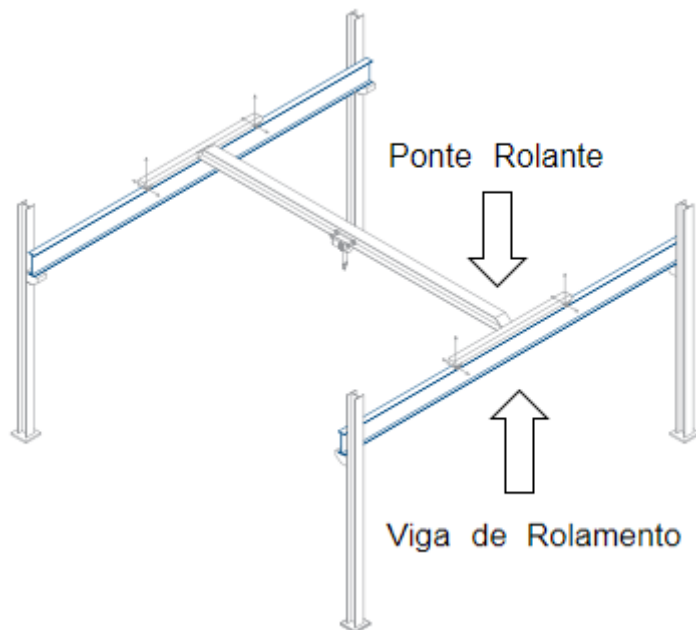
As vigas de rolamento, de acordo com Sena (2017), tem como função possibilitar o deslocamento longitudinal de uma ponte rolante apoiada, transmitindo as tensões solicitantes para a estrutura presente da edificação. Através das pontes rolantes e seu uso intenso em operações industriais, são as principais causas de tensões nas vigas de rolamento.

Segundo Fisher (2005), as vantagens do sistema de vigas de rolamento simplesmente apoiadas são a maior facilidade no cálculo com várias combinações de carregamento. São menos estimuladas pelo recalque diferencial que surge dos apoios e são facilmente alteradas em situações em que ocorra danos ou acréscimo na capacidade da ponte rolante. Já para as vigas de rolamento contínuas, tem-se que a sua continuidade reduz as deformações que comandam o dimensionamento; há redução na movimentação da ponte e também resultam em perfis de aço mais leves quando a fadiga não prevalecer no dimensionamento.

Para MacCrimmon (2005), é importante e devem ser consideradas todas as análises pertinentes de vigas de rolamento, cargas móveis verticais e seus efeitos dinâmicos, assim como as forças horizontais, tanto de impacto transversal, quanto longitudinal, todos oriundos da movimentação da ponte rolante. Além disso, para o correto dimensionamento destas vigas, verificações adicionais, tais como o efeito localizado da pressão causada pelas rodas, o estado limite de fadiga, dentre outros, devem ser considerados para fins de cálculo.

Na Figura 03, é possível observar o esquema de como são construídas as vigas de rolamento, juntamente com a ponte rolante que está apoiada sobre a mesma.

Figura 03 - Esquema prático de viga de rolamento.



Fonte: Adaptado de Machado (2017, p. 01).

A partir das grandezas de cargas, provenientes das pontes rolantes, as seções transversais das vigas de rolamento devem suportar as cargas móveis verticais e também as horizontais, sem apresentar deformações na sua forma, além de todas tensões provenientes das altas cargas, sem passar dos limites pré estabelecidos (BONFÁ, 1980).

Já, a NBR 6118 (ABNT, 2014) afirma que, algumas análises devem ser analisadas cuidadosamente para as vigas de rolamento (VR), onde deve-se tomar atenção especial aos efeitos nocivos presentes nas cargas cíclicas mais significativas, pois além de tornar os elementos estruturais mais deformáveis, também pode ampliar o dano e provocar uma ruptura por fadiga.

2.1.3 Pontes rolantes

As pontes rolantes têm por função transportar cargas pesadas a partir de um espaço físico previamente determinado. É constituída de uma viga principal apoiada em cada extremidade por apoios rolantes que se deslocam sobre dois trilhos

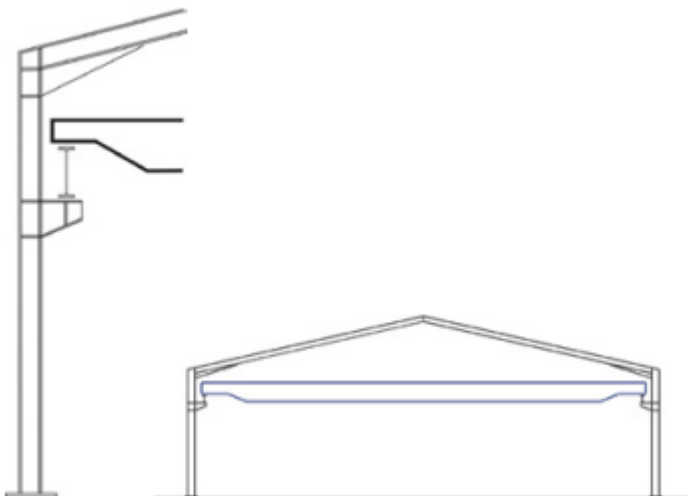
elevados e paralelos, afastados um do outro o comprimento aproximado da viga (PASSOS, 2011).

De acordo com Passos (2011), as pontes rolantes apresentam diversas vantagens para a construção, como, redução de custos, aumento na capacidade produtiva, melhores condições de trabalho e melhor distribuição, tanto no espaço de trabalho como no alocamento dos materiais. Porém, sua desvantagem é a exigência de estruturas maiores, alto investimento e uma área de movimentação definida.

Para galpões com pontes rolantes, segundo Pinho (2012), tem-se maior complexidade, normalmente empregado em situações de pavilhões para fins industriais, mantêm-se as mesma tipologias empregadas em galpões sem pontes rolantes, porém a carga predominante agora, é da ponte rolante, consequentemente, aumentando os esforços verticais e horizontais, assim como os impactos e as deformações que devem ser resistidas pelo pórtico.

Conforme pode-se visualizar na Figura 04, a estrutura a ser inserida a ponte rolante, é necessário a colocação de uma viga, onde será apoiada esta ponte, para que seja transmitido todos os esforços gerados para o resto da estrutura.

Figura 04 - Estrutura para galpão com ponte rolante



Fonte: Adaptado de Pinho (2012, p. 02).

Na indústria, como um todo, o transporte, tanto interno quanto externo, como a movimentação de cargas, dependem de todos recursos disponíveis. Rudenko (1976) afirma que as movimentações externas fornecem matéria-prima e materiais auxiliares, e as movimentações internas auxiliam no transporte de cargas dentro da empresa e também do produto pronto.

De acordo com Lenz (2006), as pontes rolantes são definidas como máquinas transportadoras, sendo utilizadas para o transporte de cargas pesadas dentro de um local. A ponte rolante tem a capacidade locomover em até três movimentos independentes, que são no movimento longitudinal, transversal e vertical, podendo ou não, ocorrerem simultaneamente.

Atualmente, as pontes rolantes mais comuns e utilizadas são as pontes rolantes apoiadas univiga e biviga, estas últimas são o foco deste trabalho. A ponte rolante apoiada univiga, de acordo com Passos (2011), é geralmente utilizada para cargas de até 15 toneladas, sendo formada por duas cabeceiras, uma única viga e carros *trolley* para sustentar as talhas, podendo ser um ou dois, conforme observa-se na Figura 05.

Figura 05 - Ponte rolante apoiada univiga.



Fonte: GH Cranes & Components (2019).

Já a ponte rolante apoiada biviga possui as mesmas características da ponte rolante apoiada univiga, porém, apresenta duas vigas, normalmente fabricadas para içar cargas de até 50 toneladas (PASSOS, 2011). Ou seja, se o empreendimento/empresa pretende trabalhar com cargas maiores que 15 toneladas

e tem o poder aquisitivo de adquirir a ponte rolante, é necessário o uso de uma ponte rolante apoiada biviga para melhor distribuição dos materiais, sem prejudicar a estrutura presente.

Na Figura 06, é demonstrado as características da ponte rolante apoiada biviga.

Figura 06 - Ponte rolante apoiada biviga



Fonte: GH Cranes & Components (2019).

2.2 Galpões em aço

A estrutura metálica aumenta o potencial de redução de prazos, pois normalmente, a execução da estrutura está no caminho crítico dos cronogramas, ou seja, qualquer atraso ou adiantamento desta atividade resultará na alteração imediata do prazo total de construção da edificação (BENITE; TANIGUTI; GONZALES, 2019).

O aço, na construção civil, é muito utilizado e aplicado na composição de treliças, assim como pilares e vigas, para formação de um pórtico, juntamente com o seu sistema de contraventamento. Embora o aço sofra com problemas de instabilidades em elementos sob compressão, é um material que possui boa resistência quando submetido a forças de tração e também de compressão (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2017).

De acordo com Pinho (2012), um sistema estrutural em aço, pode, em um cronograma bem elaborado, reduzir o tempo de obra em até 40%, se comparado com os sistemas convencionais.

Mingione (2016) apresenta um comparativo da produtividade de mão de obra utilizada para edifícios em estrutura de aço e em concreto armado, em que a quantidade de homem-hora alocado no canteiro de obras foi reduzida em aproximadamente 24%.

Conforme Benite, Taniguti e Gonzales (2019), em ambientes fabris, as condições de trabalho são mais estáveis, visto que as atividades acontecem, normalmente, em postos fixos; as tarefas são melhor designadas e repetitivas, com fluxos e menores deslocamentos e, por consequência, os riscos são reduzidos e mais facilmente identificados.

Para as estruturas em aço, diferente do concreto armado, tem-se os perfis, utilizados como elementos estruturais e que possuem diferentes tipos, Pinho (2018) traz exemplos de perfis estruturais laminados, que são: perfil L (cantoneiras simples ou cantoneiras com abas desiguais), perfil U, perfil I, perfil T e perfil H. Também tem-se os perfis de chapa dobrada ou conformados a frio, e os perfis soldados, já padronizados, de acordo com o fabricante, podendo ser perfil coluna soldada, perfil viga soldada, perfil coluna-viga soldada e perfil soldado. Ainda segundo o autor, além dos perfis e chapas, também existem as barras, caracterizadas como: redondas, chata, tubo circular, tubo retangular ou quadrado, chapas em bobinas e chapas finas ou grossas.

Ao falar em estruturas em aço, as ligações entram como elemento importante a ser estabelecido pelo projetista. As ligações (parafusadas e soldadas) usadas para ligar os perfis metálicos devem ser dimensionadas de forma que sua resistência de cálculo seja igual ou superior à solicitação de cálculo, que são as forças e os momentos flettores, respeitando todos os requisitos especificados na NBR 8800 (VASCONSELLOS, 2020).

Para um engenheiro estrutural, prestes a realizar o dimensionamento e projeto de um galpão em aço, as principais características a serem analisadas são a finalidade ou uso que é destinado ao galpão, o tipo da estrutura, se vai ser alma cheia ou treliçada, rotulada ou engastada, perfis laminados ou soldados. Também deverá abordar a geometria e arquitetura do galpão e suas ações atuantes (cargas) (CBCA, 2004).

2.2.1 Aço estrutural

De acordo com Pfeil e Pfeil (2009), na utilização do aço para estruturas, as propriedades do mesmo são significativas para o melhor desempenho da estrutura, requerendo boa ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, e também deve possuir elevada resistência ao escoamento.

Para Fakury, Silva e Caldas (2017, p. 4), “o aço é o material estrutural que possui maior índice de resistência (razão entre resistência e peso específico)”, e por isso, torna-se excelente para a construção civil e engenharia estrutural.

Ainda para Fakury, Silva e Caldas (2017), além da elevada resistência do aço, o material apresenta elevada ductilidade (resistentes ao impacto), alto grau de confiabilidade, pelas suas características mecânicas bem definidas, gera um canteiro de obras menor, mais limpo e organizado, possui facilidade no reforço estrutural ou ampliação, pode ser reciclado e reaproveitado e, por fim, permite rapidez de execução, por conta de suas peças serem pré-fabricadas e possuir dimensões precisas, levando a montagem e execução da estrutura ao menor tempo possível.

De acordo com CBCA (2004), os aços estruturais mais utilizados e comumente em projeto de galpão em aço são:

- a) perfis laminados, perfis soldados e chapas estruturais de modo geral: aço ASTM A-36;
- b) perfis de chapa dobrada: ASTM A-570 grau C ou SAE 1010/1020;

c) barras redondas rosqueadas: ASTM A-36 e SAE 1010/1020.

2.3 Galpões em concreto pré-fabricado

As estruturas em concreto armado, segundo Allen e Iano (2013), só são possíveis, pois o aço e o concreto armado são compatíveis referente a sua dilatação térmica, sua aderência e a maneira de como se comportam juntos. Quanto ao seu comportamento térmico, os coeficientes de dilatação do aço e do concreto são muito similares, o que não resulta no rompimento da estrutura. Já o comportamento químico, o concreto protege o aço da corrosão, por ser um material alcalino, o que resulta numa estrutura com longa durabilidade.

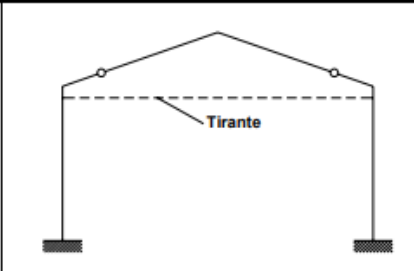
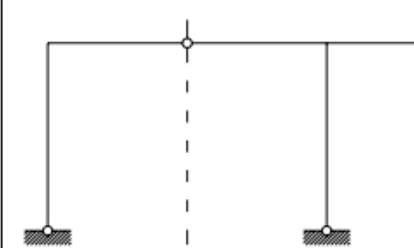
De acordo com Soares (1998), no Brasil, os galpões pré-fabricados de concreto armado, com sua estrutura formada por pórticos para telhado duas águas, mostram-se muito aplicados no dia a dia, pois geram boa funcionalidade e alta competitividade econômica.

Quanto ao projeto dessas estruturas, El Debs (2000) ressalta que o projeto de estruturas pré-fabricadas de concreto armado não são diferentes das estruturas de concreto armado convencionais, pois os carregamentos e esforços solicitantes são calculados da mesma forma, e o dimensionamento é feito a partir das mesmas regras e características.

Segundo a NBR 9062 (ABNT, 2017), que regulamenta que nos processos de cálculos quanto às estruturas pré-fabricadas, são adotados os mesmos procedimentos quanto às estruturas moldadas no local, tornando-se indispensável a verificação do ELU (Estado Limite Último) para todos os elementos, baseando-se na NBR 6118 (ABNT, 2014) e também o que está estabelecido nas NBR 6120 (ABNT, 1980), NBR 6123 (ABNT, 1988), NBR 8681 (ABNT, 2003), NBR 6122 (ABNT, 2019) e NBR 15421 (ABNT, 2006).

Na Figura 07, El Debs (2000) apresenta as formas básicas dos sistemas estruturais mais recorrentes para galpões em concreto armado pré-fabricado, compostos por elementos de eixo reto.

Figura 07 - Formas básicas dos sistemas estruturais

Características	Forma básica	Comentários
a) Com elementos engastados na fundação e duas articulações na viga		Também conhecido como sistema lambda, essa forma básica possui as articulações próximas à posição do momento fletor nulo (devido à carga permanente). O emprego de tirante é muito comum e auxilia na redução do peso dos elementos.
b) Com elementos em forma de "U"		Em função das limitações de fabricação, transporte e montagem, esse sistema é empregado em pré-moldado de canteiro, onde a moldagem é realizada na posição horizontal. As vinculações desses elementos podem ser duas articulações.
c) Com elementos em forma de "L" ou "T"		Essa forma básica é comumente empregada em galpões altos e estreitos com um vão. A formação de pórticos triarticulados evita o engastamento na fundação.

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

Conhecido o sistema estrutural do galpão, as ligações são de extrema importância para análise completa da estrutura. De acordo com Queiros (2007), as ligações são um dos tópicos mais relevantes quando trata-se de estruturas pré-moldadas em concreto para galpões, porque são as ligações que fazem a conexão racional entre os elementos estruturais para formar um sistema estrutural que é capaz de resistir aos esforços atuantes na estrutura.

Ainda para Queiros (2007), é necessário compreender a interação entre as ligações, juntamente com o sistema estrutural como um todo, podendo assim, desenvolver uma correta análise da estrutura.

Segundo Santos (2010), as considerações relacionadas às ligações entre os elementos de estruturas pré-moldadas para galpões devem seguir dois passos, onde primeiramente deve-se analisar e dimensionar as ligações e posteriormente, analisar a influência no comportamento global da estrutura.

Segundo Acker (2003), é muito comum nas ligações em estruturas pré-fabricadas, as almofadas de apoio em neoprene, como são chamados, tem como finalidade localizar a reação do apoio e também melhora as condições de apoio, geralmente quando estas superfícies de apoio se diferem ou quando as tensões de contato são.

As almofadas de apoio também podem ser utilizadas para melhorar a distribuição das tensões na área de contato e também compensar todas as irregularidades presentes. Além disso, a almofada de apoio deve garantir que a viga tenha liberdade de fletir livremente, evitando o contato direto com o apoio (ACKER, 2003).

2.4 Cargas

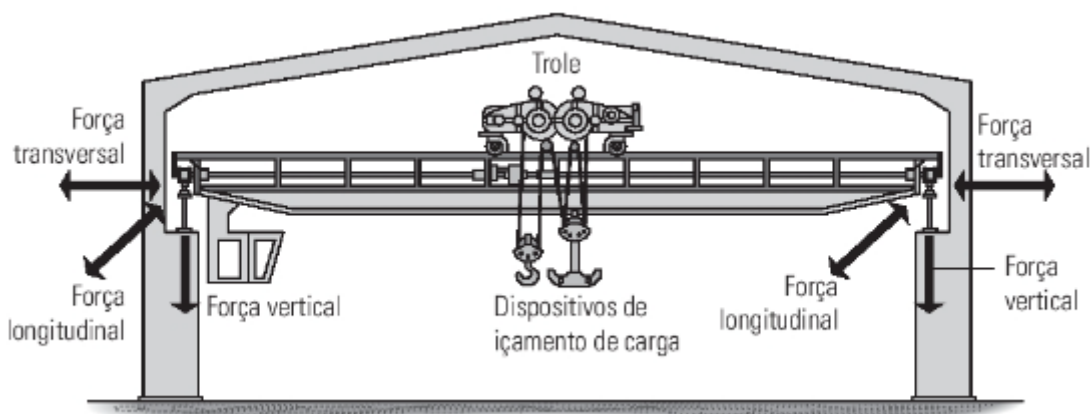
Ações ou cargas atuantes na estrutura, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004, p. 1), “provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações.”

Para o dimensionamento correto de uma estrutura, é fundamental analisar e determinar as ações atuantes, pois são elas que provocam todos os esforços nas estruturas e são responsáveis pelos possíveis danos estruturais. Ainda, de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2004), essas deformações impostas geralmente são geradas por ações indiretas, e já as forças, são por ações diretas.

Fakury, Silva e Caldas (2017) complementam que as ações consideradas são classificadas em ações permanentes, variáveis ou excepcionais, cada qual com sua característica, de forma que a consideração de todas as ações torna o projeto estrutural completo, garantindo segurança e capacidade para desempenhar sua função.

Avaliando o caso de pontes rolantes em específico, a movimentação de cargas e os impactos causados por esse processo submetem a estrutura de um galpão a forças transversais, verticais e longitudinais, conforme é possível observar na Figura 08. A força vertical é oriunda do seu peso próprio e materiais içados (majorados pelo coeficiente de impacto); a força transversal é resultante da aceleração e freamento do trole; por fim, a força longitudinal, oposto da força transversal, causada pela ponte se deve a aceleração e desaceleração da ponte e também pelo desalinhamento dos trilhos do trole (FAKURY, SILVA, CALDAS, 2017). Dentre as ações citadas, tem-se ações permanentes e variáveis.

Figura 08 - Ações resultantes da ponte rolante



Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2017, p. 38).

2.4.1 Cargas permanentes

De acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019), as cargas permanentes incorporam o peso próprio da estrutura e demais elementos construtivos fixos, além das instalações permanentes. Araújo (2010) complementa indicando que as cargas permanentes permanecem sempre constantes e pouco variáveis.

Para a determinação das cargas permanentes, deve-se tomar os pesos reais dos materiais construtivos (pesos específicos). Conforme ilustrado na Figura 09, retirada da NBR 6120 (ABNT, 2019), é possível observar os pesos específicos (dados em kN/m^3) de cada material alvo do presente trabalho, onde tem-se que para o concreto armado, um valor de 25 kN/m^3 , e para o aço, valor de $78,5 \text{ kN/m}^3$.

Figura 09 - Peso específico dos materiais

3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	⇒ Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	⇒ Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72

Fonte: Adaptado de NBR 6120 (2019, p. 02).

2.4.2 Cargas variáveis

Segundo a NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 1), as cargas variáveis, também chamadas de acidentais, são definidas como “toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.)”.

As ações variáveis são classificadas em ações normais e especiais, baseado na probabilidade de ocorrência no decorrer do tempo de construção. As ações variáveis normais possuem grande probabilidade de ocorrência, tornando-se

obrigatória nos projetos estruturais, já as ações variáveis especiais, por sua vez, são providas da natureza ou intensidades especiais, nas quais devem ser consideradas e especificadas para tais situações (NBR 8681, ABNT, 2004).

2.4.2.1 Movimentação da ponte rolante

Para o caso de cargas acidentais sobre pontes rolantes, de acordo com Rodrigues (2012), a capacidade de carga movimentada pela ponte rolante deve ser obrigatoriamente especificada, sempre de acordo com a necessidade de uso, sendo que os carregamentos gerados pela ponte rolante são obtidos através dos catálogos de fornecedores. Outra observação a se fazer, é que esta ação, é dinâmica, por isso, para cálculo, deve-se considerar fatores dinâmicos nas cargas verticais, além de ações de frenagem ou aceleração.

Complementando o descrito acima, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), devido às suas cargas dinâmicas, é necessário efetuar a majoração de 10% (para pontes rolantes comandadas por controle remoto ou pendente) ou 25% (para pontes rolantes comandadas de uma cabine).

2.4.2.2 Sobrecarga na cobertura

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), para as sobrecargas nas coberturas (telhados), é necessário considerar um valor mínimo de $0,25 \text{ kN/m}^2$.

2.4.2.3 Ações do vento

Segundo Pitta (2015), devido ao aumento da diversidade de elementos estruturais, alta resistência e maior qualidade dos mesmos, como o concreto e o aço, consequentemente as estruturas acabaram tornando-se mais esbeltas e flexíveis. Assim, a ação do vento nas edificações provocou um aumento nos acidentes, pois anteriormente, as estruturas eram mais rígidas e possuíam maior peso próprio.

Para as cargas providas do vento, segue-se rigorosamente a NBR 6123 (ABNT, 2013) “Forças devidas ao vento em edificações”, a qual determina a velocidade do vento, onde é necessário obter o valor da velocidade característica do vento, ditado pela Equação 1.

$$V_k = V_0 \times S1 \times S2 \times S3 \quad (1)$$

Onde:

V_0 = velocidade básica do vento, conforme Figura 10;

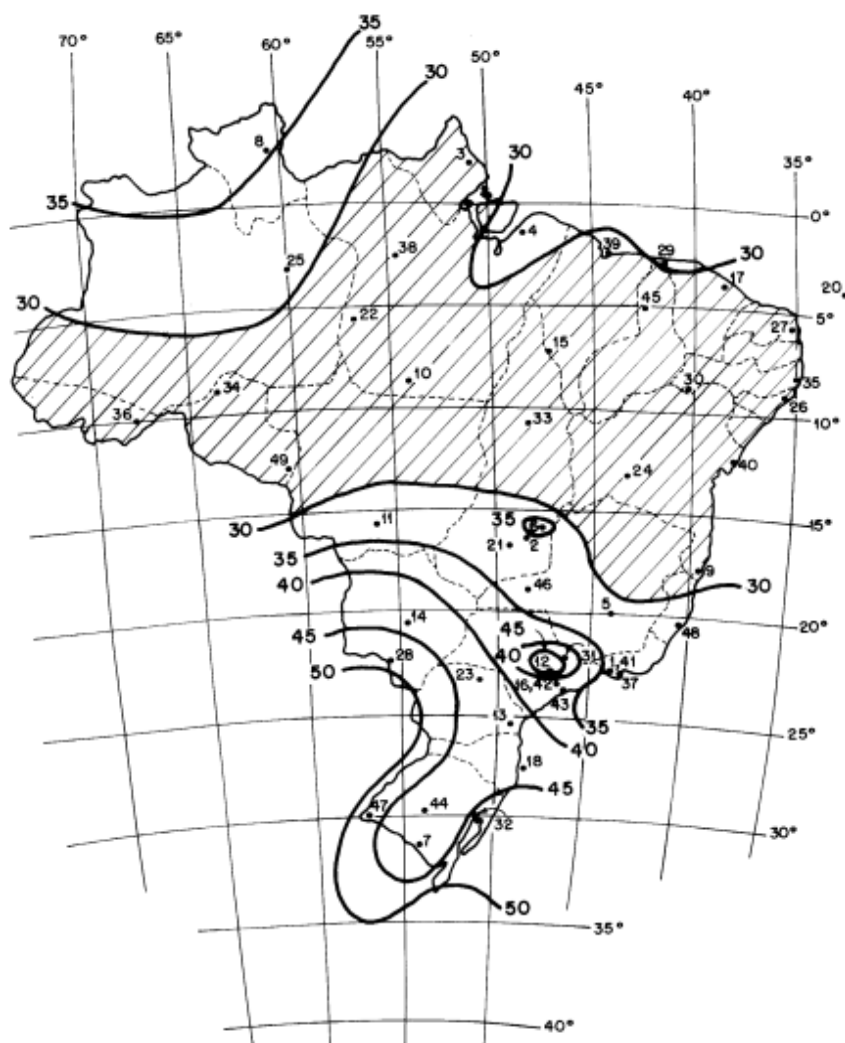
$S1$ = fator topográfico, igual a 1,0 para terrenos planos e 0,9 para vales profundos, para casos de taludes e morros, é necessário verificar na NBR 6123 (ABNT, 1988);

$S2$ = fator relacionado à rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, conforme Figura 11;

$S3$ = fator estatístico, considerando o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, conforme Tabela 1.

Para o cálculo da velocidade do vento, a NBR 6123 (ABNT, 2013, p. 5) indica que “a velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”.

Figura 10 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) do Brasil



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2013, p. 6).

Figura 11 - Fator de rugosidade do terreno S2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2013, p. 10).

Tabela 1 - Fator estatístico S3

Grupo	Descrição	S3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações ou instalações industriais com baixo fator de ocupação	0,95
4	Vedações	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Adaptado de NBR 6123 (ABNT, 2013, p.10).

2.4.3 Cargas excepcionais

Fakury, Silva e Caldas (2017) definem as cargas excepcionais como variáveis com o tempo, porém assumem valores diferentes e significativos numa pequena

porção de sua vida útil, com pequena probabilidade de ocorrência. Entre elas, estão as explosões, choques de veículos, incêndios, entre outros, mas que devem ser considerados somente em casos onde há necessidade ou que não possuem medidas para anular estes efeitos.

2.5 Combinações de ações

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004), para a verificação de segurança para os estados limites, todas as combinações de ações que possam vir a gerar condições críticas na estrutura, deverão ser consideradas, e cada combinação representada, deverá ser com seus valores representativos e sempre multiplicados pelos coeficientes de ponderação.

Carvalho e Figueiredo (2014) complementam dizendo que a combinação de de ações é definida pelo carregamento, e que, os piores efeitos relacionados ao dano estrutural são definidos através dessa combinação de ações, tornando necessário a verificação dos estados limites.

Os estados limites, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004), são divididos em Estado Limite Último (ELU) e Estado de Limite de Serviço (ELS).

O ELU está relacionado ao colapso ou ruína estrutural, que resulta na paralisação total ou parcial da estrutura (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014). Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o ELS é relacionado à vida útil da estrutura, segurança, bom funcionamento e conforto da mesma.

2.5.1 Estado Limite Último

Os estados limites últimos são caracterizados, de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2004), pela perda de equilíbrio global ou parcial da estrutura; ruptura ou deformação; instabilidade causada pela deformação e instabilidade dinâmica e a transformação da estrutura em corpo rígido.

São as combinações de ações últimas que determinam para a estrutura, os efeitos mais agressivos à estrutura (BELLEI, 2011), o que abrange a Equação 2, resultante das combinações últimas normais ou de construção.

A NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 19) ainda complementa dizendo que nas combinações últimas de construção e normais “devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis”.

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \times F_{gi}) + \gamma_{q1} \times F_{q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \times \Psi_{0j,ef} \times F_{qj}) \quad (2)$$

Onde:

S_d = valor de cálculo das ações para combinação considerada;

F_{gi} = representa as ações permanentes diretas;

F_{q1} = ação variável direta escolhida como principal;

F_{qj} = ações variáveis secundárias que podem atuar simultâneo com a ação variável principal;

$\Psi_{0j,ef}$ = fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis diretas que podem agir simultaneamente com a principal, conforme Tabela 2;

γ_{qj} = coeficiente de ponderação para as ações variáveis diretas, conforme Tabela 3;

γ_{gi} = coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas, conforme Tabela 3.

Tabela 2 - Fatores de combinação

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 19).

Tabela 3 - Fatores de ponderação

Tabela 3 - Fatores de ponderação				
Combinações	Ações permanentes (γ_g)			
	Diretas			
	Peso próprio de estruturas metálicas		Peso próprio de estruturas pré-moldadas	
Normais	1,25		1,30	
De construção	1,15		1,20	
	Ações variáveis (γ_q)			
	Efeito da temperatura	Ação do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50
De construção	1,00	1,20	1,10	1,30

Fonte: Adaptado de NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 18).

O estado limite último também abrange o efeito de fadiga do material, que segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 18), o efeito de fadiga do material, está relacionado e caracterizado “pelo aparecimento de fraturas que se propagam com a repetição do carregamento. Em geral, essas fraturas se iniciam nos pontos de concentração de tensões”. Os referidos autores também comentam que a resistência à fadiga é muito determinante para o dimensionamento de peças que estão sujeitas a ação de efeitos dinâmicos, como é o caso das pontes rolantes.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que a fadiga deve ser considerada em estruturas sujeitas a choques e vibrações, que no caso do presente trabalho, a estrutura estará sujeita a ações dinâmicas devido à ponte rolante. Também, para o correto dimensionamento e verificação da fadiga, indicado no anexo K da NBR 8800 (ABNT, 2008), a combinação de ações que se usa, é a combinação de ELS frequente.

2.5.1.1 Fadiga em estruturas de concreto armado pré-fabricado

Para verificação da fadiga no concreto armado, a NBR 6118 (ABNT, 2014) traz os parâmetros que devem ser seguidos para a fadiga do concreto e da armadura, em casos de compressão e tração, satisfazendo as equações a seguir.

Para verificação no concreto em compressão, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta a Equação 3.

$$\eta_c \gamma_f \sigma_{c,m\acute{a}x} \leq f_{cd,fad} \quad (3)$$

Onde:

η_c = fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto;

γ_f = coeficiente de ponderação das ações;

$\sigma_{c,m\acute{a}x}$ = tensão máxima de compressão do concreto;

$f_{cd,fad}$ = resistência de fadiga à compressão do concreto.

A verificação quanto à tração do concreto é expressa pela Equação 4, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\gamma_f \sigma_{ct,m\acute{a}x} \leq f_{ctd,fad} \quad (4)$$

Onde:

γ_f = coeficiente de ponderação das ações;

$\sigma_{ct,m\acute{a}x}$ = tensão máxima de tração do concreto;

$f_{ctd,fad}$ = resistência de fadiga à tração do concreto.

Por fim, a NBR 6118 (ABNT, 2014) traz a verificação da fadiga da armadura, expressa pela Equação 5.

$$\gamma_f \Delta \sigma_{ss} \leq \Delta f_{sd,fad} \quad (5)$$

Onde:

γ_f = coeficiente de ponderação das ações;

$\Delta \sigma_{ss}$ = variação da tensão calculada;

$\Delta f_{sd,fad}$ = parâmetros para curva S-N, dado pela Tabela 23.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que variam de acordo com os aços dentro do concreto, para 2×10^6 ciclos.

2.5.1.2 Fadiga em estruturas de aço

Pfei e Pfeil (2009) caracterizam a fadiga no aço, que quando submetido a esforços repetidos e em grande número, sofre ruptura em tensões inferiores que as obtidas nos ensaios estáticos.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) cita que o cálculo das tensões são baseados em análises elásticas e a variação dessas tensões não devem exceder os valores obtidos através da Equação 6, a qual é obtida a faixa de tensão admissível.

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH} \quad (6)$$

Onde:

σ_{SR} = faixa admissível de variação de tensões;

C_f = constante dada pela Tabela K.1 da NBR 8800 para a categoria correspondente;

N = número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura;

σ_{TH} = limite admissível da faixa de variação de tensões, para um número infinito de ciclos de solicitação, dado pela Tabela K.1 da NBR 8800 em MPa.

Para que essa análise seja válida, a NBR 8800 (ABNT, 2008) indica que os valores das tensões calculadas não devem ultrapassar os valores de $0,66 f_y$ para os momentos fletores (tensão normal) e $0,4 f_y$ para os esforços cortantes (tensão de cisalhamento), sendo f_y a resistência ao escoamento do aço.

2.5.2 Estado Limite de Serviço

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2014), o ELS e suas combinações de ações são classificados em quase permanentes, frequentes e raras.

Complementando a descrição de Carvalho e Figueiredo (2014), a NBR 8800 (ABNT, 2008) também define os ELS como quase permanentes, frequentes e raros, e sua verificação depende da combinação das ações permanentes e variáveis, como é demonstrado nas Equações 7, 8 e 9.

Combinação quase permanente:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (7)$$

Combinação frequente:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (8)$$

Combinação rara:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (9)$$

Onde:

Ψ_1 e Ψ_2 = fatores de redução para ações variáveis, conforme Tabela 2;

F_{gi} = representa as ações permanentes diretas;

F_{qj} = ações variáveis secundárias que podem atuar simultâneo com a ação variável principal;

F_{q1} = ação variável direta escolhida como principal;

Para a NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 115) os deslocamentos “devem ser entendidos como valores práticos a serem utilizados para a verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos na estrutura”.

Para a verificação desses deslocamentos, a NBR 8800 (ABNT, 2008) recomenda a combinação quase permanente, a partir da combinação de cargas e verificação dos deslocamentos gerados por esse carregamento, comparando com os limites aceitáveis indicados na Tabela 4, pertinentes ao presente trabalho.

Tabela 4 - Deslocamentos máximos para verificação ELS

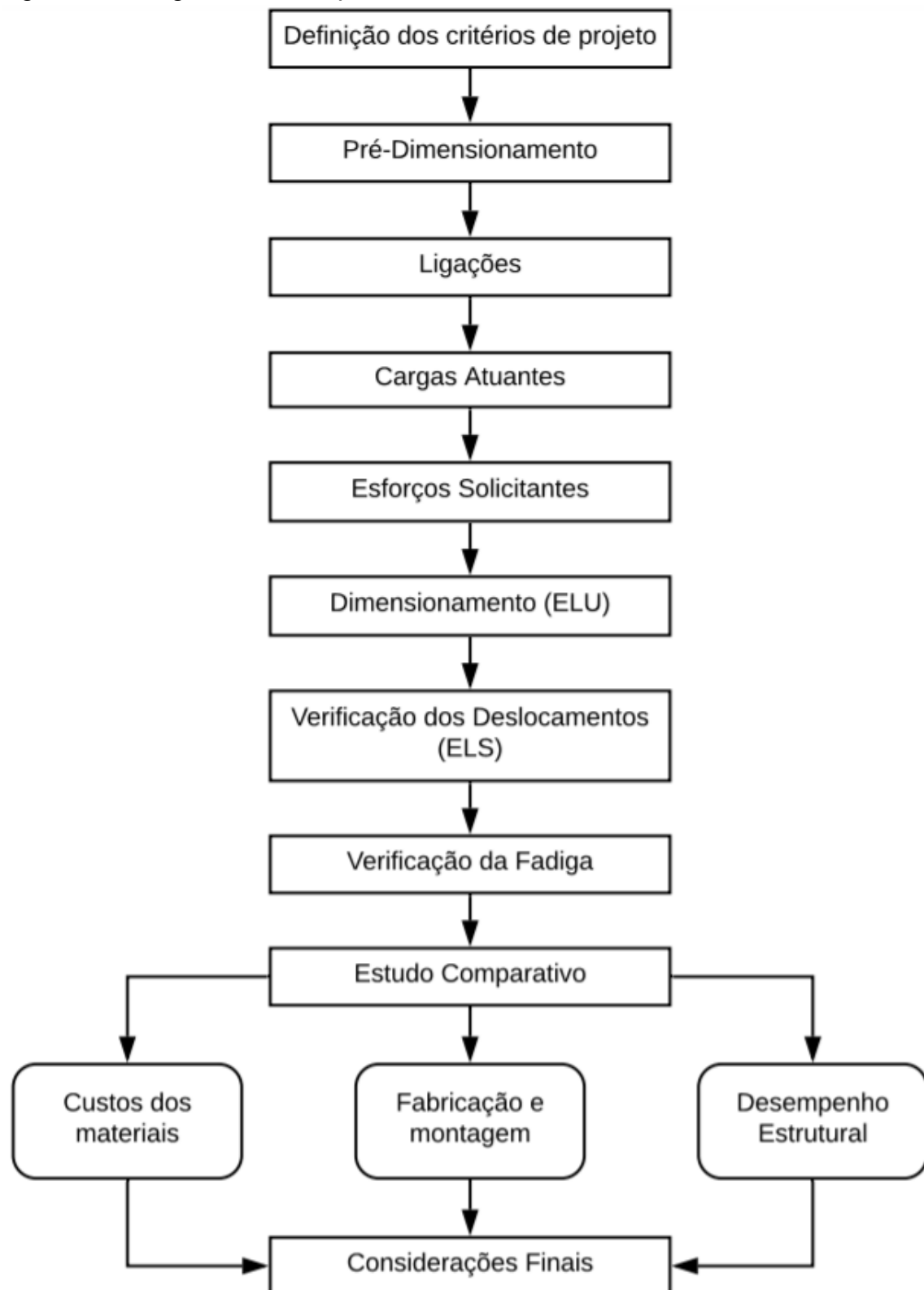
Elemento estrutural	Esforço/ação	$\gamma_{m\acute{a}x}$
Travessa de fechamento	Flexão no plano de fechamento	L/180
	Flexão no plano perpendicular ao fechamento devido ao vento - valor raro	L/120
Terça de cobertura em geral	Combinação rara de serviço para cargas de gravidade + sobrepressão de vento	L/180
	Sucção de vento - valor raro	L/120
Viga de cobertura	Combinações quase permanentes, frequentes e raras	L/250
Vigas de piso	Combinações quase permanentes e raras	L/350
Galpões em geral		H/300

Fonte: Adaptado de NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 117).

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O presente trabalho tem como objetivo fazer uma análise comparativa entre um mesmo galpão projetado em aço e em concreto armado pré-fabricado com vigas de rolamento em aço e concreto armado pré-fabricado, respectivamente, que suportam uma ponte rolante univiga. Com auxílio dos *softwares* Ftool e Pcalc, e planilhas Excel, será feita a análise e dimensionamento da estrutura gerando dados de peso próprio e deslocamentos verticais e horizontais na estrutura. Por fim, ainda será realizado uma estimativa dos preços dos materiais envolvidos para os dois galpões. Na Figura 12 é demonstrado o diagrama de como foi feito o estudo. Durante o desenvolvimento elaborado previamente, a partir de pesquisas realizadas em referências bibliográficas, aprofundou-se o tema abordado, ajudando na definição e escolha dos parâmetros adotados.

Figura 12 - Diagrama das etapas de estudo

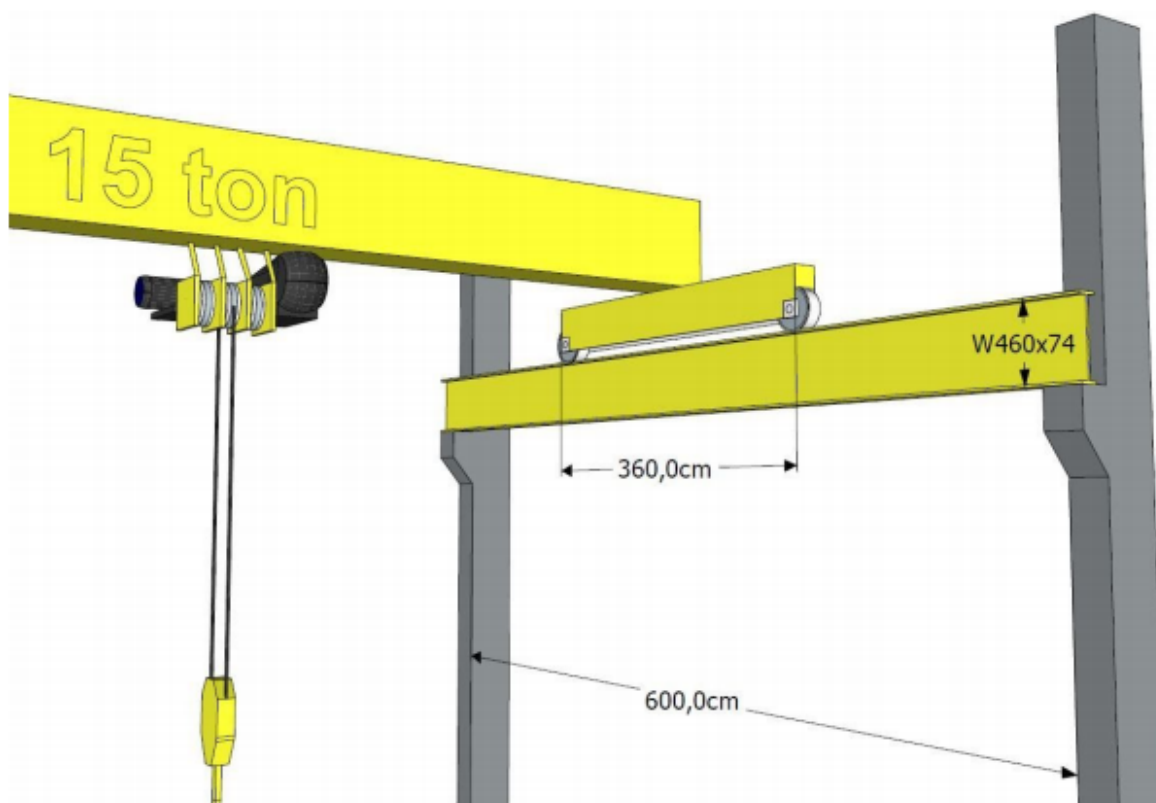


Fonte: Do autor (2021).

3.1 Definição dos critérios de projeto

Foram analisados dois galpões, sendo um em concreto armado pré-fabricado e outro em aço que suportam uma ponte rolante univiga. Segundo Konrath (2020), a ponte rolante tem capacidade de içamento de 15 tf, vão nominal de 22 m e é comandada por controle remoto, com o conjunto do trole e demais dispositivos que o acompanham pesando 3,8 tf e com distância de 3,6 m entre o eixo das rodas, conforme indica a Figura 13.

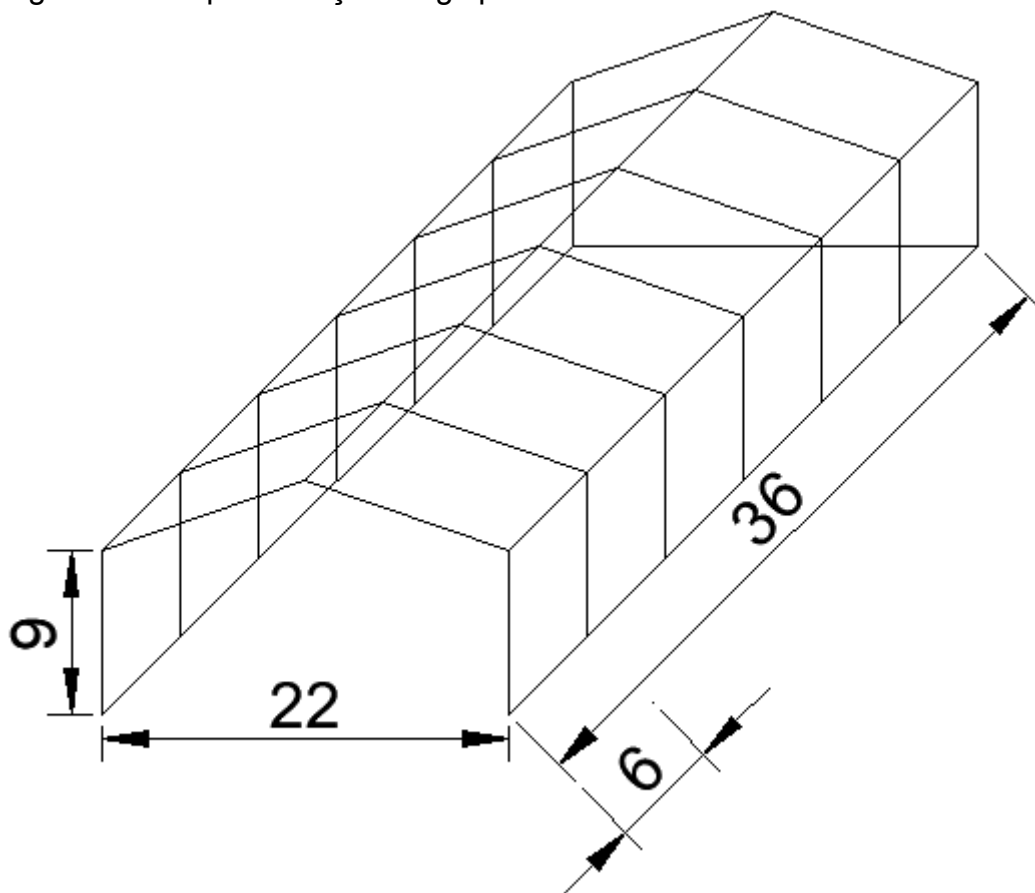
Figura 13 - Representação da viga de rolamento em aço com ponte univiga



Fonte: Konrath (2020, p. 37).

Em relação aos galpões, ambos têm as mesmas medidas a fim de permitir o comparativo entre eles posteriormente. Cada galpão possui vão entre pilares (B) de 6 m, comprimento total de 36m, vão livre (L) de 22m e altura (H) de 9m, considera-se ainda 2,2 m de altura acima do topo do pilar para o fechamento das tesouras, como ilustrado na Figura 14.

Figura 14 - Representação do galpão a ser dimensionado



Fonte: Do autor (2021).

3.2 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento consistiu na escolha de uma seção inicial estimada que posteriormente foi analisada para que atenda, rigorosamente, às normas propostas e esforços solicitantes. Esta etapa é diferente para as seções em aço e concreto armado pré-fabricado.

Para as seções em aço, buscando alcançar os objetivos propostos de garantir estabilidade e segurança para condições com pontes rolantes, foi adotado o aço ASTM A-572 de grau 50, perfil I laminado de seção W 460 x 74 para os pilares e para as vigas, baseado no catálogo da Gerdau (2017), apresentado no anexo A. Foi mantido o mesmo perfil que o dimensionado para as vigas de rolamento em aço por Konrath (2020), de W 460 x 74.

Como não foram encontradas referências para o pré-dimensionamento de pilares e vigas em concreto armado pré-fabricado, para as vigas de cobertura, que não servem de apoio para a ponte rolante, foi adotado inicialmente vigas de seção 15x40 cm e para os pilares, seção de 30x50 cm. Essas medidas podem ser modificadas ao longo do dimensionamento para melhor atender às condições propostas, pois o dimensionamento será realizado em planilhas Excel, de forma a facilitar as modificações necessárias.

Para as ligações entre pilar e fundação, considerou-se engastamento, nas ligações entre viga e pilar foi usado ligação rígida e, por fim, para as vigas de cobertura, ligação entre vigas, foi considerado ligação rotulada, baseando-se nas ligações mais convencionais utilizadas.

3.3 Ligações

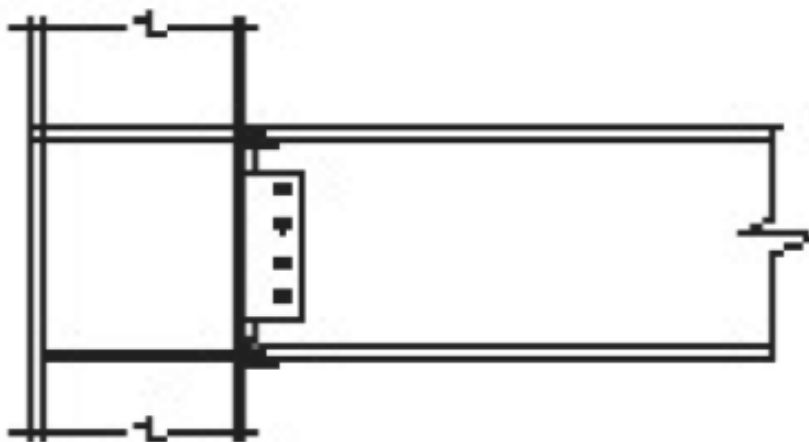
3.3.1 Ligações para o pórtico em aço

Para a viga de rolamento já dimensionada por Konrath (2020) foi adotado a ligação no pórtico por meio de consolos, pois, segundo Bellei (1998), para pontes com capacidade de até 15 tf, é recomendado o uso de consolos, e, caso contrário, adota-se pilar exclusivo para o apoio da ponte.

Segundo Pfeil e Pfeil (2009) pórticos estruturais dependem das ligações viga-pilar e seus detalhes. As ligações flexíveis (rotuladas) mantêm estabilidade somente para cargas verticais, diferente das ligações rígidas, que também são estáveis para as cargas horizontais geradas.

Para o pórtico em estudo, será adotado ligação rígida entre viga de cobertura e pilar, de modo a manter estabilidade para forças verticais e horizontais, em função da carga da ponte rolante e ação do vento que será considerada, assim não é necessário o uso de contraventamentos em função da sua rigidez garantida. A Figura 15 demonstra a ligação rígida, de acordo com Bellei e Bellei (2011) é importante ligar com parafusos na seção da alma e soldar as abas.

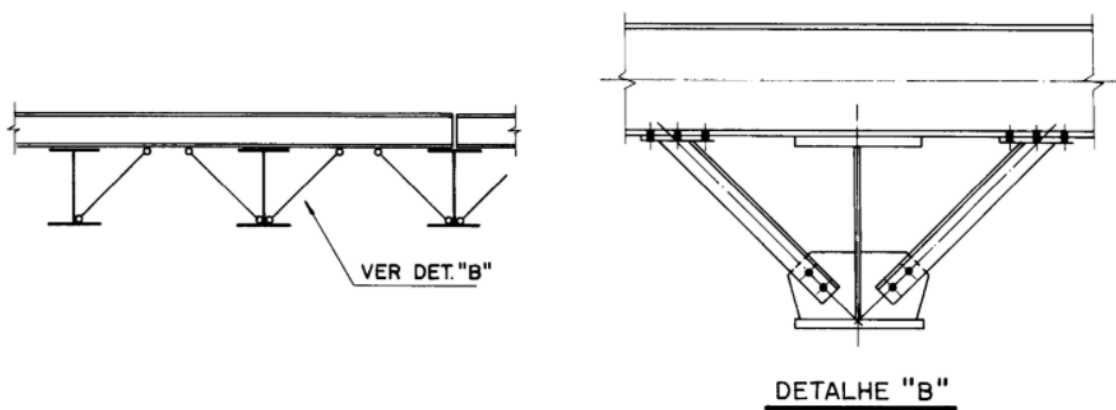
Figura 15 - Exemplo de ligação rígida entre viga-pilar



Fonte: Bellei e Bellei (2011, p. 47).

Para a ligação entre as vigas de cobertura, foi considerada ligação flexível (rotulada), pois devido à inclinação das vigas é difícil garantir rigidez para essa ligação. Torna-se muito comum o emprego de cumeeiras para uní-las, pois, segundo Bellei (1998), estão sujeitas aos esforços de flexão. Para a seção longitudinal, para fins de dimensionamento, foi adotado terças com espaçamento a cada 2 metros para sustentação e transmissão dos esforços da cobertura para as vigas, travadas pela utilização de mão francesa, também espaçadas a cada 2 metros, que de acordo com Bellei (1998, p. 141), “dão um travamento na mesa inferior das vigas do pórtico ou do banzo inferior das treliças”. A Figura 16 demonstra a utilização da mão francesa.

Figura 16 - Mão francesa em terças metálicas.

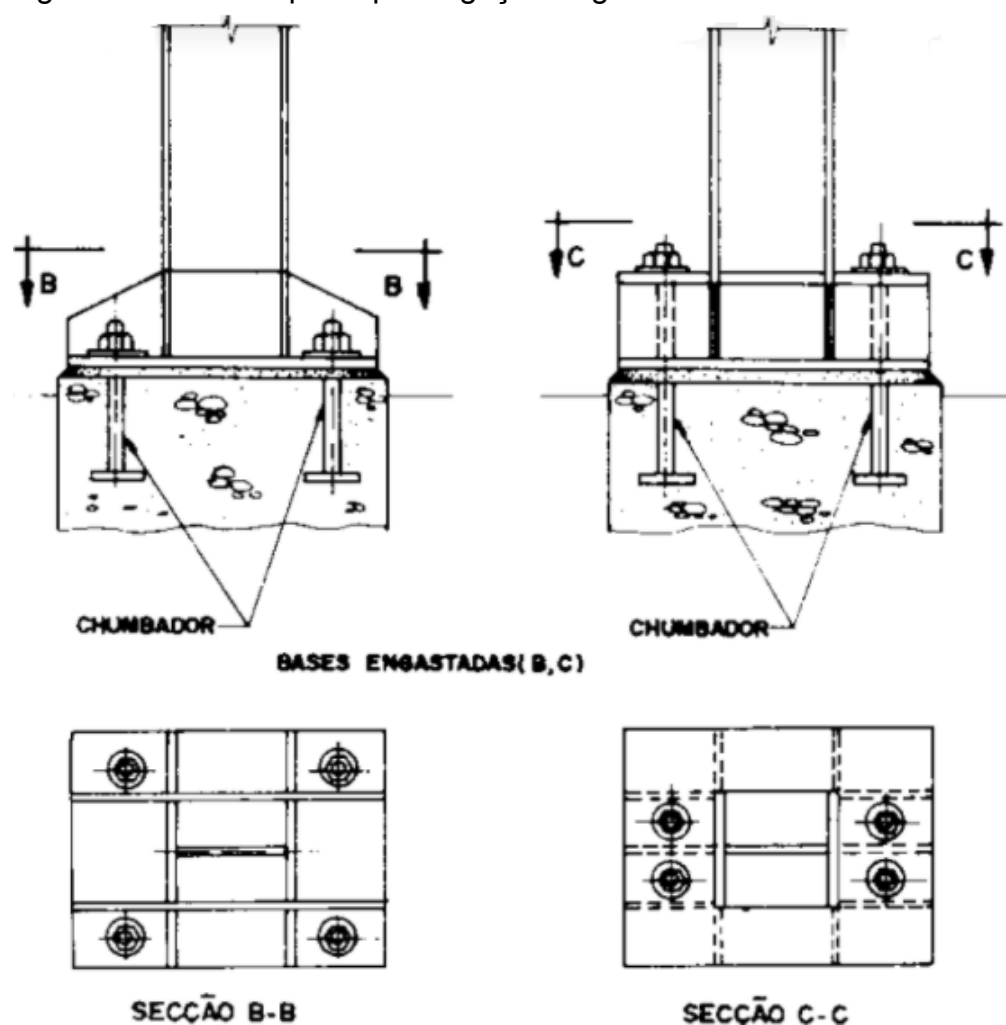


Fonte: Bellei (1998, p. 141).

Nas ligações entre pilares e fundações, foi adotado engastamento. De acordo com Bellei (1998), as ligações pilar-fundação podem ser rotuladas ou engastadas, e torna-se mais comum o uso de ligação rotulada, pois o engaste requer maior porte financeiro. A Figura 17 demonstra dois tipos usuais de ligação engastada.

Porém, por ser um pórtico com estrutura para ponte rolante, o engaste nas fundações, mesmo gerando momento fletor na base do pilar, ao realizar testes com auxílio do *software* Ftool, diminui consideravelmente o momento fletor quando comparado com a ligação rotulada. Segundo Pfeil e Pfeil (2009), o engastamento eleva a rigidez e estabilidade da estrutura.

Figura 17 - Bases típicas para ligação engastada



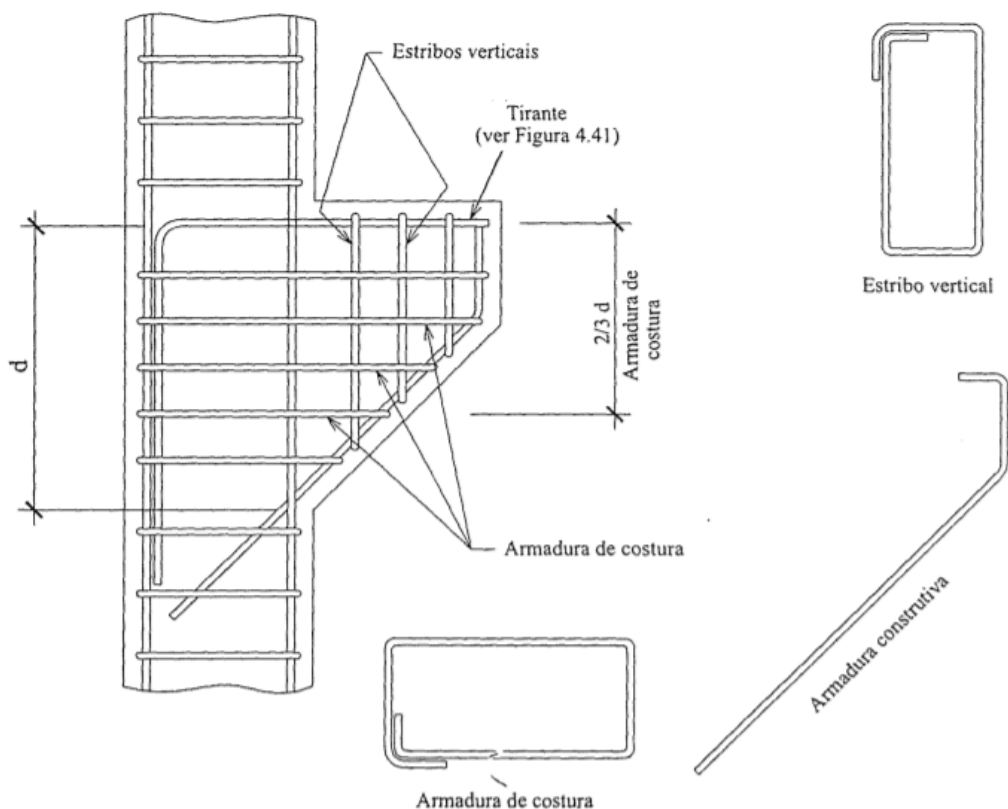
Fonte: Bellei (1998, p. 117).

3.3.2 Ligações para o pórtico em concreto armado pré-fabricado

Assim como no pórtico em aço, a ponte rolante também será apoiada por meio de consolo em concreto armado pré-fabricado com neoprene para a região do apoio, pois segundo El Debs (2000), o neoprene garante movimentação e rotação adequada, além de possuir ductilidade razoável.

A Figura 18 demonstra o detalhamento típico para um consolo, o qual é normalmente fixado na viga por meio de chumbadores, os quais, de acordo com Acker (2003), servem para transferir tensões de tração somente.

Figura 18 - Detalhamento de consolo

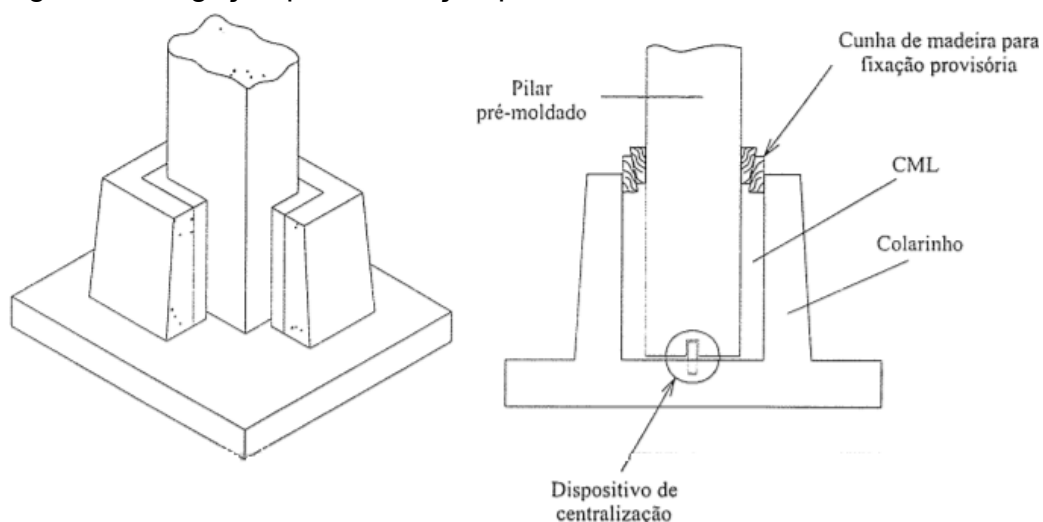


Fonte: El Debs (2000, p. 143).

A ligação adotada para pilar-fundação foi através de engastamento, que no caso do concreto armado pré-fabricado essa ligação se dá por meio do cálice, conforme Figura 19. Segundo El Debs (2000), apesar de ser mais onerosa,

apresenta facilidade na montagem e transmite bem os esforços de momento fletor que ocorrem na base do pilar.

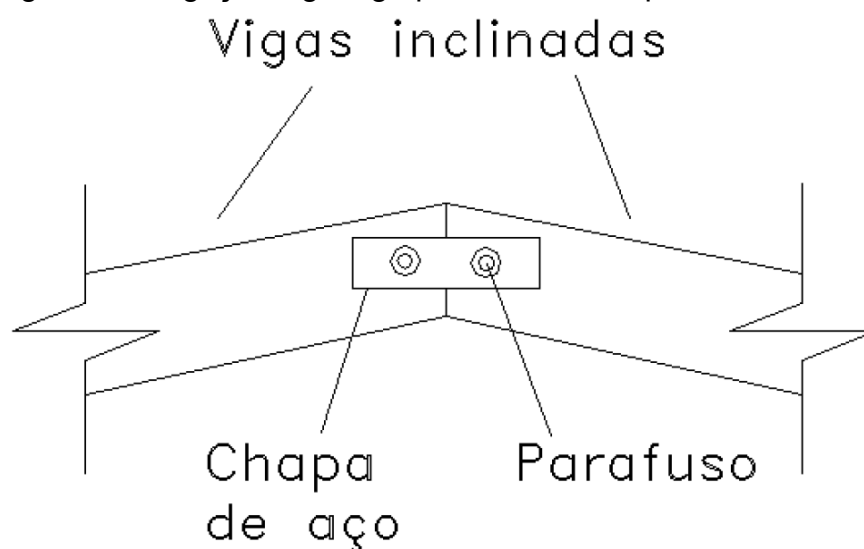
Figura 19 - Ligação pilar-fundação por meio de cálice



Fonte: El Debs (2000, p. 161).

Já a ligação para viga-pilar, será por meio de ligação rotulada, assim como na ligação viga-viga na cobertura, devido a dificuldade de rigidez nas ligações em estruturas pré-fabricadas, ligadas com uso de chumbadores, de modo a manter rigidez necessária e mantendo a articulação. Para as ligações viga-viga, serão ligadas por uso de chapas metálicas, conforme Figura 20.

Figura 20 - Ligação viga-viga por meio de chapas metálicas



Fonte: Pierezan (2013, p. 38).

3.4 Cargas atuantes

Para verificação das cargas atuantes na estrutura, foram considerados os parâmetros estabelecidos no item 2.4 deste trabalho. Para a determinação das cargas permanentes, foram utilizados os pesos específicos referentes a cada material (aço e concreto armado), conforme apresentado na Figura 09.

Na Tabela 5 a seguir, é mostrado os valores obtidos para as cargas permanentes geradas no pórtico. Para viga e pilar de concreto, o resultado foi obtido através do peso específico do material multiplicado pela seção indicada no item 3.2 do presente trabalho. Para o pilar e a viga em aço, o peso é obtido através do perfil escolhido no item 3.2, W 460 x 74. Na prática, os valores para as terças e os tirantes variam de 0,04 kN/m² a 0,06 kN/m², para efeitos de cálculo foi usado o valor médio de 0,05 kN/m², e para as telhas 0,06 kN/m².

Tabela 5 - Cargas permanentes atuantes do pórtico

CARGAS	VALOR	un. medida
Peso próprio da viga (concreto)	1,50	kN/m
Peso próprio do pilar (concreto)	3,75	kN/m
Peso próprio do pilar e viga (aço)	0,74	kN/m
Peso das terças e tirantes	0,30	kN/m
Peso das telhas	0,36	kN/m

Fonte: Do autor (2021).

Na determinação das cargas variáveis, foi necessário levar em consideração a movimentação da ponte rolante conforme indicado por Konrath (2020), sendo necessário adicionar a força horizontal transversal (HT) para realizar o dimensionamento completo da estrutura. A Tabela 6 apresenta as cargas empregadas para o dimensionamento, baseadas no trabalho de Konrath (2020).

Tabela 6 - Cargas geradas pela ponte rolante univiga e vigas de rolamento na estrutura

CARGAS	VALOR	un. medida
Peso da carga içada	141,38	kN
Peso próprio do trole	38	kN
Peso próprio da ponte rolante com seu conjunto	18,42	kN
Peso próprio do trilho (TR37)	0,3711	kN/m
Peso próprio da viga de rolamento (concreto)	19,49	kN
Peso próprio da viga de rolamento (aço)	3,33	kN
Força horizontal transversal (HT)	18,4	kN

Fonte: Adaptado de Konrath (2020, p. 39).

Para obter os valores reais, indicados na Tabela 6, a partir de modelagem em *software* Ftool, necessitava-se analisar a reação que o pilar receberia, considerando o pior caso possível, que seria quando a ponte estivesse o mais próxima possível do pilar, neste caso, a 1,3 metros, distância mínima que o trole pode chegar até o apoio.

O Ftool é um programa simples para verificação de esforços solicitantes em estruturas hiperestáticas e isostáticas, assim obtendo todos os esforços necessários. A primeira análise necessária foi para descobrir o máximo de carga que vai para a viga de rolamento, representada na Figura 21, a qual obteve-se o valor de 0,94, que significa que 94% da carga da ponte vai para a viga de rolamento.

Figura 21 - Diagrama de esforços na viga de rolamento

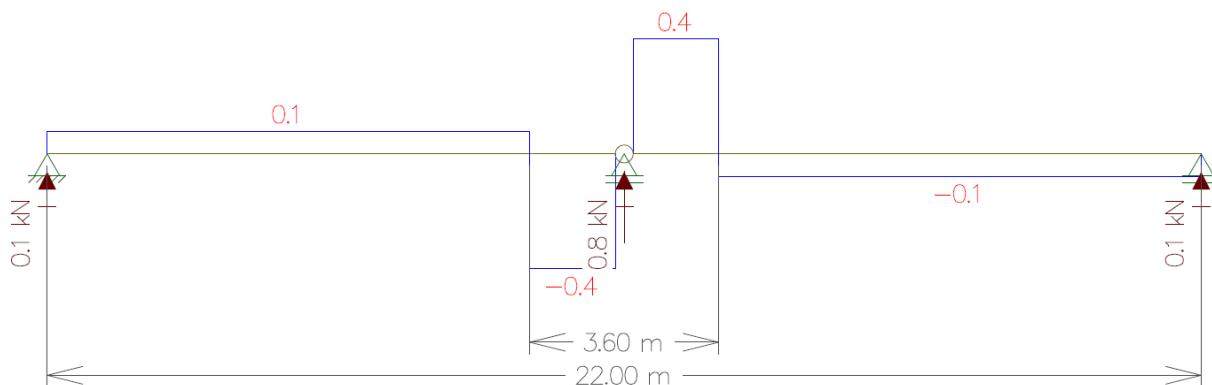


Fonte: Do autor (2021).

Posteriormente, sabendo-se que 94% é o máximo de carga que vai para a viga de rolamento, é necessário saber o quanto dessa carga máxima vai para cada

pilar do pórtico, interessando o máximo valor de reação. Para isso, utilizou-se um valor fictício de 1 kN distribuídos nas duas rodas da ponte, a fim de representar a máxima reação que vai para o pilar, conforme mostra a Figura 22, ficando 0,5 kN em cada roda, distanciadas em 3,6 metros, conforme item 3.1 deste trabalho.

Figura 22 - Máxima reação que vai para o pilar



Fonte: Do autor (2021).

Deste modo, pode-se observar que a máxima reação no pilar é de 0,8 kN, concluindo que 80% da carga vai para o pilar mais carregado. Assim tem-se que, referente às cargas móveis da ponte rolante (peso da ponte rolante + carga içada), multiplicando os valores obtidos de 0,94 e 0,8, obteve-se 0,752 kN, que será a carga unitária que vai para o pilar, ou seja, o peso da carga içada somada com o peso do trole e o peso da ponte rolante com seu conjunto deverão ser multiplicados por 0,752 para obter o valor máximo real que irá para o pilar, para então utilizar nas combinações.

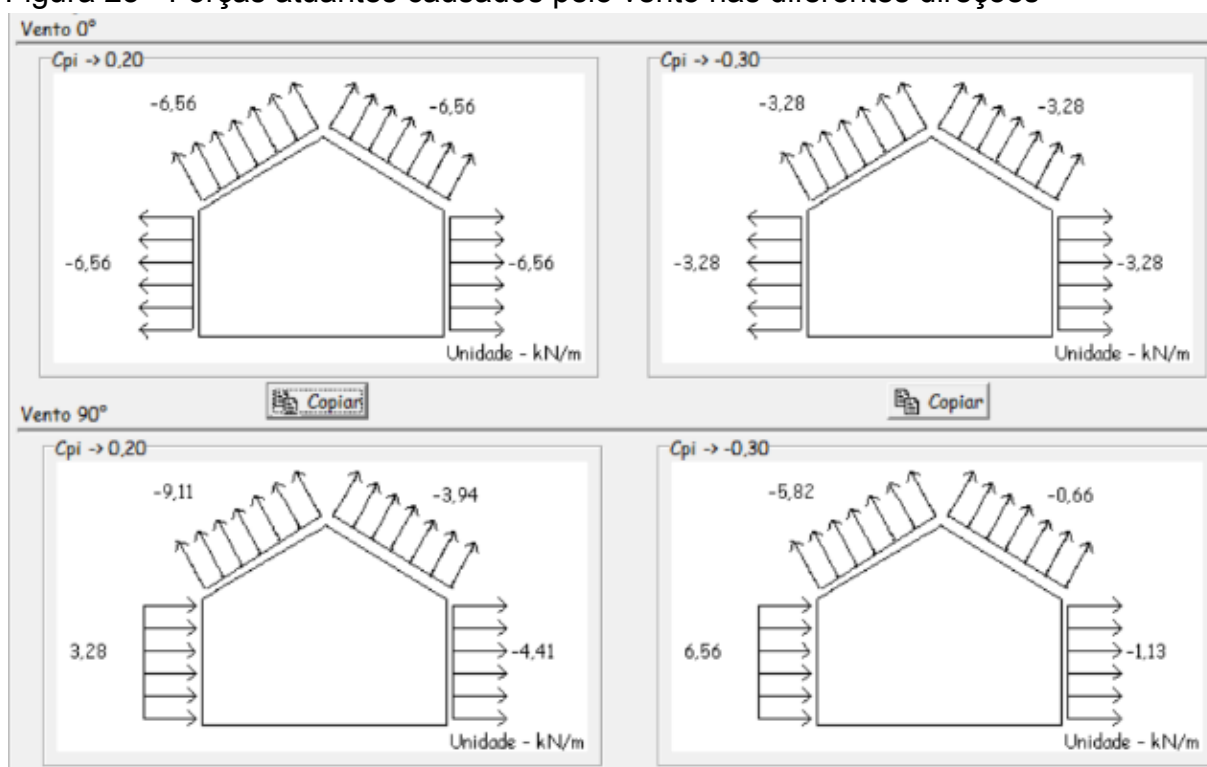
As demais cargas consideradas no pórtico, que são as cargas variáveis e móveis, foram constituídas pela sobrecarga na cobertura, utilizando o valor mínimo estabelecido pela NBR 8800 (ABNT, 2014) de 0,25 kN/m² e descrito no item 2.4.2.2 deste trabalho.

Para a carga atuante do vento, foi utilizado as prescrições da NBR 6123 (ABNT, 1988), resumidas no item 2.4.2.3 deste trabalho, considerando as seguintes condições:

- a) velocidade básica do vento = 45 m/s, considerando a região de Lajeado/RS;
- b) $S_1 = 1$, para terreno plano;
- c) $S_2 = 0,94$, considerando classe de edificação B e categoria III;
- d) $S_3 = 1$, considerando edificações para comércio e indústria.

Com base nas condições do vento citadas acima, com auxílio do *software* VisualVentos, pode-se estabelecer os esforços atuantes do vento no galpão, conforme Figura 23. Para o dimensionamento, dentre os 4 casos gerados pelo VisualVentos, foi desprezado o segundo caso, vento 0° com $C_{pi} -0,30$, pois os valores são os mesmos em todas as direções e inferiores ao caso com $C_{pi} 0,20$.

Figura 23 - Forças atuantes causados pelo vento nas diferentes direções



Fonte: Do autor (2021).

3.5 Esforços solicitantes

Para a verificação dos esforços solicitantes, fez-se uso de tabela Excel, elaborada pelo autor, para obtenção dos valores. Foram consideradas 16 combinações possíveis para o dimensionamento do pórtico, conforme o Quadro 1.

Quadro 1 - Combinações consideradas na estrutura

C1. CP + sobrecarga	C9. CP + vento 90° Cpi 0,20 + ponte rolante
C2. CP + sobrecarga + ponte rolante	C10. CP + vento 90° Cpi -0,30 + ponte rolante
C3. CP + ponte rolante	C11. CP + ponte rolante + vento 0°
C4. CP + ponte rolante + sobrecarga	C12. CP + ponte rolante + vento 90° Cpi 0,20
C5. CP + vento 0°	C13. CP + ponte rolante + vento 90° Cpi 0,30
C6. CP + vento 90° com Cpi 0,20	C14. Fadiga máxima
C7. CP + vento 90° com Cpi -0,30	C15. Fadiga mínima
C8. CP + vento 0° + ponte rolante	C16. Deslocamento ELS

Fonte: Do autor (2021).

Da combinação 1 à combinação 13, considerou-se Estado Limite Último (ELU), analisando as combinações últimas normais, expresso pela Equação 2 deste trabalho.

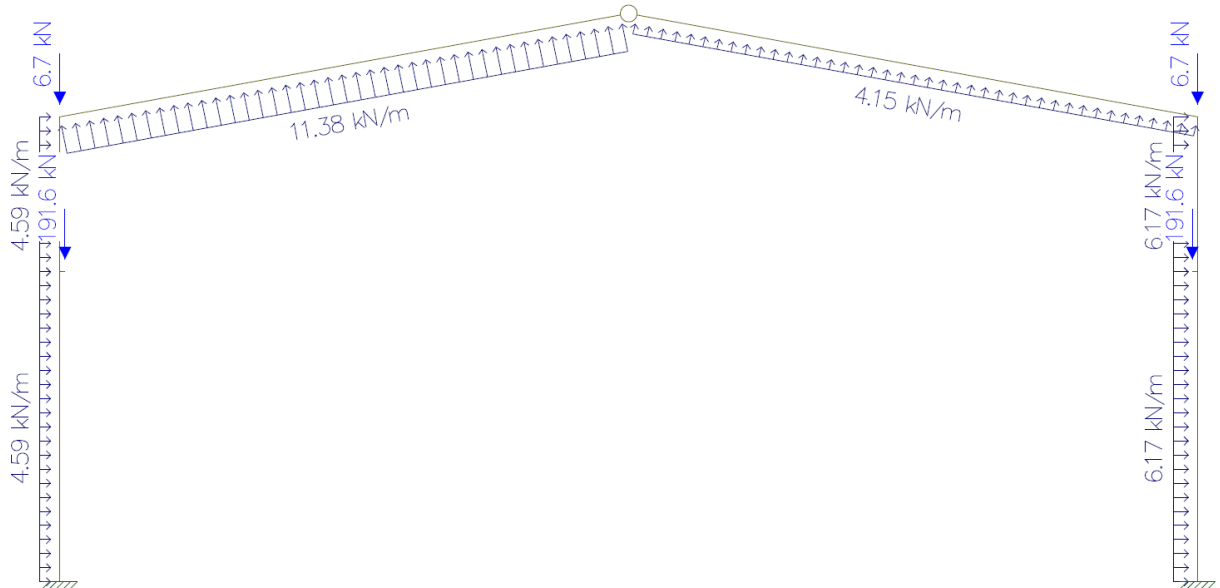
Para as combinações 14 e 15, referente a fadiga, foram considerados os esforços máximos (pior situação) e mínimos (melhor situação), com a ponte rolante e sem a ponte rolante respectivamente (supondo que ela esteja em outra região do galpão), sendo analisado a combinação frequente de fadiga.

Por último, a combinação 16 serviu para analisar os deslocamentos verticais e horizontais, fazendo-se uso da combinação quase permanente de serviço, expressa pela Equação 7 deste trabalho.

Posteriormente, a partir dos resultados obtidos através das combinações, fez-se necessário o uso do *software* Ftool para verificação e obtenção dos esforços normais, cortantes e de momento fletor.

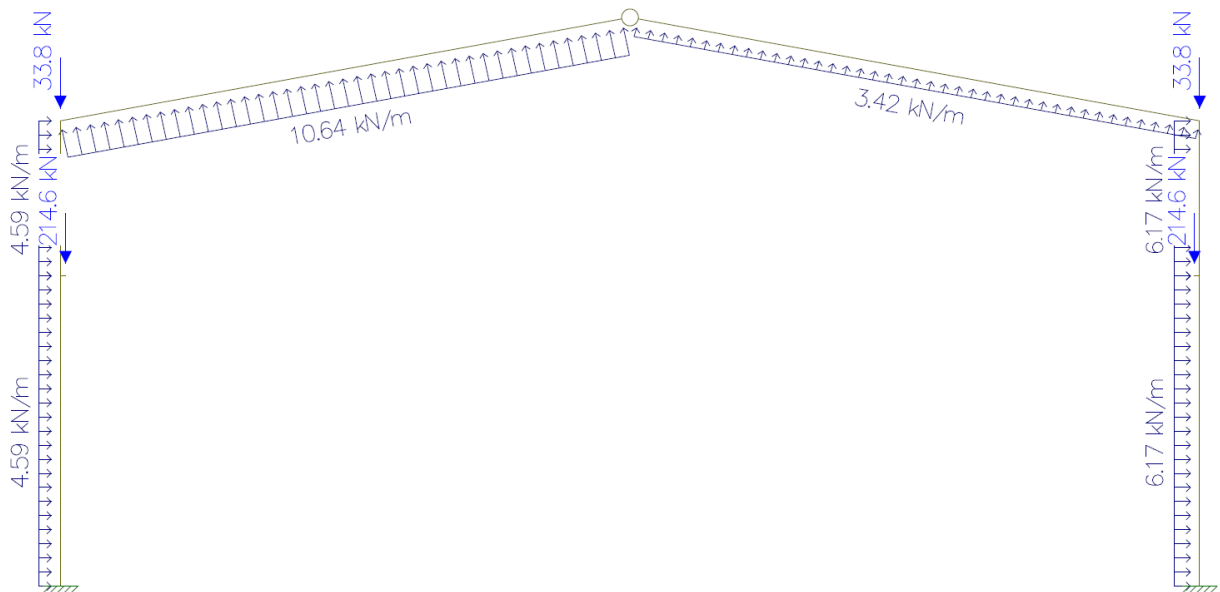
Para os cálculos, a combinação 9 foi a que mais se destacou (pior situação) devido ao elevado momento fletor gerado, conforme mostram as Figuras 24 e 25, que apresentam o pórtico com as cargas aplicadas, sendo o primeiro em aço e o segundo em concreto armado pré-fabricado.

Figura 24 - Combinação 9 para o galpão em aço



Fonte: Do autor (2021).

Figura 25 - Combinação 9 para o galpão em concreto armado



Fonte: Do autor (2021).

A partir dos esforços gerados pelo *software*, indicados nas Tabelas 7 e 8, foi dado início ao dimensionamento das vigas de cobertura e dos pilares dos galpões.

Tabela 7 - Resultados das combinações a partir da modelagem no Ftool para o concreto armado pré-fabricado

CONCRETO ARMADO PRÉ-FABRICADO						
Combinação	Vigas de cobertura			Pilares		
	Normal (kN)	Cortante (kN)	Momento fletor (kNm)	Normal (kN)	Cortante (kN)	Momento fletor (kNm)
1	53,1	47,8	223,7	100,5	43,7	223,7
2	55,1	47,5	219,7	291,1	190,7	219,7
3	32,2	26,1	118,7	336,6	285,3	118,7
4	43,5	36	164,7	372,3	285,3	164,7
5	94,9	61,7	248,5	43,2	78,1	248,5
6	78,1	89	330,4	65,9	92,2	330,4
7	20	47,4	153,6	30,6	83,5	226,1
8	92,9	62,1	252,5	147,5	214,6	252,5
9	75,9	89,4	334,9	195,3	214,6	334,9
10	18	47,8	157,6	221,2	214,6	223,1
11	27,4	15,2	57,2	286,1	285,3	57,2
12	20,3	27	92,5	296,3	285,3	92,5
13	11,5	11,3	19,6	317,7	285,3	51,9
14	61,4	72,2	278,6	165,3	197,7	278,6
15	38,8	34,5	161	125,4	56,3	161
16	30,5	25,9	119	208,6	127	119

Fonte: Do autor (2021).

Tabela 8 - Resultados das combinações a partir da modelagem no Ftool para o aço

AÇO						
Combinação	Vigas de cobertura			Pilares		
	Normal (kN)	Cortante (kN)	Momento fletor (kNm)	Normal (kN)	Cortante (kN)	Momento fletor (kNm)
1	42	37,8	176,9	53,1	34,6	176,9
2	43,7	37,5	173,3	221,6	168,6	173,3
3	20,9	16,1	72,3	267,2	262,3	72,3
4	32,1	26	118,3	301,9	262,3	118,3
5	101,3	68,9	282,1	78,8	84,7	282,1
6	84,6	96,2	364	101,5	98,8	364
7	27,3	54,6	187,2	50,2	90,1	251,6
8	99,6	69,2	285,7	89,8	191,6	285,7
9	82,6	96,5	368	136,7	191,6	368
10	25,4	55	191,2	186,6	191,6	248,5
11	33,9	22,4	90,9	243	262,3	90,9
12	26,7	34,2	126,2	253,1	262,3	126,2
13	3,6	16,4	50,6	274,5	262,3	77,3
14	61,4	72,2	278,7	140,4	181,5	278,7
15	30,9	27,4	127,4	79,2	40,2	127,4
16	22	18,7	86,6	139,9	110,8	86,6

Fonte: Do autor (2021).

3.6 Dimensionamento (ELU)

Para o dimensionamento das combinações ELU, também foi necessário calcular o efeito de fadiga para os pilares, considerando que a estrutura suporta uma ponte rolante, a qual está sujeita a ações com efeitos dinâmicos.

Para o cálculo de ambas estruturas, considerou-se a combinação 9 como a pior situação, visto que resultou no maior momento aplicado, pois, depois de analisar as outras combinações, com esforço normal e cortante maiores, o que mais se diferenciou para o dimensionamento, foi o momento fletor.

Com exceção dos pilares em concreto armado pré-fabricado, que foram analisados e dimensionados com auxílio do *software* Pcalc, os demais elementos

foram todos verificados e analisados com auxílio de planilha em Excel com todos os métodos de cálculo utilizados, os quais, para os perfis em aço, a planilha Excel utilizada, foi da Gerdau, usada para dimensionamento e verificação de perfis que melhor atendem aos esforços.

Pcalc é uma ferramenta que auxilia na análise de pilares em concreto armado. Fornecido pelo TQS (*software* de dimensionamento e detalhamento de estruturas). O Pcalc gera diagramas de tensões x deformações, envoltória de momentos mínimos e de esforço normal x momento fletor considerando as dimensões do pilar e a armadura indicada.

3.6.1 Dimensionamento em concreto armado pré-fabricado

Para dimensionamento da estrutura em concreto armado pré-fabricado, seguiu-se rigorosamente as NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 9062 (ABNT, 2017), que dispõem dos métodos de cálculos para armaduras longitudinais e transversais, além de cuidados a serem tomados para elaboração do projeto da devida estrutura.

Por se tratar de uma estrutura em concreto armado pré-fabricado, a NBR 9062 (ABNT, 2017) cita que os coeficientes de segurança a serem adotados, diferem-se da NBR 6118 (ABNT, 2014), assim, tem-se os coeficientes de segurança $\gamma_c = 1,3$ para o concreto e $\gamma_s = 1,1$ para o aço das armaduras, além dos coeficientes de majoração para desforma, transporte e montagem da peça, que para o trabalho, foram desprezados, porém o processo de dimensionamento em si é o mesmo.

Nos dimensionamentos das vigas de cobertura e pilares, realizados através de planilha Excel, baseados na NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 9062 (ABNT, 2017), foi necessário calcular a armadura longitudinal (flexão), a partir do momento fletor encontrado no Ftool, e a armadura transversal (estribos), a partir do esforço cortante também encontrado no Ftool. Ao se tratar das vigas, visto que as mesmas possuem seção com altura inferior a 60 cm, não foi considerada a armadura de pele.

Para o cálculo, para as vigas e os pilares, considerou-se para a resistência do concreto, f_{ck} de 35 MPa. Além disso, a NBR 9062 (ABNT, 2017) estabelece que, para o saque e manuseio das peças em concreto armado pré-fabricado, a resistência à compressão do concreto deve ser superior a 15 MPa. Em relação ao cobrimento, considerou-se o valor mínimo estipulado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.6.2 Dimensionamento em aço

Para a estrutura em aço, seguiu-se rigorosamente a NBR 8800 (ABNT, 2008), que possui todas premissas de cálculos e cuidados necessários para o correto dimensionamento, o qual foi necessário realizar a verificação quanto à resistência à flexão e ao esforço cortante.

Para a flexão, foi analisada a flambagem da mesa e da alma e também a flexão lateral com torção. O aço considerado no dimensionamento foi o ASTM A572 de grau 50 por ser um aço bastante usual no mercado. Como apoio, tem-se o catálogo da Gerdau, presente no Anexo A.

A Tabela 9 demonstra as verificações necessárias consideradas para o dimensionamento e verificação do perfil escolhido, de W 460 x 74,0.

Tabela 9 - Verificações necessários para o dimensionamento

VERIFICAÇÕES	ANÁLISE
Esbeltez Limite do perfil	Limite = 200
Resistência à tração	$N_{rd}/N_{sd} \leq 100\%$
Resistência à flexão eixo X-X	$M_{rd}/M_{sd} \leq 100\%$
Resistência ao esforço cortante eixo Y	$V_{rd}/V_{sd} \leq 100\%$
Resistência aos esforços combinados	$N.M_x.M_y \leq 100\%$

Fonte: Do autor (2021).

A esbeltez foi considerada utilizando o limite de 200, em casos como no pilar, que há esforços de compressão, em função da força normal atuante ser negativa, as

demais verificações foram realizadas através dos valores resultantes das modelagens no Ftool a partir das combinações calculadas.

3.7 Verificação dos deslocamentos (ELS)

A verificação dos deslocamentos para o ELS foi realizada através das combinações de serviço, indicadas nas equações 7, 8 e 9 e posteriormente analisadas quanto aos deslocamentos máximos verticais e horizontais permitidos. No caso de galpões em geral, para o deslocamento máximo horizontal, foi considerado $H/300$ para estruturas em aço, baseado na NBR 8800 (ABNT, 2008), e $H/400$ para concreto armado pré-fabricado, conforme indica a NBR 9062 (ABNT, 2017).

Já os deslocamentos máximos verticais presentes nas vigas de cobertura do galpão, tanto em aço como em concreto armado pré-fabricado, foram verificados conforme descrito na Tabela 4, sendo calculada também, a flecha imediata e diferida, não podendo ultrapassar o limite estipulado de $L/250$, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 8800 (ABNT, 2008), para ambas.

Para os elementos em concreto armado pré-fabricado, foi analisado também a abertura de fissuras previamente à análise dos deslocamentos, considerando uma classe de agressividade ambiental II, baseado na NBR 6118 (ABNT, 2014), onde tem-se que o limite para a abertura de fissuras é de 0,3 mm.

Todas verificações e análises foram realizadas com auxílio de planilha Excel elaborada pelo autor, sendo analisado somente o pórtico transversal.

3.8 Verificação da fadiga

A verificação quanto à fadiga, tanto para o aço quanto para o concreto armado, procurou atender às NBR 8800 (ABNT, 2008) e NBR 6118 (ABNT, 2014), respectivamente, verificadas de acordo com o número de ciclos, citados por Konrath (2020). Foi adotado uma média de um ciclo a cada 10 minutos para uma jornada de

8 horas de trabalho, totalizando 48 ciclos diários, ao longo de 50 anos de vida útil da estrutura, totalizando 876000 ciclos.

Para os galpões analisados, apenas se fará necessária a verificação da fadiga nos pilares, tanto em concreto armado pré-fabricado como em aço, visto que, somente estas peças sofrem com a movimentação da ponte rolante.

Para o cálculo, considerando as variações de tensões, foram consideradas as equações 3, 4 e 5 para verificação dos efeitos de compressão e tração no concreto e também das armaduras para os pilares do galpão em concreto armado pré-fabricado. Para o galpão em aço, foi considerada a Equação 6, presente no item 2.5.1.2 deste trabalho.

3.9 Estudo comparativo

Após realizadas todas as etapas de dimensionamento e verificação das estruturas, foi possível realizar o comparativo relacionando os preços envolvendo os diferentes materiais e também a fabricação e montagem dos mesmos, e a análise do desempenho estrutural entre o galpão em aço e o galpão em concreto pré-fabricado.

Para a comparação dos preços, tanto dos materiais quanto a fabricação e montagem dos mesmos, foram realizadas cotações com 5 empresas do ramo, 2 empresas específicas com a venda, produção e instalação de peças em concreto armado pré-fabricado, 2 empresas específicas em estruturas metálicas e 1 empresa que realiza a venda, produção e instalação dos dois materiais empregados no estudo. Assim, tem-se 3 orçamentos pertencentes à estrutura pré-fabricada e 3 orçamentos para a estrutura metálica. Todas as empresas analisadas pertencem à região do Vale do Taquari e todas são registradas e capacitadas para fornecer e atender ao tipo de elemento estrutural.

O orçamento foi levantado levando em consideração os valores de venda da estrutura completa (pilares e vigas de cobertura) para cada material, o transporte e a montagem do mesmo, sem considerar o projeto. Deste modo, não foi considerado

no orçamento, assim como no dimensionamento, as fundações, consolos, vigas de rolamento e demais elementos de fechamento e cobertura.

A análise do desempenho estrutural será analisada baseada nos deslocamentos gerados pela estrutura, juntamente com o comparativo entre os pesos de cada pórtico dimensionado, de modo que seja possível observar e analisar a opção que melhor se destaca dentre os parâmetros.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo, são apresentadas todas as análises e resultados obtidos no dimensionamento dos galpões, realizados através de planilhas Excel e os *softwares* Ftool e Pcalc.

De acordo com as especificações do galpão, citadas no item 3.1 deste trabalho, pode-se obter a quantidade total de pilares e vigas que serão necessárias para compor o galpão, tendo 14 pilares e 14 vigas de cobertura. Os pilares possuem 9 metros de altura e as vigas 11,18 metros de comprimento em função da inclinação da cobertura.

Deste modo, a partir do dimensionamento calculado, foram realizadas as comparações relacionadas aos pesos próprios das estruturas, deslocamentos e preços envolvidos para a produção, transporte e montagem da estrutura.

4.1 Resultados do dimensionamento

4.1.1 Galpão em concreto armado pré-fabricado

A partir do pré-dimensionamento no item 3.2 deste trabalho, fazendo uso dos resultados gerados pelo Ftool, considerando a pior situação (combinação 9), pode-se efetuar o dimensionamento completo, o qual indicou a necessidade de

alterar a seção das vigas de cobertura, de 15x40 cm para 15x60 cm, para assim atender todas as verificações.

Para os pilares, a partir de análises realizadas com o auxílio do Pcalc, verificou-se a necessidade de alterar a seção pré-dimensionada de 30x50 cm para 30x60 cm, de modo a atender aos critérios estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e propiciar maior economia na obra.

Posteriormente verificou-se também, as aberturas de fissuras, a fadiga somente nos pilares e os deslocamentos para aprovação do dimensionamento.

Após dimensionado e analisada toda a estrutura, efetuou-se uma tabela com o quantitativo de aço e volume de concreto considerado no orçamento, além de mostrar a verificação das fissuras elaboradas, considerando classe de agressividade 2 e limite de 0,3 mm para a abertura das fissuras. As Tabelas 10 e 11 apresentam os resultados dos dimensionamentos para as vigas de cobertura e pilares, respectivamente, assim como a quantidade total de aço e volume de concreto considerando a peça unitária.

Tabela 10 - Dimensionamento das vigas de concreto armado pré-fabricado

VERIFICAÇÃO	RESULTADOS
Armadura Superior	2 x Ø16 mm
Armadura Inferior	6 x Ø20 mm
Armadura Transversal (estribos)	2 ramos Ø5 mm c/25 cm
Estribos Horizontais	1x2 Ø6,3 mm
Armadura de Suspensão	2x2 Ø5 mm
Total de aço (kg)	CA-50 = 217,1 kg CA-60 = 10,6 kg
Volume de concreto (35 MPa)	1,01 m ³
Abertura de fissuras (limite 0,3 mm)	0,05 mm

Fonte: Do autor (2021).

Tabela 11 - Dimensionamento dos pilares de concreto armado pré-fabricado

VERIFICAÇÃO	RESULTADOS
Armadura longitudinal	8 x Ø25 mm
Armadura transversal (estribos)	2 ramos Ø10 mm c/7 cm
Estribos suplementares	1 x Ø5 mm c/7 cm
Total de aço (kg)	CA-50 = 431,8 kg CA-60 = 7,3 kg
Volume de concreto (35 MPa)	1,62 m ³
Abertura de fissuras (limite 0,3 mm)	0,06 mm
Fadiga	Atende (OK)

Fonte: Do autor (2021).

Para os cálculos, foi considerado f_{ck} de 35 MPa, conforme já mencionado e para o aço das armaduras, adotou-se CA-60 para as barras menores ou iguais a Ø6 mm e CA-50 para barras iguais ou maiores que Ø6,3 mm, de modo a adequar-se ao que é comumente usado no dia a dia.

A partir do dimensionamento e distribuição das barras do pilar, necessitou-se adotar estribos suplementares nas barras que se localizam no centro da seção e servem como proteção contra a flambagem das barras. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), os estribos suplementares são necessários quando o comprimento entre a barra do canto e a barra mais próxima for maior que 20 vezes o diâmetro da barra utilizada.

A verificação da fadiga quanto ao esforço de momento foi analisada a partir da combinação 14 e 15, destacadas no item 3.5 deste trabalho, considerando a distância útil da barra longitudinal até a face externa do pilar, a linha neutra e o módulo de elasticidade do concreto. Já quanto ao esforço cortante, o qual se mostrou o maior problema para este caso, considerando os valores encontrados na Tabela 8, foi considerada a área de aço por metro necessária para atender os esforços, além da distância útil da barra longitudinal até a face externa do pilar, já comentada anteriormente.

O limite para a verificação de cada esforço foi baseado na curva S-N, dado pela Tabela 23.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo adotado o valor de 190 MPa para a verificação de momento, considerando barras longitudinais de Ø25 mm, e para o esforço cortante (estribos), obteve-se 85 MPa.

A fadiga foi um forte condicionante para o dimensionamento do pilar, pois ao realizar a verificação do mesmo, notou-se que a tensão estava acima do limite. Então, foi necessário, além de aumentar a seção do pilar, adotar barras de Ø10 mm a cada 7 cm para os estribos, o que, além de aumentar consideravelmente o peso da estrutura, também aumentou o aço necessário, consequentemente aumentando o preço da estrutura.

Para todo o dimensionado buscou-se armaduras e seções de concreto mínimas, sempre atendendo a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a NBR 9062 (ABNT, 2017), a fim de tornar o orçamento o mais econômico possível e garantindo também a segurança e estabilidade da estrutura.

4.1.2 Galpão em aço

A partir do perfil I laminado W 460 x 74 previamente escolhido, tanto para as vigas como para os pilares, e considerando aço ASTM A572 de grau 50, deu-se início às verificações. Após a conclusão do dimensionamento, foi verificado que o perfil escolhido não era a melhor opção para as vigas e também para os pilares.

Para as vigas de cobertura, verificou-se que o perfil que melhor atendeu o objetivo, que seria o de menor preço, com o melhor aproveitamento possível, foi o perfil W 530 x 66,0, diminuindo o peso consideravelmente. Para o dimensionamento das mesmas, foi considerado o uso de terças a cada 2 m e mão francesa a cada 2 m também, para melhor travamento da estrutura.

Já para os pilares, o perfil que melhor se adequou foi o W 310 x 107,0 (H), pois atendeu às solicitações, sem considerar travamento intermediário no mesmo.

Porém, nesse caso, o peso teve que ser aumentado, consequentemente gerando aumento no preço da estrutura.

As Tabelas 12 e 13 apresentam as verificações e respectivos resultados obtidos do dimensionamento dos perfis metálicos.

Tabela 12 - Verificações consideradas no dimensionamento das vigas em aço

Verificação	Limite	Calculado	Resultado
Esbeltez do perfil	300	109	36,4%
Resistência à tração	2622 kN	82,6 kN	3,2%
Resistência à flexão eixo X-X	44203 kN.cm	36800 kN.cm	83,3%
Resistência ao esforço cortante eixo Y	879 kN	96,5 kN	11%
Resistência aos esforços combinados	100%	84,8%	OK

Fonte: Do autor (2021).

Tabela 13 - Verificações consideradas no dimensionamento dos pilares em aço

Verificação	Limite	Calculado	Resultado
Esbeltez do perfil	200	117	58,3%
Resistência à tração	1618 kN	136,7 kN	8,5%
Resistência à flexão eixo X-X	41587 kN.cm	36800 kN.cm	88,5%
Resistência ao esforço cortante eixo Y	638 kN	191,6 kN	30%
Resistência aos esforços combinados	100%	92,7%	OK

Fonte: Do autor (2021).

A partir das Tabelas 12 e 13, é possível observar que, nos pilares, assim como nas vigas, a resistência ao cortante não é muito solicitada, apresentando uma porcentagem baixa quando comparado com a resistência à flexão, que mesmo sendo alta, não atinge o limite de resistência, que seria quando chegasse a 100%, porém, para ambos os dimensionamentos, o valor ficou próximo dos 100%, o que indica um resultado mais econômico, devido a sua proximidade do limite.

No dimensionamento dos pilares, foi necessário realizar a verificação da fadiga devido à movimentação da ponte rolante. Considerando 876000 ciclos,

baseado em Konrath (2020), devido ao elevado módulo de elasticidade do aço, a verificação obteve êxito, não interferindo no dimensionamento e demais verificações, como pode-se observar na Tabela 14, a qual apresenta os valores analisados e os limites.

Tabela 14 - Verificação da fadiga no pilar em aço

Verificação	Tensão (momento e cortante)	Resultado	Análise
Fadiga	227,7 MPa	209,41 MPa	$209,41 < 227,7 \text{ MPa}$
Flexão	94,72 MPa	0,42	$0,42 < 1$
Cisalhamento	40,71 MPa	0,29	$0,29 < 1$

Fonte: Do autor (2021).

A partir da Tabela 14, é possível observar que o perfil para o pilar atendeu todas as verificações quanto à fadiga, apresentando resultados satisfatórios, tendo em vista a ação da ponte rolante.

4.2 Deslocamentos verticais e horizontais

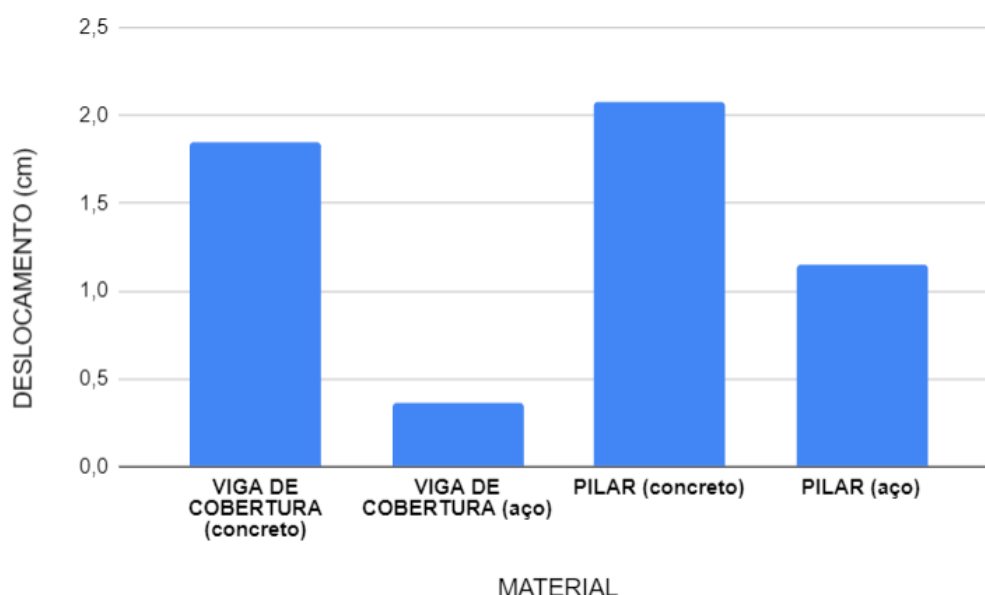
Calculou-se os deslocamentos imediatos e diferidos, este último apenas para o concreto, foram verificadas no dimensionamento das vigas e pilares para garantir que as seções e perfis dimensionados atendessem ao limite estabelecido pelas normas vigentes. Para o concreto, foi considerado coeficiente de fluência igual a 1,9, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014). Já para o aço, considerou-se a inércia de cada perfil, encontrados no catálogo da Gerdau, presente no Anexo A, assim como o seu módulo de elasticidade, conforme NBR 8800 (ABNT, 2008). Para cada viga e pilar, a Tabela 15 apresenta os deslocamentos finais encontrados, tanto para o aço, como para o concreto armado pré-fabricado e na Figura 26, o gráfico comparativo dos deslocamentos analisados.

Tabela 15 - Deslocamentos verticais e horizontais

DESLOCAMENTOS				
MATERIAL		SEÇÃO/PERFIL	DESLOCAMENTO LIMITE	DESLOCAMENTO FINAL
VIGA DE COBERTURA	CONCRETO	15x60 cm	4,47 cm	1,85 cm
	AÇO	W 530x66,0	4,47 cm	0,36 cm
PILAR	CONCRETO	30x60 cm	2,25 cm	2,08 cm
	AÇO	W 310x107,0 (H)	3,0 cm	1,15 cm

Fonte: Do autor (2021).

Figura 26 - Gráfico comparativo dos deslocamentos finais da estrutura



Fonte: Do autor (2021).

Foi possível observar que para as vigas, o deslocamento vertical para o concreto foi superior ao de aço, com uma flecha de 1,85 cm para uma viga de 11,18 metros. Apesar de ser um deslocamento relativamente alto, representa 41,39% do limite estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Enquanto a viga de cobertura em aço, com 0,36 cm, representa apenas 8,05% do limite estipulado.

O deslocamento horizontal limite do pilar em concreto armado pré-fabricado é diferente do limite para o pilar em aço, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) e a

NBR 9062 (ABNT, 2017). Deste modo têm-se um limite de 2,25 cm para o concreto e 3,0 cm para o aço.

Após realizada a verificação dos deslocamentos horizontais, levando em conta o pórtico completo, com o auxílio do Ftool, o pilar em aço apresentou deslocamento de 1,15 cm, valor abaixo do limite e favorável a segurança do galpão. Já o pilar em concreto armado apresentou um deslocamento horizontal final de 2,08 cm, o qual, considerando o limite de 2,25 cm, sendo um valor mais elevado mais ainda dentro do limite estipulado. Algumas alternativas para melhorar este deslocamento excessivo seria aumentar o f_{ck} do concreto ou aumentar a seção do mesmo, mas optou-se por manter os mesmos já indicados.

Conclui-se que, em ambos os casos, o deslocamento final foi menor que o deslocamento limite, com as peças em concreto armado se destacando com maiores deslocamentos. O alto deslocamento deve-se ao grande vão do pórtico analisado, pois o concreto gera elevado peso da estrutura e tem menor módulo de elasticidade, quando comparado com o aço.

4.3 Pesos próprios

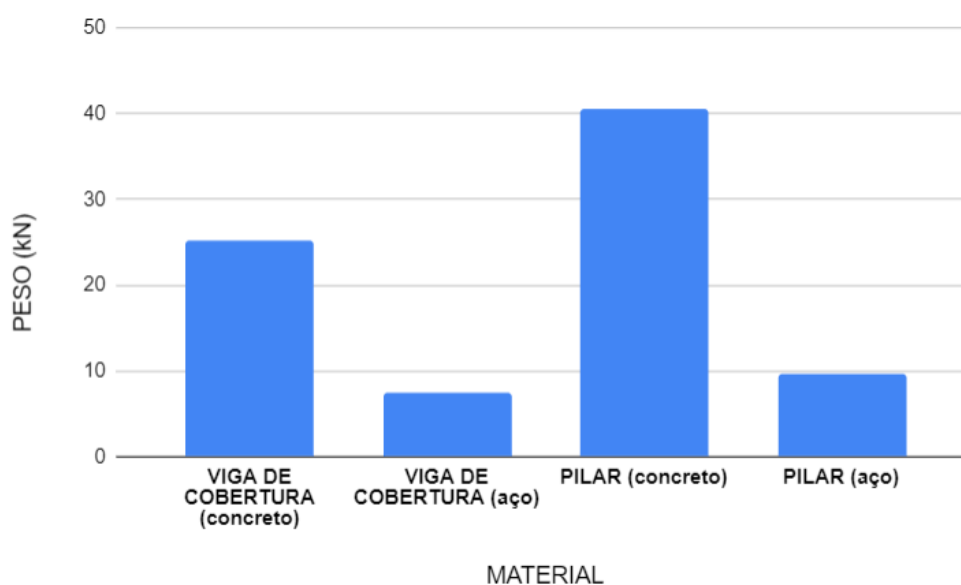
A partir das seções e perfis definidos através do dimensionamento do galpão, pode-se definir os pesos próprios de cada material e para o conjunto (viga de cobertura + pilar) que compõe o galpão dimensionado. Para as peças em concreto armado pré-fabricado, faz-se o produto do volume de cada viga/pilar pelo peso específico do concreto armado, de 25 kN/m^3 , conforme NBR 6118 (ABNT, 2014). Já para o aço, é necessário fazer o produto do peso por metro encontrado no perfil dimensionado pelo comprimento total da viga/pilar. Deste modo, tem-se a Tabela 16 indicando o peso unitário de cada elemento e o peso total correspondente ao galpão completo, considerando apenas o que foi dimensionado, e na Figura 27, o gráfico comparativo para melhor visualização dos valores obtidos.

Tabela 16 - Pesos próprios

MATERIAL	ESTRUTURA	PESO UN. (kN)	PESO TOTAL (kN)
CONCRETO	VIGA DE COBERTURA	25,16	919,17
	PILAR	40,5	
AÇO	VIGA DE COBERTURA	7,38	238,12
	PILAR	9,63	

Fonte: Do autor (2021).

Figura 27 - Gráfico comparativo dos pesos unitários da estrutura



Fonte: Do autor (2021).

Pode-se observar na Tabela 16 que, como esperado, quando comparado ao aço, o concreto torna-se consideravelmente mais pesado, gerando uma diferença de 17,78 kN para as vigas de cobertura, que corresponde a 240,92% de diferença de peso, tomando como referência o aço. Para os pilares, essa diferença de peso foi de 30,87 kN, gerando 320,56% de diferença em relação ao aço.

Para o peso total do galpão, é possível analisar melhor a diferença entre os materiais, apresentando uma diferença de 681,05 kN, aproximadamente 68,1 toneladas, que corresponde a 286,01%. Essa diferença pode impactar na escolha do material para efetuar a fabricação e execução do galpão, pois quanto menor o peso da estrutura, melhor a logística e facilidade no transporte, içamento e montagem das

mesmas, agilizando a obra, podendo gerar maior lucratividade com a redução de mão de obra e aluguel de guindastes. Além disso, o pórtico mais pesado irá requerer fundações com áreas mais elevadas e mais complexas, o que acabará gerando maiores custos para o cliente.

Vale complementar que o aço é mais pesado, pois apresenta massa específica de 7810 kg/m^3 , segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), enquanto o concreto, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), possui 2500 kg/m^3 . Porém, pelo fato do aço ser mais resistente aos esforços, necessita de seções e perfis menores, de modo a resultar em uma estrutura mais leve.

Todavia, nem sempre a estrutura mais leve será a mais indicada para a obra, pois está diretamente ligada com a estabilidade global do galpão. Além disso, segundo a CNN Brasil (2021), entre dezembro de 2019 até abril de 2021, período no qual destaca-se a pandemia do covid-19, o preço do aço teve grande aumento e chegou a uma variação de mais de 152,29%. Devido a isso, cabe ao engenheiro responsável analisar e avaliar a melhor alternativa para a execução da obra. Dessa forma, o próximo item abordará a análise dos preços.

4.4 Estudo comparativo de preços

A partir dos resultados dos dimensionamentos, os quantitativos foram encaminhados para cinco empresas, duas exclusivamente para estruturas metálicas, outras duas exclusivamente para o concreto armado pré-fabricado e uma empresa que pertencia aos dois segmentos, todas situadas no Vale do Taquari-RS. Deste modo obteve-se três orçamentos para cada material, os quais são demonstrados na Tabela 17, conforme preços recebidos.

Tabela 17 - Orçamentos das estruturas

EMPRESA	CONCRETO PRÉ-FABRICADO	AÇO
Empresa A	R\$ 221.520,00	R\$ 425.049,91
Empresa B	R\$ 200.400,00	-
Empresa C	-	R\$ 469.858,08
Empresa D	R\$ 233.948,00	-
Empresa E	-	R\$ 428.621,76
Valor médio	R\$ 218.622,67	R\$ 441.176,58

Fonte: Do autor (2021).

Os orçamentos realizados foram em relação ao preço de fabricação das peças, transporte considerando a cidade de Lajeado-RS e montagem das mesmas, sem incluir projeto nem acompanhamento de obra.

Deste modo, baseado nos valores obtidos, pode-se concluir que, apesar da variação de preços orçados, por se tratar de uma estrutura maior, analisando os menores preços obtidos, que foram a Empresa B para o concreto armado pré-fabricado, com R\$ 200.400,00, e a empresa A, com R\$ 425.049,91 para o aço, a diferença foi de R\$ 224.649,91, cerca de 112,1% tomando como referência o valor do concreto.

Com relação ao preço médio obtido, observa-se que a variação foi baixa em relação aos menores preços, tornando o comparativo de preços dentro do esperado, gerando resultados positivos.

Assim, observa-se que o preço da estrutura em concreto pré-fabricado mostra-se inferior ao aço, como esperado, em função da alta variação do preço do aço nos últimos meses. Além disso, a estrutura em aço necessita mão de obra mais especializada, encarecendo ainda mais.

Apesar do aço ser uma estrutura mais leve, ágil e com facilidade de manuseio e içamento, pode-se dizer que a estrutura em concreto armado pré-fabricado torna-se mais viável devido ao seu baixo preço de comercialização.

Vale destacar também que, ao conversar com os responsáveis pelos orçamentos de cada empresa, os mesmos ressaltaram que, com o preço atual do aço, não se demonstra vantajoso um pavilhão em aço, o que acaba tornando pavilhões com estrutura mista muito comuns, com fundações, pilares e vigas em concreto armado pré-fabricado e vigas de cobertura e demais fechamentos em aço.

5 CONCLUSÃO

A partir do dimensionamento de dois pavilhões com ponte rolante univiga de capacidade de 15 toneladas, um em aço e o outro em concreto armado pré-fabricado, este trabalho atendeu ao objetivo geral proposto, o qual era realizar um comparativo entre os dois materiais, levando em consideração os pesos próprios, deslocamentos da estrutura e preço final.

Para o dimensionamento das estruturas em concreto armado pré-fabricado pode-se verificar uma taxa de aço significativa, além de uma seção maior que o esperado, principalmente para as vigas de cobertura, as quais estavam sujeitas às ações do vento e sobrecarga de cobertura, e ficaram com taxa de aço de 226,34 kg/m³ e seção 15x60 cm. Já para os pilares, assim como já esperado, em função das altas cargas pontuais e variáveis geradas a partir da ponte rolante com a carga içada, a taxa de aço obtida foi de 271,05 kg/m³ e seção de 30x60 cm, a qual se analisada, teve aumento no volume de concreto que a seção estabelecida no pré-dimensionamento, de modo a aumentar a taxa de aço consumida, consequentemente aumentando o valor da estrutura.

Já com o dimensionamento da estrutura em aço, adotou-se os perfis que melhor atenderam ao dimensionamento e que fossem o mais leve possível, de modo a tornar a estrutura o mais econômica. Observou-se que, para as vigas de cobertura, como não são muito exigidas no carregamento, pode-se obter perfil mais leve,

porém, considerando a utilização de terças a cada 2 metros e mão francesa a cada 2 metros, que servem como travamento para a estrutura. Já para os pilares, não utilizou-se travamentos para auxiliar o travamento da estrutura, refletindo em um perfil mais pesado e, conseqüentemente, mais caro.

Os deslocamentos verticais não foram condicionantes para o dimensionamento, mesmo com o elevado vão do pavilhão, de 22 metros, os deslocamentos calculados, de 1,85 cm para a viga em concreto armado e 0,36 cm para o aço, ficaram dentro dos limites estabelecidos por norma. Por outro lado, para o deslocamento horizontal da estrutura, obteve-se deslocamento de 1,15 cm para o pilar em aço e 2,08 cm para o concreto armado pré-fabricado, este último muito próximo do limite. Isso ocorreu, principalmente, em função da altura elevada dos pilares, 9 metros, juntamente com a seção do pilar, de 30x60 cm, a qual poderia ser aumentada caso o deslocamento fosse além do limite, que não foi o caso do resultado obtido.

Como esperado, os pesos próprios mostraram-se muito diferentes para cada material, em função da alta resistência do aço, o peso próprio dos elementos estruturais é, consideravelmente, menor quando comparado ao concreto armado, que por sua vez, apresentou uma diferença de 286,01%, correspondendo a, aproximadamente, 68,1 toneladas. A partir dessa diferença, pode-se estabelecer um critério positivo para escolha do material, pois o material mais leve apresentará mais facilidade no içamento, manuseio e montagem da estrutura, propiciando maior agilidade e rapidez para a entrega da obra.

Através do comparativo dos preços, foi possível concluir que, apesar do aço mostrar-se mais viável levando em conta seu peso, sua estrutura torna economicamente inviável seu uso. De modo que o concreto pré-fabricado demonstra-se comumente utilizado e economicamente mais vantajoso. Cabe ao engenheiro, juntamente com seu cliente, decidir o que será melhor para a obra.

Assim, pode-se considerar que o objetivo foi atingido ao avaliar qual material é mais viável para a estrutura de um pavilhão, pois ao analisar a estrutura pode-se notar que ambos os materiais atenderam aos carregamentos exigidos e foram dimensionados de acordo com as normas vigentes. Cabe ao engenheiro analisar e apresentar as duas opções para seus clientes, pois como visto anteriormente, a estrutura mais leve tem um preço mais elevado, enquanto a estrutura mais robusta, de concreto armado pré-fabricado, possui preços mais viáveis economicamente, mesmo que possam gerar fundações maiores.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 8800**: Projeto de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2013.

ABCIC - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA DE CONCRETO. **Galpões crescem na esteira do e-commerce**. 2021. Disponível em: <https://www.abcic.org.br/Noticia/Exibir/galpoes-crescem-na-esteira-do-e-commerce>. Acesso em: 08 set. 2021.

ACKER, Arnold Van. **Manual de sistemas pré-fabricados de concreto**. Tradução de Marcelo de Araújo Ferreira. São Paulo, ABCIC, 2003. Disponível em: <https://pt.slideshare.net/barbarasalgado1232/manual-pr-fabricados-de-concreto>. Acesso em: 25 out. 2021.

ALLEN, E.; IANO, J. **Fundamentos da engenharia de edificações** – Materiais e métodos. 5ª edição. Porto Alegre: Bookman, 2013.

ARAÚJO, J. M. D. **Curso de concreto armado**. 3ª edição. Rio Grande: Dunas, 2010.

BELLEI, Ildony Hélio; BELLEI, Humberto N.. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. 2011. 107 p. 4ª edição. Rio de Janeiro.

BELLEI, I. H. **Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo**. 2010. 483 p. 2 ed. São Paulo.

BONFÁ, José Luiz Zanin. **Análise das vigas de rolamento para pontes rolantes**. 1980. 170 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CBCA. INSTITUTO AÇO BRASIL. **Galpões para usos gerais**. 2004, 74 p. 3 ed. Rio de Janeiro: IABr/CBCA. Disponível em: http://engmarcoantonio.com.br/cariboost_files/Galp_C3_B5es_20para_20Usos_20Gerais_CD.pdf. Acesso em: 28 abr. 2021.

Concredol. **Estruturas Pré-Moldadas**. Santa Catarina, 2013. Disponível em: <http://www.concredol.com.br/site/index.php>. Acesso em: 03 mai. 2021.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2017. 453 p. 2 ed. ABCIC. São Paulo, São Carlos. Disponível em: <http://ofitexto.arquivos.s3.amazonaws.com/Concreto-pre-moldado-fundamentos-e-aplicacoes-DEG.pdf>. Acesso em: 14 mai. 2021.

FAKURY, Ricardo H., SILVA, Ana Lydia R. Castro, CALDAS, Rodrigo B.. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. 1 ed. São Paulo, 2016.

FISHER, J. M.. **Industrial Buildings – Roofs to Anchor Rods**. 2005. 2 ed. AISC, Inc. Steel Design Guide 7.

Full Estruturas. **Pontes Rolantes**. Bahia, 2017. Disponível em: <http://fullestruturas.com.br/>. Acesso em: 08 mai. 2021.

GERDAU S.A. **Perfis estruturais Gerdau: tabela de bitolas**. 2017. São Paulo. Disponível em: <https://www2.gerdau.com.br/catalogos-e-manuais>. Acesso em: 30 mai. 2021.

GH Cranes & Components. **Ponte Rolante**. São Paulo, 2019. Disponível em: <https://brasil.ghcranes.com/produtos/ponte-rolante/>. Acesso em: 05 mai. 2021.

KONRATH, Willian. **Comparação entre viga de rolamento em aço e concreto armado pré-fabricado**. 2020. 85 p. Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil. Centro Universitário Univates, Lajeado, RS.

LENZ, André Luiz. **Tecnologia para Automação de Pontes Rolantes**. São Paulo: SENAI, 2012.

LUCA, Adriana de. Com alta no preço, aço nacional já está mais caro que importado. **CNN Brasil Business**. São Paulo, RS, jun. 2021. Disponível em: <https://www.cnnbrasil.com.br/business/com-alta-no-preco-aco-nacional-ja-esta-mais-caro-que-importado/>. Acesso em: 28 out. 2021.

MACCRIMMON, R.A.. **Guide for the Design of Crane-Supporting Steel Structures**. Toronto, *Quadratone Graphics Ltd.*. 2005. 1 ed., CISC.

MACHADO, Camila da Silveira. **Vigas de rolamento com perfis estruturais Gerdau**. Catálogos e manuais: Gerdau, 2017. Disponível em: <https://www2.gerdau.com.br/downloadable-resource/vigas-de-rolamento-com-perfis-estruturais-gerdau>. Acesso em: 08 mai. 2021.

PASSOS, Lucas da Costa. **Pontes Rolantes, Guindastes Giratórios e Acessórios de Movimentação de Cargas: Técnicas de Instalação, operação, manutenção, testes e inspeção**. 2011. 129 p.

PFEIL, W., PFEIL M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PIEREZAN, Jerônimo. **Análise estrutural e dimensionamento de galpão em concreto pré-moldado visando obtenção de memorial de cálculo**. 2013. 153 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Pampa, Alegrete, RS. Disponível em: <https://dspace.unipampa.edu.br/bitstream/riu/1634/1/An%C3%A1lise%20estrutural%20e%20dimensionamento%20de%20galp%C3%A3o%20em%20concreto%20pr%C3%A9-moldado%20visando%20obten%C3%A7%C3%A3o%20de%20memorial%20de%20c%C3%A1lculo.pdf>. Acesso em: 07 set. 2021.

PINHO, F.O. **Galpões em pórtico de aço**. Rio de Janeiro. Gerdau, 2012. 3 p. Disponível em: http://www.engmarcoantonio.com.br/cariboost_files/Galpoes_porticos_aco.pdf. Acesso em: 05 mai. 2021.

PINHO, F.O. **Quando construir em aço?** Rio de Janeiro. Gerdau, 2012. 5 p. Disponível em: <http://www.skylightestruturas.com.br/downloads/artigo-quando-construir-em-aco.pdf>. Acesso em: 05 mai. 2021.

PITTA, J. A. A. **Ações devidas ao vento em edificações**. São Carlos: EdUFSCar, 2015.

PRAVIA, Z. M. C.; D, G. A.; MESACASA, Júnior E. **Galpões para usos gerais**. 4 ed. Rio de Janeiro: CBCA, 2010.

QUEIROS, L. O. A. **Análise estrutural de galpões pré-moldados de concreto considerando a influência da rigidez na ligação viga-pilar**. 2007, 119 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Alagoas, Maceió, AL. Disponível em: <http://livros01.livrosgratis.com.br/cp042931.pdf>. Acesso em: 12 mai. 2021.

RODRIGUES, Camila. **Sistematização do cálculo e verificação de sistemas estruturais de galpões pré-fabricados de concreto**. 2012. 197 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/bitstream/handle/ufscar/4676/4584.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 10 mai. 2021.

RUDENKO, N. **Máquinas de elevação e transporte**. Tradução de João Plaza. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, Editora S.A. 1976.

SANTOS, A. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. 2010. 190 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. Disponível em: http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2010ME_AndreiltondePaulaSantos.pdf. Acesso em: 11 mai. 2021.

SENA, Larissa Veras Torquato. **Contribuições ao dimensionamento de vigas de rolamento em aço com contenção lateral entre os apoios**. 2017. 228 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN. Disponível em: <https://repositorio.ufrn.br/jspui/handle/123456789/24999>. Acesso em: 08 mai. 2021.

SOARES A. M. M.; EL DEBS, M. K; FERREIRA, M. A. **Estudo teórico-experimental da ligação viga-pilar de galpões pré-moldados de concreto**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44, Anais. p.1-12.

ANEXO A - Catálogo Gerdau

CARGA ADMISSÍVEL ESTRUTURAL														1,0 mm desc. no perímetro	Retângulo envolvente	Esbeltez local de acordo com a NBR 8800:2008			* CARGA ADMISSÍVEL ESTRUTURAL (Q . A's . f _y)/1,65		
BITOLA DESIGNAÇÃO mm x kg/m	Massa linear kg/m	d mm	b ₁ mm	Espessura		h mm	d' mm	Área Bruta A _s cm²	Perímetro U cm	Área reduzida A _s cm²	Área plana A cm²	Mesa b ₁ /2t ₁ λ ₁	Alma d'/t _w λ _{wo}	Coef. red. Q ≤ 1,00	f _y (Mpa) 345 kN	f _y (tf/cm²) 3,5 tf	BITOLA DESIGNAÇÃO mm x kg/m				
				t _w mm	t _f mm																
PERFIS H	W 150 x 22,5 (1)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0	88	20,1	231	11,52	20,48	1,000	421	43	W 150 x 22,5			
	W 150 x 29,8	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	90	29,5	240	8,23	17,94	1,000	617	63	W 150 x 29,8			
	W 150 x 37,1	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	91	38,8	249	6,64	14,67	1,000	811	83	W 150 x 37,1			
	W 200 x 35,9	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	103	35,4	332	8,09	25,90	1,000	740	75	W 200 x 35,9			
	W 200 x 41,7	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	104	43,1	340	7,03	21,86	1,000	901	92	W 200 x 41,7			
	W 200 x 46,1	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	119	46,7	412	9,23	22,36	1,000	976	100	W 200 x 46,1			
	W 200 x 52,0	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	119	55,0	420	8,10	19,85	1,000	1150	117	W 200 x 52,0			
	HP 200 x 53,0	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	120	56,2	422	9,16	14,28	1,000	1175	120	HP 200 x 53,0			
	W 200 x 59,0	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	120	64,0	431	7,22	17,32	1,000	1338	136	W 200 x 59,0			
	W 200 x 71,0	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	122	78,8	445	5,92	15,80	1,000	1649	168	W 200 x 71,0			
	W 200 x 86,0	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9	123	98,5	464	5,07	12,06	1,000	2060	210	W 200 x 86,0			
	HP 250 x 62,0 (1)	62,0	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	147	64,9	630	11,96	19,10	1,000	1356	138	HP 250 x 62,0			
	W 250 x 73,0	73,0	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	148	77,8	643	8,94	23,33	1,000	1628	166	W 250 x 73,0			
	W 250 x 80,0	80,0	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	149	87,0	653	8,17	21,36	1,000	1819	185	W 250 x 80,0			
	HP 250 x 85,0 (1)	85,0	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	150	93,6	660	9,03	13,97	1,000	1956	199	HP 250 x 85,0			
	W 250 x 89,0	89,0	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9	150	98,9	666	7,40	18,82	1,000	2068	211	W 250 x 89,0			
	W 250 x 101,0	101,0	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	151	113,6	678	6,56	16,87	1,000	2376	242	W 250 x 101,0			
	W 250 x 115,0	115,0	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1	153	130,8	697	5,86	14,87	1,000	2735	279	W 250 x 115,0			
	HP 310 x 79,0 (1)	79,0	299	306	11,0	11,0	277	245	100,0	177	82,3	915	13,91	22,27	0,988	1699	173	HP 310 x 79,0			
	HP 310 x 93,0 (1)	93,0	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	178	101,3	933	11,76	16,69	1,000	2118	216	HP 310 x 93,0			
	W 310 x 97,0 (1)	97,0	308	305	9,5	15,4	277	245	123,6	179	105,7	939	9,90	24,77	1,000	2210	225	W 310 x 97,0			
	W 310 x 107,0 (1)	107,0	311	306	10,9	17,0	277	245	136,4	180	118,5	952	9,00	22,48	1,000	2477	253	W 310 x 107,0			
	HP 310 x 110,0 (1)	110,0	308	310	15,4	15,5	277	245	141,0	180	123,0	955	10,00	15,91	1,000	2571	262	HP 310 x 110,0			
	W 310 x 117,0 (1)	117,0	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	180	131,9	964	8,21	20,55	1,000	2758	281	W 310 x 117,0			
HP 310 x 125,0 (1)	125,0	312	312	17,4	17,4	277	245	158,0	181	140,9	973	8,97	14,09	1,000	2846	300	HP 310 x 125,0				
W 360 x 91,0	91,0	353	254	9,5	16,4	320	288	115,9	188	99,2	897	7,74	30,34	1,000	2074	211	W 360 x 91,0				
W 360 x 101,0	101,0	357	255	10,5	18,3	320	288	129,5	188	112,6	910	6,97	27,28	1,000	2355	240	W 360 x 101,0				
W 360 x 110,0	110,0	360	256	11,4	19,9	320	288	140,6	189	123,7	922	6,43	25,28	1,000	2585	264	W 360 x 110,0				
W 360 x 122,0	122,0	363	257	13,0	21,7	320	288	155,3	170	138,3	933	5,92	22,12	1,000	2891	295	W 360 x 122,0				
PERFIS I	W 150 x 13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	67	9,9	148	10,20	27,49	1,000	207	21	W 150 x 13,0			
	W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	69	16,5	156	7,18	20,48	1,000	346	35	W 150 x 18,0			
	W 150 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	69	24,5	163	4,95	17,48	1,000	512	52	W 150 x 24,0			
	W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	77	11,7	200	9,82	39,44	0,973	237	24	W 200 x 15,0			
	W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	79	17,3	207	7,85	29,31	1,000	361	37	W 200 x 19,3			
	W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	79	21,1	210	6,38	27,42	1,000	440	45	W 200 x 22,5			
	W 200 x 26,6 (2)	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	92	25,1	275	7,92	29,34	1,000	524	53	W 200 x 26,6			
	W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	93	31,1	281	6,57	26,50	1,000	650	66	W 200 x 31,3			
	W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	88	14,3	254	9,53	45,92	0,921	276	28	W 250 x 17,9			
	W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	89	20,0	259	7,39	37,97	0,980	410	42	W 250 x 22,3			
	W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	89	23,7	262	6,07	36,10	0,996	494	50	W 250 x 25,3			
	W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6	90	27,6	265	5,10	34,38	1,000	578	59	W 250 x 28,4			
	W 250 x 32,7 (1) (2)	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	107	31,4	377	8,02	36,03	0,997	654	67	W 250 x 32,7			
	W 250 x 38,5 (2)	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	108	38,8	385	6,56	33,27	1,000	811	83	W 250 x 38,5			
	W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6	109	46,7	394	5,69	28,95	1,000	976	99	W 250 x 44,8			
	W 310 x 21,0	21,0	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	98	17,4	306	8,86	53,25	0,885	315	32	W 310 x 21,0			
	W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	99	20,9	308	7,54	48,50	0,897	391	40	W 310 x 23,8			
	W 310 x 28,3	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271	36,5	100	26,5	315	5,73	45,20	0,928	514	52	W 310 x 28,3			
	W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	100	32,1	319	4,72	41,12	0,958	642	66	W 310 x 32,7			
	W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7	125	37,2	512	8,51	46,66	0,942	733	75	W 310 x 38,7			
	W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	126	44,6	520	7,41	41,00	0,970	905	92	W 310 x 44,5			
	W 310 x 52,0	52,0	317	167	7,6	13,2	291	271	67,0	127	54,3	529	6,33	35,61	1,000	1136	116	W 310 x 52,0			
	W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	117	30,3	443	7,47	53,10	0,888	563	57	W 360 x 32,9			
	W 360 x 39,0	39,0	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	118	38,3	452	5,98	47,32	0,923	740	75	W 360 x 39,0			
	W 360 x 44,6	44,6	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	135	44,2	602	8,72	44,70	0,943	870	89	W 360 x 44,6			
	W 360 x 51,0	51,0	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	136	51,2	607	7,37	42,75	0,957	1025	104	W 360 x 51,0			
	W 360 x 58,0	58,0	358	172	7,9	13,1	332	308	72,5	137	58,8	616	6,56	38,96	0,979	1204	123	W 360 x 58,0			
	W 360 x 64,6	64,6	347	203	7,7	13,5	320	288	81,6	146	67,0	704	7,92	37,40	0,981	1388	142	W 360 x 64,6			
	W 360 x 72,0	72,0	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3	147	75,6	714	6,75	33,47	1,000	1602	163	W 360 x 72,0			
	W 360 x 79,0	79,0	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2	148	86,4	726	6,10	30,68	1,000						



UNIVATES

R. Avelino Talini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil
CEP 95914.014 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000
www.univates.br | 0800 7 07 08 09