



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA**

JOÃO PAULO BRANDÃO SILVA

**VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA DE SUPORTE DE UM VASO DE
PRESSÃO SUBMETIDO A UM TESTE HIDROSTÁTICO:
ESTUDO DE CASO**

Salvador
2022

JOÃO PAULO BRANDÃO SILVA

**VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA DE SUPORTE DE UM VASO DE
PRESSÃO SUBMETIDO A UM TESTE HIDROSTÁTICO
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito para a obtenção do grau de
bacharel em Engenharia Mecânica pela
Universidade Federal da Bahia.
Orientador: Prof. Dr. Luiz Henrique de Almeida
Neiva

Salvador
2022

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pelas oportunidades e bênçãos na minha vida.

Aos meus pais, pelo apoio ao longo dos árduos anos de graduação. A eles dedico as minhas conquistas.

Ao meu orientador, professor Luiz Henrique, pela atenção e suporte no desenvolvimento deste trabalho.

A CEC Engenharia, pelo fornecimento dos dados nos quais este trabalho se fundamenta, e pelos conhecimentos e práticas de engenharia adquiridos durante o estágio. Em especial, a Jader Costa, Jardel Carvalho, Lucas Correia, Máriam Midlej e Yago Santos pela ajuda, conselhos, dicas e orientações.

A Andresa Gomes, pelo incentivo e apoio, mesmo estando distante.

Aos professores do curso de Engenharia Mecânica da Universidade Federal da Bahia, pelos conhecimentos transmitidos.

Por fim, aos meus colegas da faculdade, do estágio e todos que, de alguma forma, me apoiaram ao fim deste ciclo.

RESUMO

As estruturas metálicas têm grande aplicação industrial e civil no Brasil. No polo petroquímico de Camaçari (Bahia), em especial, há muitos projetos e demandas relacionados a esse tipo de estrutura. O objetivo deste trabalho foi apresentar uma metodologia simplificada para um estudo de caso de análise estrutural, pelo qual foi realizada a verificação da estrutura metálica de suporte de um vaso de pressão submetido a um teste hidrostático. A estrutura foi implementada no software *Autodesk Simulation 2012*, através de um modelo reticulado, para simulação em elementos finitos por elementos estruturais de barra, visando obtenção dos esforços internos da estrutura gerados por cargas majoradas. Essas solicitações internas foram comparadas aos valores dos esforços resistentes calculados segundo a norma ABNT NBR 8800. Todas as vigas da estrutura falharam nos critérios envolvendo flexão, e foram redimensionadas através de várias iterações com perfis de catálogo, considerando os critérios adicionais de menor peso e seções compactas. O estudo de caso foi realizado dentro das premissas impostas e alcançou seu objetivo, podendo ser melhorado através da inserção de novos dados como ação do vento, ligações semirrígidas e estados-limites de serviço. O trabalho como um todo também mostrou que é possível realizar uma análise estrutural satisfatória dentro de conceitos básicos, assumindo as hipóteses simplificadoras cabíveis.

Palavras-chave: Estruturas metálicas. Elementos finitos. Análise.

ABSTRACT

The metallic structures have great industrial and civil application in Brazil. In the petrochemical complex of Camaçari (Bahia), in particular, there are many projects and demands related to this type of structure. The objective of this work was to present a simplified methodology for a structural analysis case study, through which the verification of the metallic structure supporting a pressure vessel submitted to a hydrostatic test was performed. The structure was implemented in Autodesk Simulation 2012 software, through a reticulated model, for simulation in finite elements by bar structural elements, aiming to obtain the internal efforts of the structure generated by increased loads. These internal loads were compared to the values of the resisting efforts calculated according to the ABNT NBR 8800 standard. All beams of the structure failed the criteria involving bending, and were resized through several iterations with catalog profiles, considering the additional criteria of lighter weight and compact sections. The case study was carried out within the imposed assumptions and achieved its objective, and can be improved through the insertion of new data such as wind action, semi-rigid connections and serviceability limit states. The work as a whole also showed that it is possible to perform a satisfactory structural analysis within basic concepts, assuming the appropriate simplifying assumptions.

Keywords: Steel structures. Finite elements. Analysis.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Justificativa	15
1.2 Objetivos	15
1.2.1 Objetivos específicos.....	15
1.3 Metodologia	16
2 METODOLOGIA DE ANÁLISE DA ESTRUTURA	17
2.1 Disposição e geometria da estrutura	18
2.2 Materiais utilizados na estrutura	23
2.3 Solicitações atuantes na estrutura	24
2.4 Método dos elementos finitos.....	24
2.5 Dimensionamentos de elementos estruturais em aço	26
2.5.1 Segurança e estados-limite	26
2.5.2 Combinações de ações	27
2.5.3 Ponderação de resistências	28
2.5.4 Força axial de tração em barras prismáticas	29
2.5.5 Força axial de compressão em barras prismáticas	30
2.5.6 Força cortante em barras prismáticas	35
2.5.7 Momento fletor em barras prismáticas	36
2.5.8 Momento fletor, força axial e força cortante em barras prismáticas	41
2.5.9 Forças transversais localizadas	41
3 VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA	42
3.1 Dados da estrutura existente.....	42
3.2 Análise de elementos finitos.....	44
3.3 Verificações dos perfis	47
3.3.1 Teste para tração	47
3.3.2 Teste para compressão.....	48

3.3.3 Teste para força cortante	51
3.3.4 Teste para momento fletor	52
3.3.5 Teste para esforço combinado	56
3.4 Redimensionamento das vigas	56
4 CONCLUSÕES	59
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61
ANEXO A – CATÁLOGO DE PERFIS W - GERDAU	63

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	– Pipe Rack – COMPERJ - Petrobras	11
Figura 2	– Prédio de caldeiras – COSAN - Petrobras	12
Figura 3	– Estrutura metálica adjacente a vasos de pressão	14
Figura 4	– Vaso separador de baixa pressão e estrutura de suporte	14
Figura 5	– Níveis de abstração na análise estrutural	17
Figura 6	– Estrutura de suportação do vaso	18
Figura 7	– Vista frontal do vaso	19
Figura 8	– Vista superior do vaso	19
Figura 9	– Ligação de apoio do vaso � estrutura	20
Figura 10	– Vista superior da estrutura	20
Figura 11	– Ligação com dupla cantoneira de alma	21
Figura 12	– Ligação de pino interno (rotulada)	21
Figura 13	– Detalhe da base da estrutura	22
Figura 14	– Ligação de engaste (rígida)	22
Figura 15	– Modelo unifilar para a estrutura	22
Figura 16	– Perfil tipo W	23
Figura 17	– Perfil tipo L	23
Figura 18	– Simulação de estrutura por elementos de viga	25
Figura 19	– Flambagem global e local de uma coluna comprimida	31
Figura 20	– Modos de flambagem	34
Figura 21	– Flambagem local e lateral de uma viga fletida	36
Figura 22	– Flambagem local da mesa de uma viga sob flexão	37
Figura 23	– Esquemas de conteç�o lateral para vigas	37
Figura 24	– Flambagem local das vigas de acordo com o tipo da seção	38
Figura 25	– Momento unifilar para elementos estruturais de barra	44
Figura 26	– Deformação na estrutura (escala ampliada)	45
Figura 27	– Momento fletor na estrutura (eixo de maior inércia)	45
Figura 28	– Força cisalhante na estrutura (eixo de maior inércia)	46
Figura 29	– Esforço axial interno na estrutura	46

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	– Valores dos coeficientes de ponderação das ações	27
Tabela 2	– Coeficientes de ponderação das resistências	29
Tabela 3	– Valores de $(b/t)_{lim}$	32
Tabela 4	– Coeficiente de flambagem por flexão de membros isolados ...	34
Tabela 5	– Parâmetros referentes ao momento fletor resistente no eixo de maior inércia	39
Tabela 6	– Dados dos perfis	42
Tabela 7	– Dimensões dos perfis W utilizados	43
Tabela 8	– Propriedades geométricas dos perfis W utilizados	43
Tabela 9	– Dimensões e propriedades geométricas do perfil L utilizado	43
Tabela 10	– Resumo dos esforços solicitantes na estrutura	47
Tabela 11	– Verificação de tração das vigas externas maiores	47
Tabela 12	– Verificação do índice de esbeltez das vigas externas maiores ...	48
Tabela 13	– Verificação de compressão das colunas	48
Tabela 14	– Verificação do índice de esbeltez das colunas	49
Tabela 15	– Verificação de compressão dos contraventamentos diagonais ..	50
Tabela 16	– Verificação do índice de esbeltez dos contraventamentos diagonais	50
Tabela 17	– Verificação de força cortante das vigas de apoio	51
Tabela 18	– Verificação de força cortante das vigas externas maiores	51
Tabela 19	– Verificação de força cortante das vigas externas menores	52
Tabela 20	– Verificação de momento fletor das vigas de apoio	52
Tabela 21	– Verificação de momento fletor das vigas externas maiores	54
Tabela 22	– Verificação de momento fletor das vigas externas menores	55
Tabela 23	– Novos perfis dos membros redimensionados	56
Tabela 24	– Resumo da verificação de redimensionamento	57

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM *American Society for Testing and Materials*

FLA Flambagem local da alma

FLM Flambagem local da mesa

FLT Flambagem lateral com torção

kN Kilonewton

MPa Megapascal

MEF Método dos elementos finitos

NBR Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

b	Largura
b_f	Largura da mesa
d	Altura da seção transversal
f_u	Resistência à ruptura do aço à tração
f_y	Resistência ao escoamento do aço
h	Altura
k	Parâmetro geral
r	Raio de giração
t	Espessura
t_f	Espessura da mesa
t_w	Espessura da alma
A_g	Área bruta da seção transversal
C_b	Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme
C_t	Coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva
C_w	Constante de empenamento da seção transversal
E	Módulo de elasticidade do aço
F	Força; valor de ação
I	Momento de inércia
M	Momento fletor
N	Força axial
Q	Fator de redução total associado à flambagem local
R_d	Resistência de cálculo
S_d	Solicitação de cálculo
W	Módulo de resistência plástico
Z	Módulo de resistência plástico
β	Coeficiente em geral
γ	Coeficiente de ponderação da resistência / ação
λ	Índice / parâmetro de esbeltez
λ_0	Índice de esbeltez reduzido
λ_p	Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas
λ_r	Parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas
χ	Fator de redução associado à resistência à compressão

1 INTRODUÇÃO

Uma estrutura metálica pode ser utilizada em muitas situações e locais como, galpões, estádios, aeroportos, estacionamentos, supermercados e outras tantas construções civis. Na indústria, são utilizadas principalmente por conferirem mais qualidade ao empreendimento, já que o material é reciclável, reutilizável e de longa duração. A instalação e o desmonte geralmente são rápidos, exigindo assim menos custos com pessoas, máquinas e projeto (ABU-SABA, 1995).

O aço é o destaque para essas estruturas, devido a sua alta resistência mecânica e peso reduzido, diminuindo os gastos com as fundações (CHAVES, 2007). No Brasil, segundo dados da Associação Brasileira de Construção Metálica (2019), o percentual do aço destinado a construções e infraestrutura chegava a 34% em 2017.

Na Figura 1, observa-se um *pipe rack*, estrutura metálica típica com finalidade de suportar tubulações.

Figura 1 – Pipe Rack – COMPERJ - Petrobras



Fonte: FAM Construções Metálicas Pesadas¹

¹ Disponível em: <<https://www.famsteel.com.br/obra/pipe-racks-e-predios-industriais-comperj-petrobras/>>. Acesso em 10 set. 2022.

As estruturas são empreendimentos e alicerces que viabilizam uma finalidade, podendo ser feitas em materiais metálicos, concreto, madeira ou materiais não convencionais e também modernos (como fibras e plásticos), e devem resistir a forças da natureza como ventos e sismos, bem como qualquer carregamento de utilização imposto e previsto durante a sua vida útil (MARTHA, 2010).

Ainda segundo Martha (2010), a engenharia estrutural avançou muito no final do século XIX, com a Revolução Industrial, quando novos materiais passaram a ser utilizados nas construções, tais como concreto armado, ferro fundido e aço, em paralelo com a crescente formalização de teorias científicas sobre as estruturas.

A popularização e implementação dos computadores e os avanços na ciência dos materiais, no século XX, mudou drasticamente a capacidade dos engenheiros de projetar estruturas complexas, adicionando rapidez e precisão (LEET et al, 2009).

A Figura 2 mostra um prédio de caldeiras, uma estrutura de múltiplos andares.

Figura 2 – Prédio de caldeiras – COSAN - Petrobras



Fonte: FAM Construções Metálicas Pesadas²

² Disponível em <<https://www.famsteel.com.br/obra/predios-de-caldeiras-cosan/>>. Acesso em 10 set. 2022.

Um projeto estrutural é um empreendimento que emprega uma estrutura buscando atender a alguma demanda do mercado, satisfazendo condições específicas solicitadas como segurança, estética, economia e sustentabilidade.

Nas áreas industriais, uma demanda comum é a remoção ou movimentação de uma estrutura metálica quando são identificadas interferências físicas com outros equipamentos, suportes diversos, tubulações, estruturas e bases, durante a elaboração ou execução de um projeto. Surge daí a necessidade de elaborar outros projetos, auxiliares, para guiar tais operações, o que pode envolver disciplinas diversas (civil, mecânica, tubulação, processo, etc.). Como essas operações são muitas vezes executadas durante a parada da linha de produção, o cronograma deve ser otimizado, de forma a reduzir grandes perdas (ZANOTTI et al., 2018). A capacidade de gerenciar essas operações faz parte da boa prática de engenharia e manutenção. A necessidade de manter os processos e mecanismos utilizados em bom funcionamento é constante e primordial, trazendo resultados relevantes ao progresso da sociedade. Aliás, como diz Moro (2007), a manutenção sempre existiu, e remonta a épocas muito antigas na história humana, ainda que rudimentar e limitada.

Um caso muito importante é o de estruturas de suportaço para equipamentos estáticos. Vasos de pressão (recipientes estanques pressurizados), por exemplo, costumam ser feitos por encomenda, o que encarece seu custo de aquisição, logo atribuindo a necessidade de muito cuidado durante etapas relacionadas a fabricaço, instalaço, desmonte, limpeza, modificaço e teste. É frequente o envolvimento de várias equipes de disciplinas industriais diferentes para avaliar a sustentaço e remoço do vaso e a interferência com os arredores, bem como o impacto na parada do processo da planta. Essa multidisciplinaridade causa eventuais sobreposiçoes entre as competências dos profissionais das diferentes engenharias, promovendo a evoluço geral através da busca por novos conhecimentos, já que há uma ausência de limites rígidos na totalidade das atribuiçoes de cada especialidade (KAWANO; BATISTA; ZONTA, 2016).

Na Figura 3, é possível observar possíveis interferências do vaso com os arredores, de tal forma que não é possível realizar uma manutenço sem remover partes da estrutura ou agir de forma limitada ao equipamento.

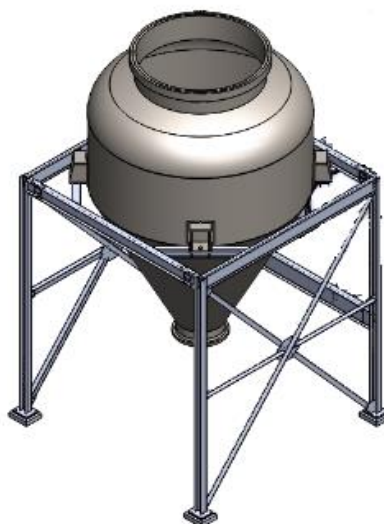
Figura 3 – Estrutura metálica adjacente a vasos de pressão



Fonte: FLYABILITY³

Dada a relevância do exemplo anterior, este trabalho surgiu a partir de uma estrutura existente dimensionada para suportar um vaso separador de baixa pressão da Braskem em Camaçari-BA, retirado de sua localização original para manutenção. Por meio de um estudo de caso, foi analisada a conformidade da estrutura (segundo critérios normativos) para uma nova condição de carregamento gerada por um possível teste hidrostático a ser realizado no vaso.

Figura 4 – Vaso separador de baixa pressão e estrutura de suporte



Fonte: CEC Engenharia

Um teste hidrostático é um tipo de teste executado com o intuito de testar a integridade de um vaso, isto é, sua estabilidade e estanqueidade, sendo exigido de

³ Disponível em: <<https://www.flyability.com/pressure-vessel>>. Acesso em 02 de novembro de 2022.

forma geral pelas normas para vasos de pressão. Segundo Telles (1996), o teste hidrostático é o teste preferencialmente utilizado, pois utiliza água para preencher o vaso, em detrimento do teste pneumático, que utiliza ar comprimido (o uso do ar é mais perigoso pela possível liberação súbita de energia potencial), exceto em casos em que o teste convencional com água for inviável.

Portanto, este estudo de caso contextualizou as estruturas metálicas numa situação onde a análise estrutural foi consequência de uma consideração hipotética de projeto de manutenção, servindo ao propósito geral de ilustrar a realidade prática da engenharia industrial.

1.1 Justificativa

As estruturas metálicas necessitam de atenção com relação à capacidade de suportar serviços previstos, sejam eles excepcionais ou não. Um teste hidrostático é uma situação real de projeto e está previsto no processo de aprovação de um vaso de pressão para sua utilização e da aferição de sua vida útil. A análise da estrutura frente ao novo carregamento entrega conclusões a respeito da aprovação por critérios normativos (exigidos em padrões legais de engenharia) e entrega informações que influenciam no seu aproveitamento futuro (modificação ou exclusão), afetando o custo financeiro de um empreendimento.

1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho é a verificação da estrutura existente de suporte de um vaso de pressão, de acordo com o novo carregamento gerado por um teste hidrostático, segundo os critérios normativos adotados e os conhecimentos de análise estrutural disponíveis na literatura, dentro das premissas adotadas.

1.2.1 Objetivos específicos

- Definição das hipóteses do comportamento da estrutura sob carga;
- Determinação das solicitações internas da estrutura utilizando o método de elementos finitos;

- Utilização de norma técnica como referência para verificação estrutural;
- Redimensionamento, conforme necessidade, de membros estruturais em não conformidade;

1.3 Metodologia

Uma metodologia visa delimitar os procedimentos necessários para realização de um trabalho, instituindo uma cadeia lógica que recebe dados de entrada e fornece dados de saída. Do ponto de vista científico, ela facilita a percepção e análise dos fenômenos.

O estudo de caso é um tipo de pesquisa experimental que consiste em coletar e analisar informações sobre determinada situação, a fim de estudar aspectos variados segundo o assunto da pesquisa, sendo de caráter qualitativo e/ou quantitativo, e tem como requisitos básicos a severidade, objetividade, originalidade e coerência (PRODANOV, FREITAS, 2013). Cronologicamente, como relata Gil (2002), as etapas para elaboração do estudo de caso são, resumidamente: a formulação do problema e a definição dos objetos de estudo, a elaboração do protocolo de etapas a serem seguidas, a coleta, avaliação e análise de dados, e a sumarização relatada do estudo.

Este trabalho dividiu-se em duas etapas. A primeira etapa consistiu da coleta de dados da estrutura existente, através da criação de um modelo no software *Autodesk Simulation 2012* para aplicação de elementos finitos, visando obter os esforços internos gerados pelas condições de carga aplicada. A segunda etapa consistiu da verificação da estrutura através dos valores máximos obtidos para os esforços em cada membro, segundo os critérios da NBR 8800, e redimensionando das partes não aprovadas.

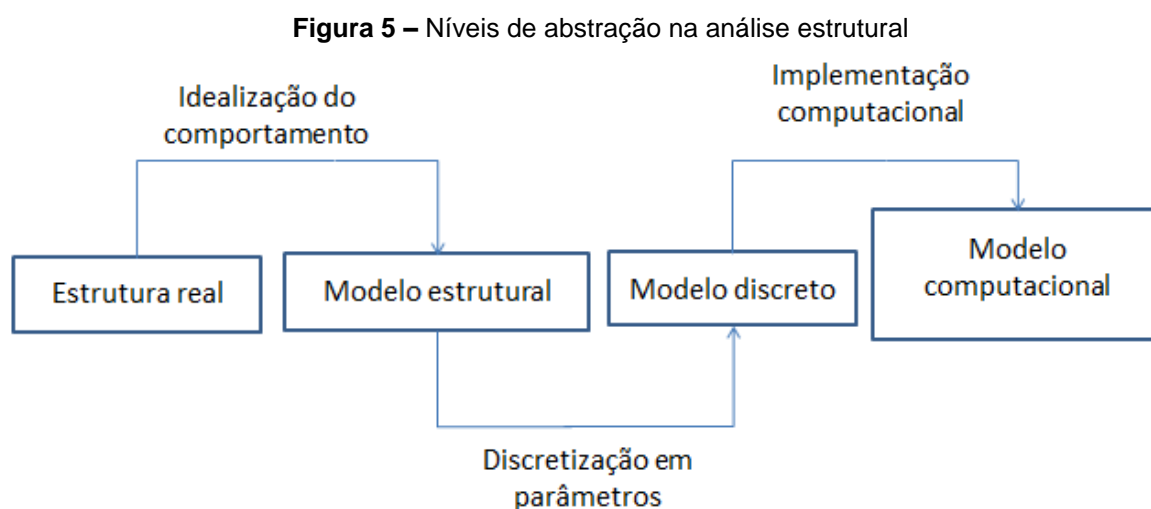
No capítulo 2 é apresentada a metodologia de verificação da estrutura metálica (um breve resumo sobre análise estrutural e os critérios normativos adotados). No capítulo 3 são apresentados os cálculos e resultados da verificação. Ao final, ocorre uma discussão sobre os resultados deste estudo de caso.

2 METODOLOGIA DE ANÁLISE DA ESTRUTURA

A estrutura real, isto é, o entendimento da realidade física da estrutura existente (ou ainda a conceber) é o primeiro passo da análise estrutural.

A partir desse entendimento, pode-se fazer uma idealização através de um modelo estrutural (ou matemático) que leva em conta as teorias e hipóteses vigentes no universo restrito de cada caso (equilíbrio entre forças e tensões, relações entre deslocamentos e deformações e características dos materiais constitutivos). Esse modelo varia em complexidade, conforme a situação. As hipóteses que sustentam a idealização do modelo inferem sobre a geometria deste, as condições de suporte (ligações com o meio), comportamento do material e as solicitações atuantes.

O fluxograma na Figura 5 representa os quatro níveis de abstração para análise de uma estrutura.



Fonte: MARTHA (2010). Adaptado.

O modelo discretizado substitui o caráter analítico pelo comportamento discreto, no qual soluções analíticas contínuas são representadas pelos valores discretos dos parâmetros adotados (que dependem do método utilizado). Quando a estrutura é contínua, isto é, não pode ser representada por barras, utiliza-se comumente o método dos elementos finitos, que divide a estrutura em subdomínios (elementos finitos) de formas simples, gerando uma malha, cujos parâmetros são os deslocamentos nos nós (vértices) das malhas.

A partir da metade do século XX, o computador permitiu uma ampla utilização de modelos computacionais para soluções de projetos de engenharia estrutural, sendo que, atualmente, conhecendo os carregamentos aplicados e as dimensões do protótipo, é possível realizar uma simulação e entregar variáveis sensíveis para interpretação. A computação gráfica permite hoje uma visualização didática e prática de uma estrutura em análise (MARTHA, 2010).

Na análise feita neste trabalho, serão comparados os valores de solicitações reais e os valores limites calculados por critérios normativos.

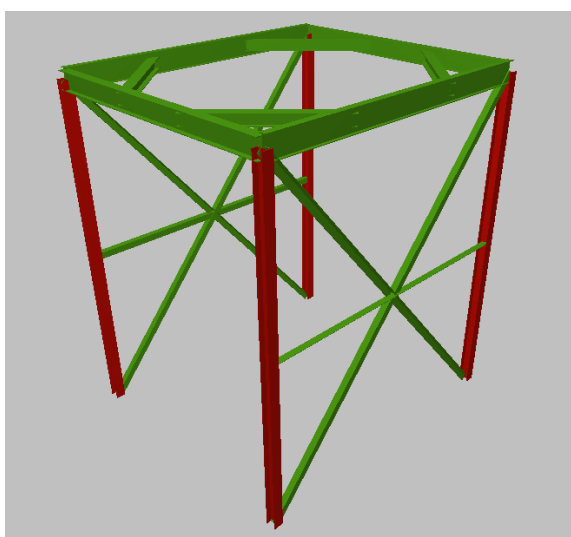
2.1 Disposição e geometria da estrutura

Para elaborar o modelo estrutural para análise, é necessário primeiro observar a estrutura real em si, ou seja, observar as características que são relevantes e identificar a estrutura com relação às possíveis abordagens, o que influencia diretamente no modelo gerado.

Uma peça ou elemento estrutural é todo sólido capaz de receber e transmitir forças, enquanto uma estrutura pode ser vista como um conjunto de peças individuais convenientemente associadas (SANTOS,1959). Dito isso, é importante esboçar a estrutura de forma a delinear seus componentes.

A Figura 6 mostra a estrutura isolada, com base na Figura 4, sem o vaso, para facilitar a visualização.

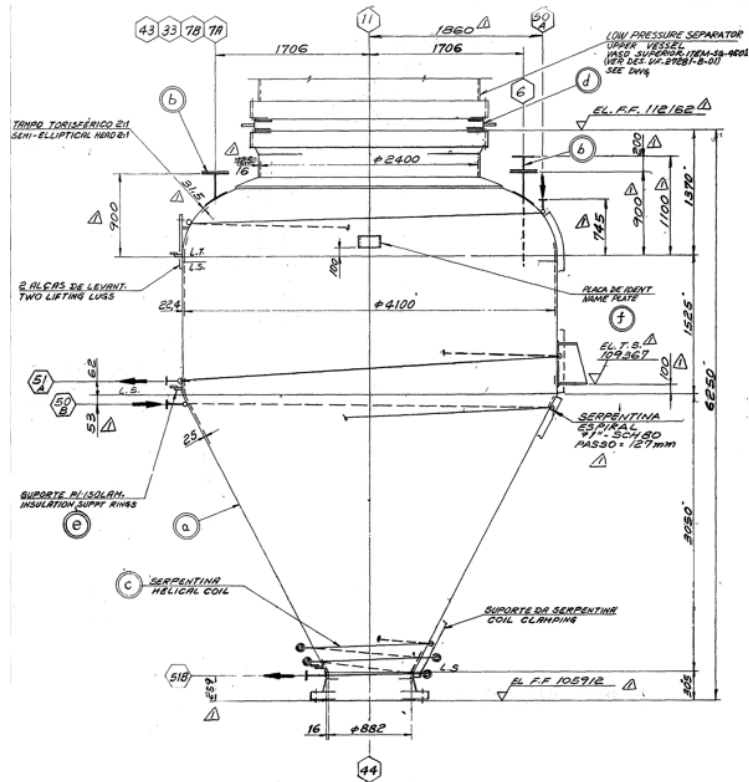
Figura 6 – Estrutura de suportes do vaso



Fonte: CEC Engenharia

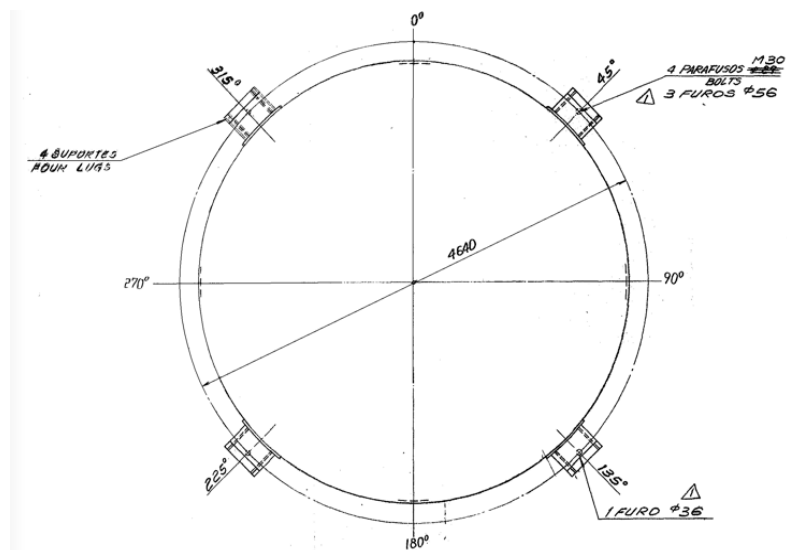
No desenho de montagem geral do vaso, feito pelo fabricante, encontram-se duas vistas do vaso, representadas pelas Figuras 7 e 8.

Figura 7 – Vista frontal do vaso



Fonte: CEC Engenharia

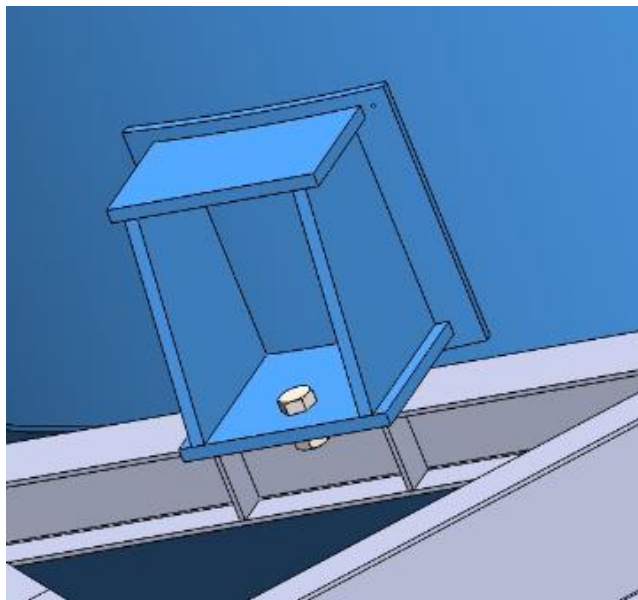
Figura 8 – Vista superior do vaso



Fonte: CEC Engenharia.

Na Figura 9, observa-se o tipo de suporte que prende o vaso à estrutura.

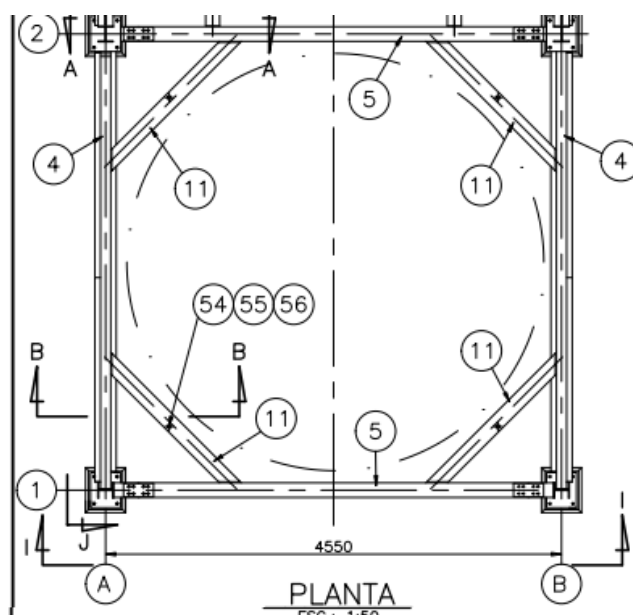
Figura 9 – Ligação de apoio do vaso à estrutura



Fonte: CEC Engenharia

Utilizando o esquema da Figura 9, além da simetria da estrutura, percebe-se que os quatro suportes são presos em vigas de apoio que, pode-se assumir, dividem o peso do vaso como cargas pontuais iguais sobre o centro das vigas de apoio sem gerar rotação nas mesmas:

Figura 10 – Vista superior da estrutura

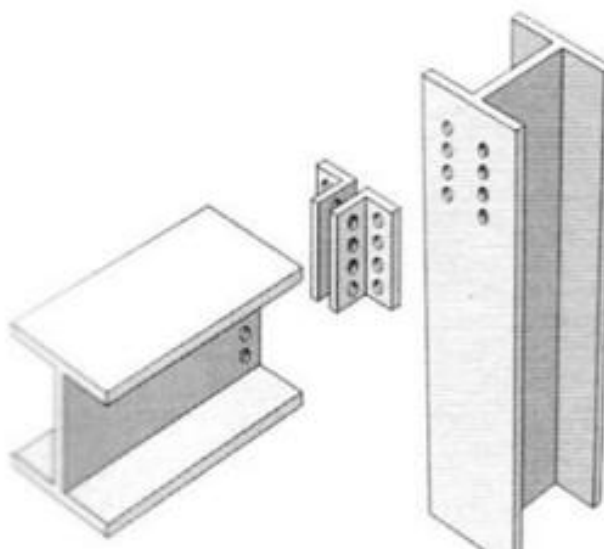


Fonte: CEC Engenharia

Para assumir um padrão de referência aos membros da estrutura, as vigas que não recebem diretamente a carga do peso do vaso serão chamadas de “vigas externas”, sendo “vigas externas maiores” o par de vigas que está no mesmo plano das faces contraventadas da estrutura e “vigas externas menores” para aquelas nos planos das faces não-contraventadas (a denominação de maior e menor deve-se a diferença de comprimento entre os pares de viga).

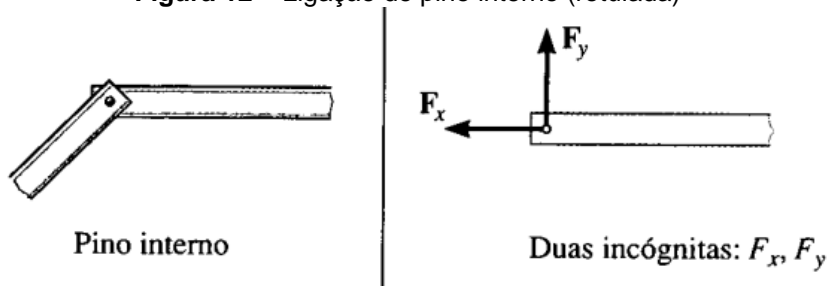
O padrão típico de ligação interna assumida para a estrutura existente é predominantemente similar ao modelo da Figura 11 (cantoneira-dupla de alma). Desta forma, com o objetivo de simplificar este trabalho, assumiu-se que todas as vinculações internas são ligações flexíveis (rotuladas), como na Figura 12:

Figura 11 – Ligação com dupla cantoneira de alma



Fonte: DEMEC, UFPR⁴

Figura 12 – Ligação de pino interno (rotulada)



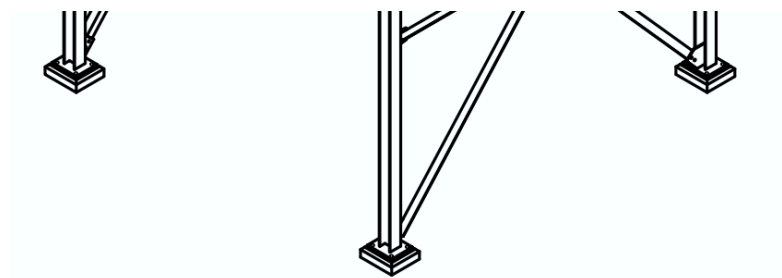
Fonte: HIBBELER (2004)

⁴ Disponível em:

<http://ftp.demec.ufpr.br/disciplinas/EngMec_NOTURNO/TM370/EstruturasMet%C3%A1licas_Liga%C3%A7%C3%B5esApoios.pdf>. Acesso em 17 de novembro de 2022.

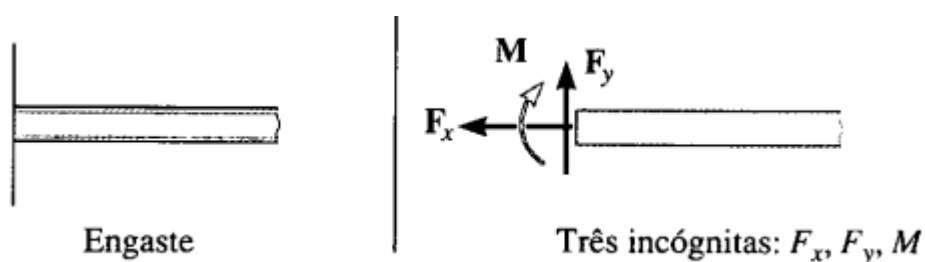
Já para a vinculação externa, na Figura 13 é possível constatar que a estrutura foi projetada com apoios do tipo engaste com o solo, isto é, não permitem rotação nem translação no espaço, como na Figura 14.

Figura 13 – Detalhe da base da estrutura



Fonte: CEC Engenharia

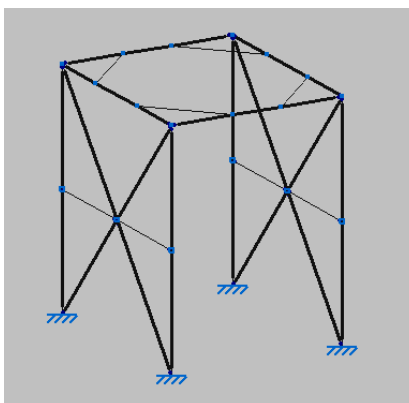
Figura 14 – Ligação de engaste (rígida)



Fonte: HIBBELER (2004)

Portanto, o modelo estrutural adotado é o de uma edificação composta de associação entre pórticos e, dadas as considerações feitas, um modelo unifilar/reticulado pode ser concebido, conforme segue:

Figura 15 – Modelo unifilar para a estrutura



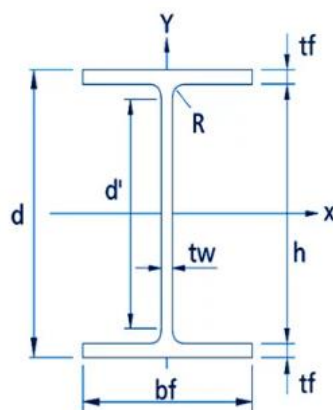
Fonte: o autor

2.2 Materiais utilizados na estrutura

Os materiais em aço de utilização estrutural têm formas variadas, como chapas, barras, perfis, fios, cordoalhas e cabos (PFEIL, 2009). No caso desta estrutura, utilizam-se perfis do tipo laminado, isto é, fabricados em sucessivos passes por laminadores, que dão ao aço preaquecido a forma desejada.

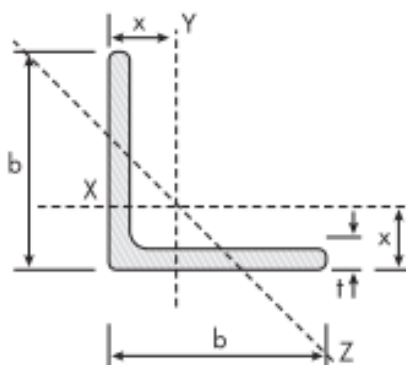
Os perfis utilizados na estrutura existente são do tipo W para vigas e colunas, e do tipo L (cantoneira) de abas iguais para os contraventamentos, conforme ilustrado nas Figuras 16 e 17:

Figura 16 – Perfil tipo W



Fonte: Aladim Metais⁵

Figura 17 – Perfil tipo L



Fonte: Gerdau Aço-minas⁶

⁵ Disponível em <<https://www.aladimmetais.com.br/produto/i-a572-w-150-x-13-0-6mts-76644>>. Acesso em 17 de nov. de 2022.

⁶ Disponível em <<https://www2.gerdau.com/pt-br/produtos/cantoneira-gerdau>>. Acesso em 17 de nov. de 2022.

O perfil W, ou “wide flange”, é muito usado para a construção de estruturas variadas, devido ao seu custo/benefício e sua facilidade técnica como abas paralelas, bitolas, encaixe fácil e menor peso, mostrando grande versatilidade.

O perfil L (cantoneira) possui seção transversal em forma de ângulo reto, com abas iguais, com bitolas em polegadas e em milímetros, proporcionando assim um melhor ajuste e adaptabilidade ao cliente. São utilizadas para diversos fins industriais.

As dimensões e propriedades geométricas de cada perfil serão listadas no capítulo 3.

2.3 Solicitações atuantes na estrutura

Observa-se, na Figura 6, que a estrutura possui contraventamentos em duas faces opostas, o que já garante considerável grau de estabilidade frente a ações horizontais laterais (PFEIL, 2009), assumindo que o contraventamento foi realizado de maneira adequada e o teste hidrostático constitui situação excepcional de projeto, a ser feita em ambiente controlado, de curta duração e em condições de baixa probabilidade de interferências externas, como rajadas de vento (a ação do vento, inclusive, devido a uma baixa área efetiva comparada a área total de face da estrutura, é bem menor que a carga vertical proveniente do vaso, sendo governada por esta). Por esse motivo, a estrutura foi analisada perante ações externas verticais somente (carga do vaso cheio e peso próprio dos perfis), que propagam as solicitações pelos membros, desde as vigas centrais de apoio, submetidas diretamente a carga do vaso. Além disso, como citado no item 2.1, as ligações foram consideradas rotuladas, ou seja, não há momentos transferidos no modelo.

2.4 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos (MEF) é um método poderoso que permite a análise de um imensurável número de aplicações na engenharia, física e matemática, melhorando a percepção humana sobre os fenômenos de interesse e permitindo um melhor aproveitamento das tecnologias disponíveis. Segundo Budynas (2011), o método está cada vez mais popular para análises diversas:

Uma discussão mais profunda acerca da validade do método e de suas limitações ou alternativa não foi inserida neste trabalho, tendo em vista a simplicidade do modelo estrutural adotado. Prosseguiu-se somente com os resultados informados pela modelagem no *Autodesk Simulation 2012*, não sendo o MEF, aqui, objeto de estudo e de maior aprofundamento.

2.5 Dimensionamentos de elementos estruturais em aço

A NBR 8800 trata este tópico com base em dimensionamento de elementos estruturais submetidos a ações estáticas. Serão resumidos a seguir os critérios aplicáveis à estrutura em questão.

2.5.1 Segurança e estados-limite

A NBR 8800 considera os estados-limites últimos (ELU) e os estados-limites de serviços (ELS).

Os estados-limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Como exemplifica Pfeil (2009), os ELU envolvem cargas excessivas e colapso estrutural na forma de perda de equilíbrio, plastificações, rupturas, flambagem e fadiga.

Os ELS estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização, por critérios como deformações excessivas e vibrações (PFEIL, 2009).

O método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações.

Para a estrutura em questão, será feita abordagem considerado os estados-limites-últimos. Como a segurança será verificada em relação a cada esforço atuante, pode-se adotar a seguinte simplificação de critério:

$$S_d \leq R_d \quad (1)$$

Onde:

S_d = valor de cálculo das solicitações;

R_d = valores de cálculo dos esforços associados a estados-limites;

2.5.2 Combinações de ações

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezáveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período estabelecido. A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente. A NBR 8800 fornece os valores de majoração adequados para cada ação, conforme a Tabela 1:

Tabela 1 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações

Ações permanentes diretas						
Combinações	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio	Peso	Peso	Indiretas
			de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industriais e empuxos permanentes	próprio de elementos construtivos industriais com adições in loco	próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25	1,30	1,35	1,40	1,50	1,20
Especiais ou de construção	1,15	1,20	1,25	1,30	1,40	1,20
Excepcionais	1,10	1,15	1,15	1,20	1,30	0
Ações variáveis						
Combinações	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		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

Neste estudo de caso, considerou-se que a carga do vaso cheio de água é de natureza excepcional e permanente (tendo em vista ser um parâmetro que não se altera ao longo do tempo, ainda que o teste hidrostático seja de curta duração).

A norma ABNT NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento define os tipos de carregamento e a caracterizações de ações, sendo que, especificamente para o caso de combinação última excepcional:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \cdot \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (2)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes;

$F_{Q,exc}$ = valor de ação transitória excepcional;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável admitida como principal para a situação considerada;

ψ é o fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória.

Como a carga proveniente do vaso é muito maior que o peso dos elementos da estrutura e é a única ação considerável nas hipóteses assumidas, o procedimento arbitrado para a obtenção dos esforços solicitantes a serem utilizados no dimensionamento consistiu em aplicar a majoração (segundo coeficientes da Tabela 1) diretamente ao peso dos elementos da estrutura e ao peso do vaso cheio de água (fatores de 1,10 e 1,3, respectivamente). Assim, todos os esforços internos causados nos membros da estrutura já serão os esforços da maior combinação possível desfavorável na estrutura.

2.5.3 Ponderação de resistências

Nos cálculos apresentados neste trabalho, consideraram-se os coeficientes de ponderação para as resistências dos materiais, tendo em vista as variabilidades dos valores das mesmas, associadas a desvios no corpo-de-prova e na estrutura, e desvios gerados pela construção e considerações do projeto:

$$f_d \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (3)$$

Onde:

f_k = resistência característica nominal;

γ_m = coeficiente de ponderação das resistências;

O coeficiente de ponderação das resistências está ligado ao tipo de combinação de ações em consideração, conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Coeficientes de ponderação das resistências

Combinações	Aço estrutural		Concreto (γ_c)	Aço das armaduras (γ_s)
	Escoamento, flambagem e instabilidade (γ_{a1})	Ruptura (γ_{a2})		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

Os valores de interesse deste trabalho foram aqueles relacionados ao escoamento, flambagem, instabilidade e ruptura, sendo os coeficientes adotados para γ_{a1} e γ_{a2} iguais a, respectivamente, 1,10 e 1,15.

2.5.4 Força axial de tração em barras prismáticas

Para barras prismáticas submetidas à força axial de compressão, deve ser atendida a condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (4)$$

Onde:

$N_{t,Sd}$ = força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ = força axial de compressão resistente de cálculo;

A força axial de tração solicitante, a ser considerada no dimensionamento é o menor valor correspondente entre os estados-últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, respectivamente:

$$N_{t,Rd,bruta} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (5)$$

$$N_{t,Rd,líquida} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad (6)$$

Onde:

A_g = área bruta da seção transversal da barra;

A_e = área líquida efetiva da seção transversal da barra;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

f_u = resistência à ruptura do aço;

A área líquida efetiva é dada por:

$$A_e = C_t \cdot A_n \quad (7)$$

Onde:

C_t = coeficiente de redução da área líquida;

A_n = área líquida da seção transversal da barra;

Para fins de cálculo, assumindo que a ligação rotulada é ideal e o esforço trativo é transmitido para toda a seção transversal, além de uma falta de dados disponíveis sobre a geometria das ligações existentes, o coeficiente de redução escolhido foi igual a 1. Isto se dá por conta da verificação estrutural ter sido dedicada ao dimensionamento de barras estruturais, não sendo as ligações reais objeto de estudo deste trabalho.

A limitação do índice de esbeltez para barras tracionadas axialmente é caracterizada pela relação:

$$\frac{L}{r} \leq 300 \quad (8)$$

Onde:

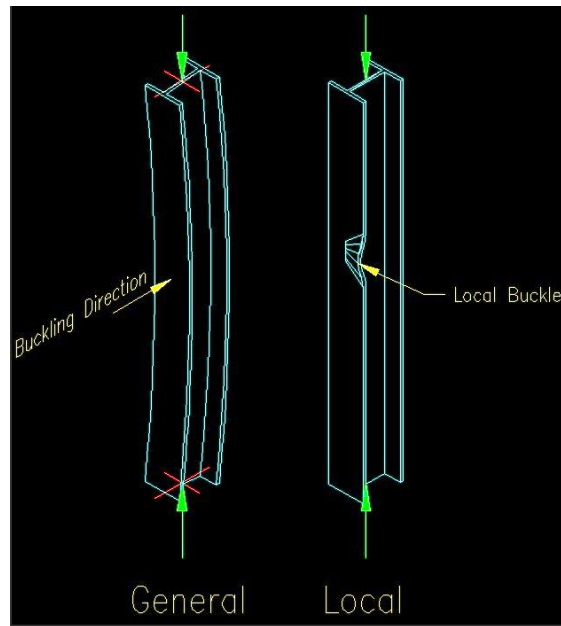
L = comprimento destravado;

r = raio de giração em relação a um eixo;

2.5.5 Força axial de compressão em barras prismáticas

Ao contrário do esforço de tração, que tende a retificar as peças, reduzindo o efeito de curvaturas, o esforço de compressão tende a acentuar o efeito. Além da resistência à compressão, pode acontecer a flambagem por flexão (flambagem global) ou a flambagem local, que é a instabilidade na alma do perfil (PFEIL, 2009), como visto, da esquerda para a direita, respectivamente, na Figura 19:

Figura 19 – Flambagem global e local de uma coluna comprimida



Fonte: QUIMBY (2008)

Para barras prismáticas submetidas à força axial de compressão, deve ser atendida a condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (9)$$

Onde:

$N_{c,Sd}$ = força axial de compressão solicitante de cálculo;
 $N_{c,Rd}$ = força axial de compressão resistente de cálculo;

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, de uma barra, associada aos estados-limites deve ser determinada pela expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (10)$$

Onde:

χ = fator de redução associado à resistência à compressão;
 Q = fator de redução total associado à flambagem local;
 A_g = área bruta da seção transversal da barra;

O fator de redução associado à resistência à compressão, χ , é dado por:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}, \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (11)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}, \text{ se } \lambda_0 > 1,5 \quad (12)$$

Onde:

λ_0 = índice de esbeltez reduzido;

O índice de esbeltez reduzido é dado pela equação a seguir:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (13)$$

Onde:

N_e = força axial de flambagem elástica;

As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura $\frac{b}{t}$ que não superam os valores $\frac{b}{t}_{lim}$ na Tabela F da norma, têm o fator de redução total Q igual a 1. Para os perfis W da estrutura em questão:

Tabela 3 – Valores de $(b / t)_{lim}$		
Elementos	Descrição dos elementos	$\frac{b}{t}_{lim}$
Duas bordas longitudinais vinculadas	Almas das seções I, H ou U	$1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	Mesas de seções I, H, T ou U laminadas	$0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Uma borda longitudinal vinculada	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travejamento	$0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

Para as cantoneiras dos contraventamentos, foi atestada a condição de esbeltez, previamente calculada. Como são membros de uma borda longitudinal

vinculada, o fator de redução Q é dado pelas seguintes relações para cantoneiras simples:

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ se } 0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq \frac{b}{t} \leq 0,91 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (14)$$

$$Q_s = \frac{0,53 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ se } \frac{b}{t} > 0,91 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (15)$$

Em perfis laminados I e H, a flambagem por flexão produz cargas críticas menores que os outros tipos de flambagem, e em perfis laminados U, L ou perfis compostos abertos, a verificação da flambagem por flexão e torção ou por torção só precisa ser feita nos casos de pequena esbeltez (PFEIL, 2009), portanto pode-se ignorar, para esses tipos de perfil, a análise de flambagem por flexão ou flexotorção. Logo, considerando efeitos de flambagem apenas por flexão, a força axial de flambagem elástica N_e , de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto, em um de seus eixos centrais de inércia Z da seção transversal é dada por (sendo dois eixos de principais, escolhe-se o menor valor):

$$N_{e,Z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{(K_Z \cdot L_Z)^2} \quad (16)$$

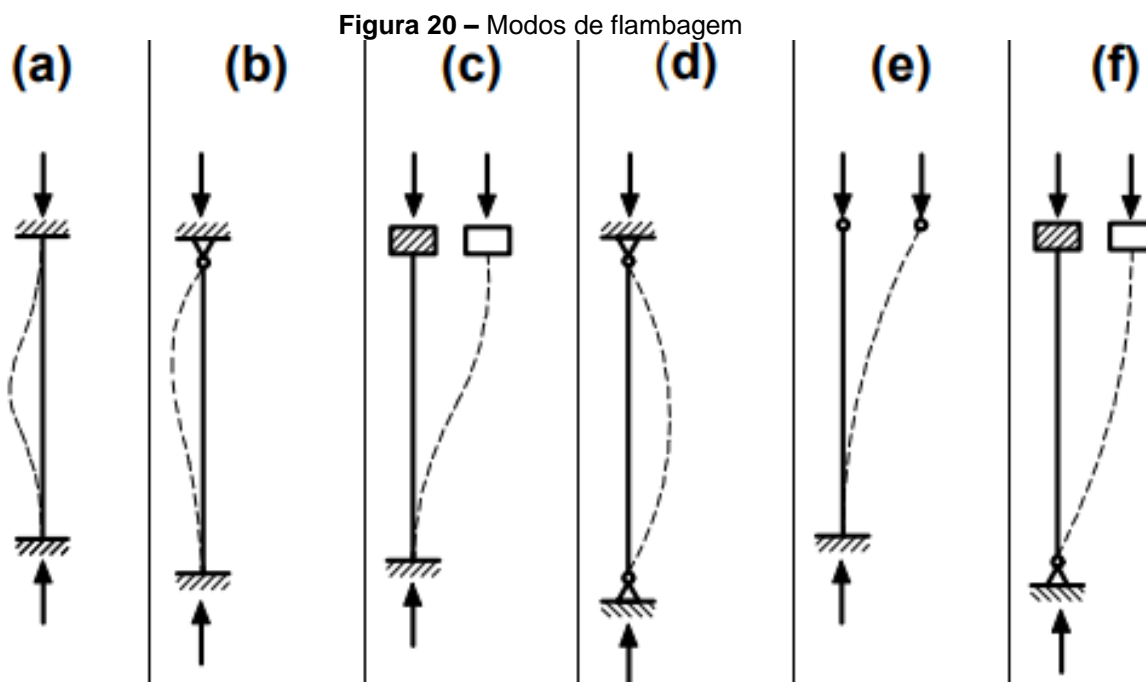
Onde:

E = módulo de elasticidade do aço;

I_z = momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo Z

$K_z \cdot L_z$ = comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo Z;

O coeficiente de flambagem depende das condições de contorno. Algumas situações típicas são as apresentadas na Figura 20:



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

A partir da observação de um desses modelos, escolhe-se um valor na Tabela 4.

Tabela 4 – Coeficiente de flambagem por flexão de membros isolados

Caso	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Valores teóricos	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

Nos elementos contraventados o coeficiente de flambagem por flexão deve ser tomado igual a 1,0, a menos que se demonstre que pode ser utilizado um valor menor.

A limitação do índice de esbeltez é caracterizada pela relação:

$$\frac{K.L}{r} \leq 200 \quad (17)$$

Onde:

K = coeficiente de flambagem por flexão em um eixo;
 L = comprimento de flambagem por flexão em um eixo;
 r = raio de giração em relação a um eixo;

Como são dois eixos principais, é necessário calcular a equação anterior para os dois eixos principais e adotar o maior valor.

2.5.6 Força cortante em barras prismáticas

Para barras prismáticas submetidas à força cortante, deve ser atendida a condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (18)$$

Onde:

$V_{c,Sd}$ = força cortante solicitante de cálculo;
 $V_{c,Rd}$ = força cortante resistente de cálculo

Para calcular a força cortante resistente, são definidos os parâmetros de esbeltez para o cisalhamento:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (19)$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (20)$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (21)$$

Onde:

λ_p = parâmetro de esbeltez para seções compactas;
 λ_r = parâmetro de esbeltez para seções semicompactas;
 k_v = coeficiente de flambagem para o cisalhamento;

O coeficiente de flambagem para almas sem enrijecedores transversais, que é o caso, é igual a 5.

Os parâmetros de esbeltez foram calculados previamente (resultados no capítulo 3) e atestaram que os membros sob força cisalhante seguem a seguinte relação:

$$\lambda \leq \lambda_p \quad (22)$$

Logo, para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia), a força cortante resistente de cálculo V_{Rd} é dada por:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (23)$$

V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento é dada por:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (24)$$

A_w é a área efetiva de cisalhamento, considerada como:

$$A_w = d \cdot t_w \quad (25)$$

Onde:

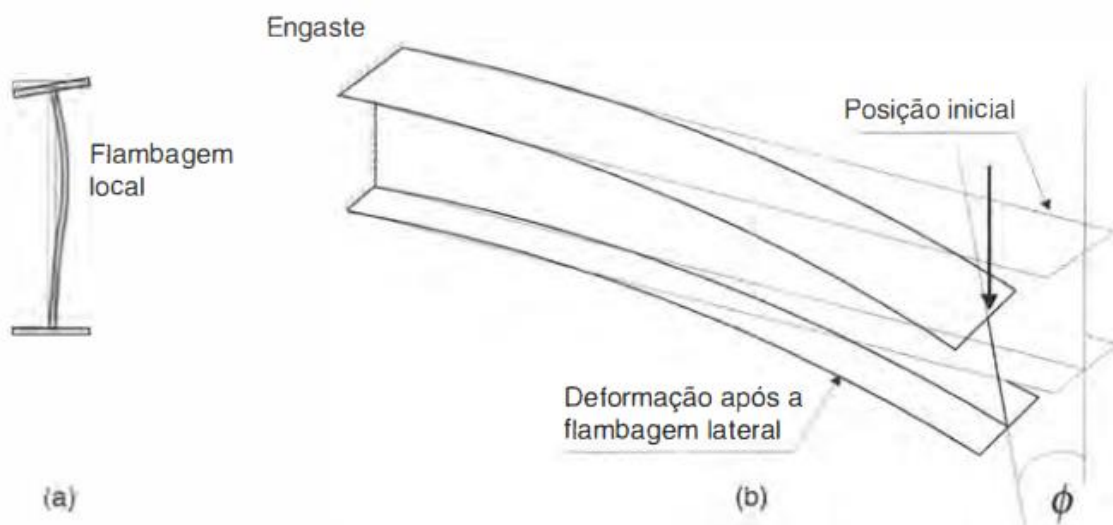
d = altura total da seção transversal;

t_w = espessura da alma;

2.5.7 Momento fletor em barras prismáticas

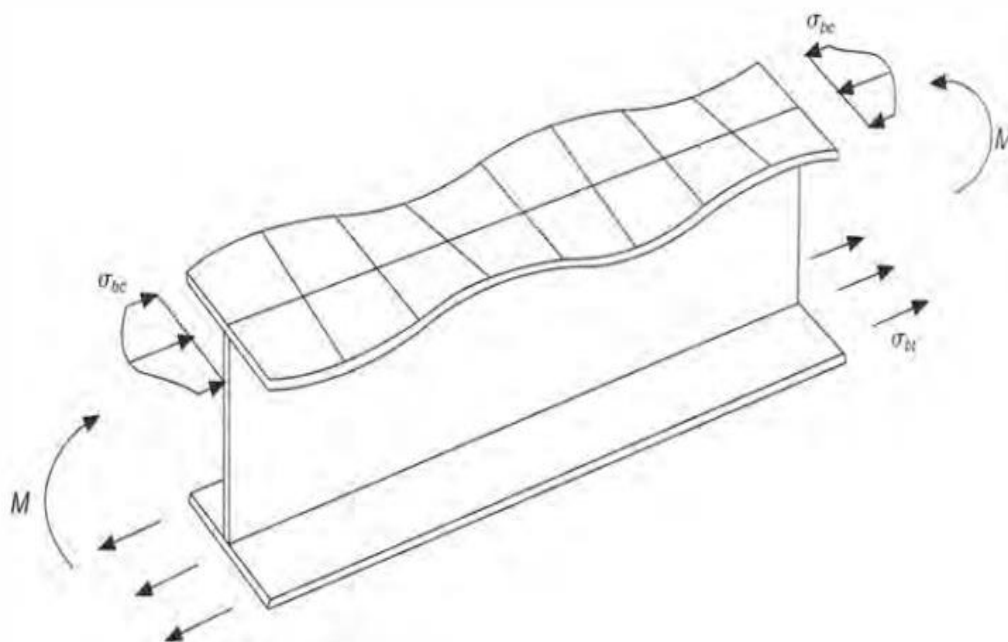
A mesa comprimida de uma viga em flexão funciona como uma coluna entre pontos de apoio laterais, podendo flambar em seu próprio plano. A mesa tracionada, por conta de sua distribuição de tensão, combate o deslocamento lateral da mesa comprimida, encorrendo em torção da viga. Essas tensões de compressão dependerão da esbeltez da mesa comprimida no seu próprio plano. Nas Figuras 21 e 22, estão exemplificados os fenômenos de flambagem local e lateral em vigas, decorrentes de esforços de flexão.

Figura 21 – Flambagem local e lateral de uma viga fletida



Fonte: PFEIL (2009)

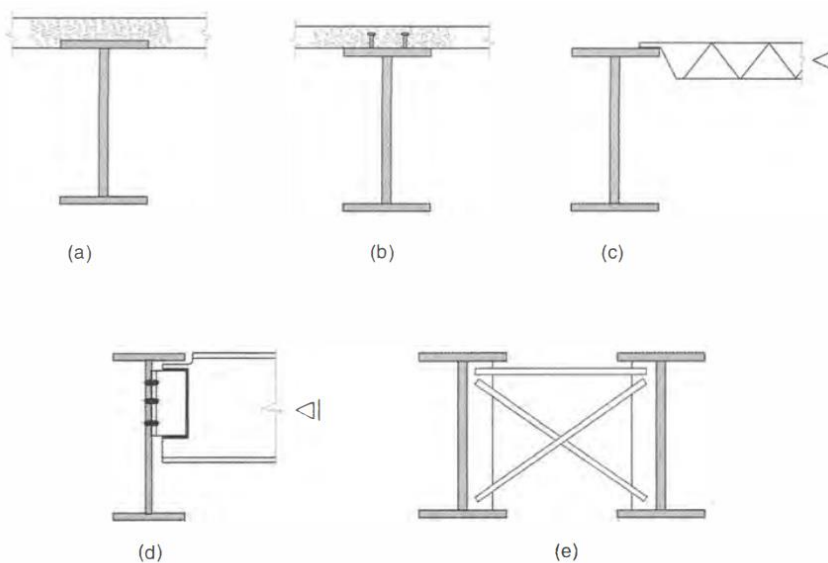
Figura 22 – Flambagem local da mesa de uma viga sob flexão



Fonte: PFEIL (2009)

Por conta da flambagem lateral, é comum se utilizar esquemas de contenção lateral como lajes de concreto (contenção contínua) ou apoios laterais de diversos tipos, de forma a reduzir o comprimento de flambagem lateral. Na Figura 23 estão exemplificadas algumas formas de contenção lateral.

Figura 23 – Esquemas de contenção lateral para vigas

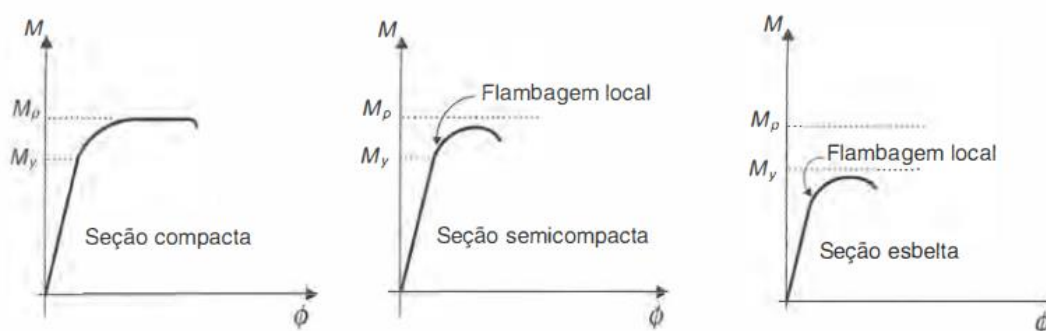


Fonte: PFEIL (2009)

As vigas podem ser classificadas quanto ao efeito de flambagem local (PFEIL, 2009):

- Seção compacta: é aquela que atinge o momento de plastificação total e exhibe suficiente capacidade de rotação inelástica para configurar uma rótula plástica.
- Seção semicompacta: ocorre a flambagem local após ter sido desenvolvida plastificação parcial.
- Seção esbelta: seção na qual a ocorrência da flambagem local impede que seja atingido o momento de início da plastificação.

Figura 24 – Flambagem local das vigas de acordo com o tipo da seção



Fonte: PFEIL (2009)

Para barras prismáticas submetidas à momento fletor, deve ser atendida a condição:

$$M_{c,Sd} \leq M_{c,Rd} \quad (26)$$

Onde:

M_{Sd} = momento fletor sollicitante de cálculo;

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo;

Para assegurar a validade da análise elástica, o momento fletor resistente de cálculo deve atender a seguinte relação:

$$M_{Rd} \leq \frac{1,50 \cdot W \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (27)$$

É necessário seguir as considerações dos anexos G ou H da NBR 8800 (respectivamente para vigas de alma não-esbelta e esbelta) para as verificações dos estados-limites últimos aplicáveis em cada membro estrutural.

Deve ser verificado o comportamento dos membros sob flexão segundo os estado-limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local de mesas comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA).

Considerando os perfis tipo W, têm-se:

Tabela 5 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente no eixo de maior inércia

ELU	Parâmetro de esbeltez (λ)	Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação (λ_p)	Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento (λ_r)
FLT	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{1,38}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}}$
FLM	$\frac{b}{t}$	$0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$
FLA	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W}{E \cdot J}$$

σ_r : Tensão residual de compressão nas mesas (30% da resistência ao escoamento do aço utilizado)

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

A constante de empenamento da seção transversal (C_w) de um perfil tipo I é dada por:

$$C_w = \frac{I_y \cdot (d - t_f)^2}{4} \quad (28)$$

Os parâmetros de esbeltez da Tabela 5 foram calculados previamente (resultados no capítulo 3), atestando que existem membros compactos e semicompactos, de acordo com os seguintes estados-limites:

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (FLA e FLM)} \quad (29)$$

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \text{ (FLT)} \quad (30)$$

Portanto, os momento fletor resistentes serão, respectivamente:

$$M_{Rd_{FLA,FLM}} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (31)$$

$$M_{Rd_{FLT}} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (32)$$

Onde:

M_{pl} = momento fletor de plastificação da seção transversal;

M_r = momento fletor correspondente ao início do escoamento;

C_b = fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

Como não há contenção lateral em nenhuma das mesas, o fator de modificação de fletor será calculado da seguinte maneira:

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{m\acute{a}x} \cdot R_m}{2,5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \leq 3,0 \quad (33)$$

Onde:

$M_{m\acute{a}x}$ = momento fletor máximo solicitante no comprimento destravado;

M_A = momento fletor solicitante na seção situada a um quarto do comprimento destravado;

M_B = momento fletor solicitante na seção central do comprimento destravado;

M_C = momento fletor solicitante na seção situada a três quartos do comprimento destravado, a partir da extremidade esquerda;

R_m = parâmetro de monossimetria da seção transversal (para seções simétricas é igual a 1);

O momento fletor de plastificação pode ser calculado segundo a equação:

$$M_{pl} = Z \cdot f_y \quad (34)$$

Onde:

Z = módulo de resistência plástico;

O momento fletor o início do escoamento pode ser calculado segundo a equação:

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W \quad (35)$$

O momento fletor resistente calculado será o menor dentre os valores das equações.

2.5.8 Momento fletor, força axial e força cortante em barras prismáticas

De acordo com o comportamento esperado para a estrutura, ocorrerá o caso de combinação de esforços para as vigas de apoio.

As considerações para a força cortante atuante nessa combinação de esforços são as mesmas daquelas já apresentadas no item 2.5.5.

Quanto a atuação simultânea da força axial (tração ou compressão) e do momento fletor, a relação a ser satisfeita depende do valor da razão $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$. Se essa relação for maior ou igual a 0,2, então:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (36)$$

Caso seja menor que 0,2, a equação se torna:

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (37)$$

Onde:

$N_{S,d}$ = força axial solicitante de tração ou de compressão;

$N_{R,d}$ = força axial resistente de tração ou de compressão;

$M_{x,Sd}$, $M_{y,Sd}$ = momentos fletores solicitantes em relação aos eixos principais;

$M_{x,Rd}$, $M_{y,Rd}$ = momentos fletores resistentes em relação aos eixos principais;

2.5.9 Forças transversais localizadas

Uma força transversal localizada, aplicada na face externa de uma mesa gera a possibilidade de se verificar os estados limites associados à flexão local da alma, escoamento da alma, enrugamento da alma, flambagem lateral da alma, flambagem lateral da alma por compressão e cisalhamento do painel da alma.

Isto se aplicaria às vigas de apoio do vaso, no entanto, será desconsiderada tal verificação devido à presença de enrijecedores laterais no ponto de apoio do vaso, como mostrado na Figura 9. Assume-se também que, no caso de um redimensionamento, destas vigas, os enrijecedores serão também implementados.

3 VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

3.1 Dados da estrutura existente

Os perfis da estrutura estão listados na Tabela 6, conforme a disposição de cada tipo de membro na estrutura:

Tabela 6 - Dados dos perfis

Função estrutural	Descrição	Material	f_y (MPa)	Comprimento (mm)
Coluna	W 150 x 29,8	ASTM A-57	345	5254
		Grau 50		
Viga de apoio	W 150 x 29,8	ASTM A-57	345	1981
		Grau 50		
Viga externa maior	W 310 x 28,3	ASTM A-57	345	4523
		Grau 50		
Viga externa menor	W 250 x 32,7	ASTM A-57	345	3883
		Grau 50		
Contraventamento diagonal	L 4" x 1/4" x 9,81 (abas iguais)	ASTM A-36	250	6933
Tirante	L 4" x 1/4" x 9,81 (abas iguais)	ASTM A-36	250	2262

Fonte: CEC Engenharia

Os comprimentos apresentados dos membros não necessariamente correspondem ao valor real, mas sim ao valor adotado para o modelo unifilar quando se desconsiderou as dimensões das ligações entre os perfis.

As dimensões e propriedades geométricas dos perfis comerciais consultadas para fins de cálculo foram os listados nas Tabelas 7,8 e 9:

Tabela 7 – Dimensões dos perfis W utilizados

Perfil	Massa linear (kg/m)	d (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	h (mm)	d' (mm)
W150	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118
W310	28,3	309	102	6	8,9	291	271
W250	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220

Fonte: Gerdau Aço-Minas

Tabela 8 – Propriedades geométricas dos perfis W utilizados

Perfis	I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	r _x (cm)	Z _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)
W150 x 29,8	1739	221,5	6,72	247,5	556
W310 x 28,3	5500	356	12,28	412	158
W250 x 32,7	4937	382,7	10,83	428,5	473

Fonte: Gerdau Aço-Minas

Tabela 9 – Dimensões e propriedades geométricas do perfil L utilizado

Perfil	Massa linear (kg/m)	b (mm)	t (mm)	A (cm ²)	I _x =I _y (cm ⁴)	W _x =W _y (cm ³)	r _x =r _y (cm)	r _z mín. (cm)	x (cm)
L 4"x4"x1/4"	9,81	101,6	6,35	12,51	125	16,4	3,17	2	2,77

Fonte: Gerdau Aço-Minas

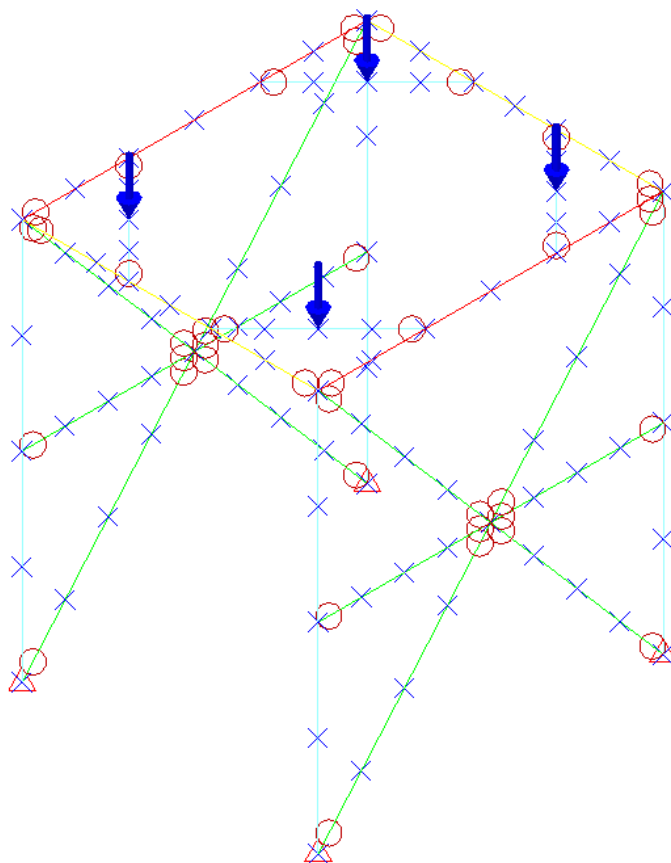
Os momentos de inércia em relação aos eixos de simetria para essa cantoneira são $I_x' = 52,7139 \text{ cm}^4$ e $I_y' = 202,049 \text{ cm}^4$, e foram calculados usando a ferramenta online de cálculo estrutural *SkyCiv*. O mesmo foi feito para os raios de giração em torno desses mesmos eixos: $r_x' = 3,98175 \text{ cm}$ e $r_y' = 2,03380 \text{ cm}$.

A massa do vaso de pressão totalmente preenchido de água é 72400 kg, conforme apontado pelo fabricante (considerando o vaso recém-construído). Foi calculada a força-peso desse vaso segundo a 2ª Lei de Newton (força é o produto da massa vezes a aceleração), resultando em um valor de carga de 709,52 kN. Aplicando os coeficientes indicados no item 2.5.2, o valor da carga do vaso se torna 922,38 kN, dividida em 4 pontos de apoio. O mesmo raciocínio foi aplicado para a gravidade, que teve o valor adotado de 10,7961 m/s².

3.2 Análise de elementos finitos

Conforme pretendido, para obtenção dos esforços internos, foi feito um modelo unifilar no *Autodesk Simulation 2012*, segundo as premissas discutidas anteriormente. Primeiramente definiu-se a geometria na interface do programa, seguida da definição de parâmetros associados aos membros e ao material de cada membro. Terminada a configuração, aplicou-se uma divisão em cada barra, para formar uma malha unifilar representando elementos estruturais de barra. Ao final, foi verificado o modelo quanto a erros de desenho, sendo sua representação final apresentada na Figura 25:

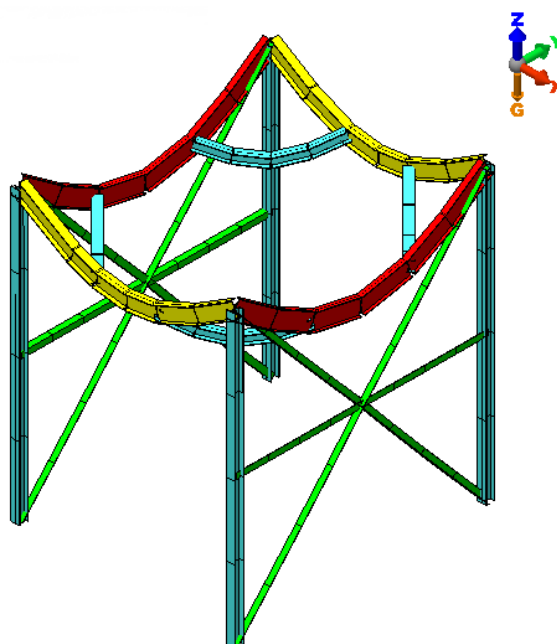
Figura 25 – Modelo unifilar para elementos estruturais de barra



Fonte: o autor

O modelo resultou em 96 nós e 104 elementos. Executada a simulação, obteve-se a seguinte configuração deformada:

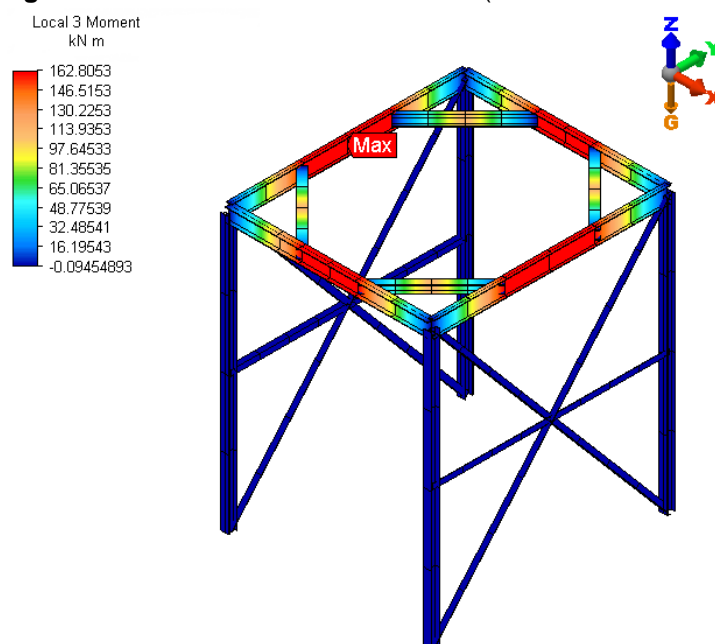
Figura 26 – Deformação na estrutura (escala ampliada)



Fonte: o autor

Pelo exposto na Figura 26, é confirmado que as vigas são membros críticos na verificação da estrutura, por sofrerem grande magnitude de flexão o que foi confirmado pelos resultados de momento fletor para o eixo de maior inércia:

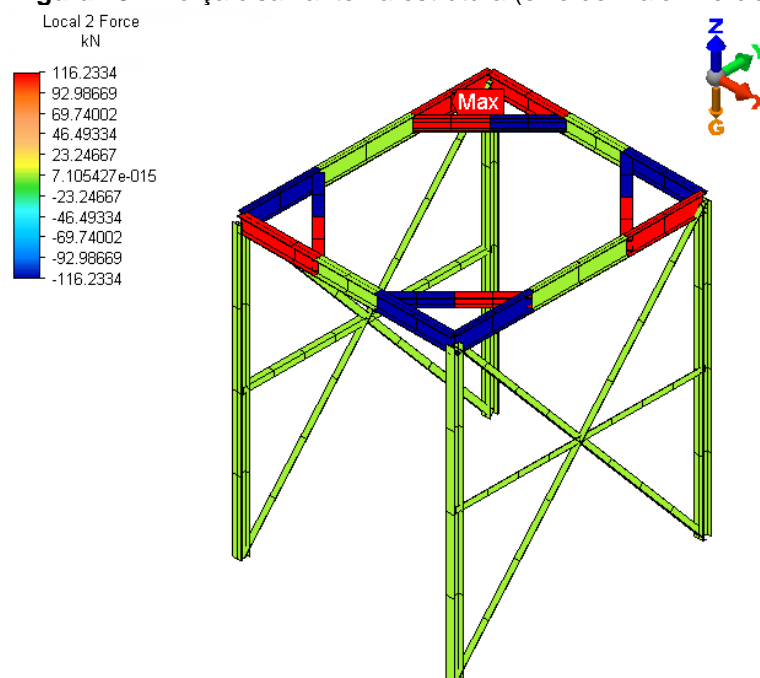
Figura 27 – Momento fletor na estrutura (eixo de maior inércia)



Fonte: o autor

O resultado para força cortante também foi como o esperado para as vigas:

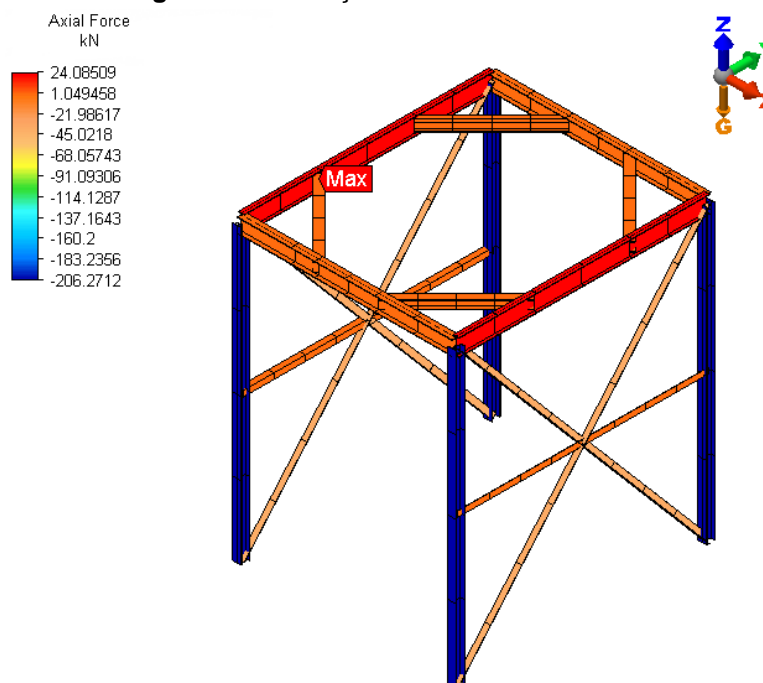
Figura 28 – Força cisalhante na estrutura (eixo de maior inércia)



Fonte: o autor

Por fim, a força axial:

Figura 29 – Esforço axial interno na estrutura



Fonte: o autor

Os valores máximos (em magnitude) considerados para cada tipo de esforço foram coletados e estão resumidos na Tabela 10.

Tabela 10 – Resumo dos esforços solicitantes na estrutura

Função estrutural	Força axial solicitante de cálculo (N, Sd) [kN]	Força cortante solicitante de cálculo (V, Sd) [kN]	Momento solicitante de cálculo (Mc, Sd) [kN.m]
Coluna	-206,271	-	-
Viga de apoio	-	115,948	114,480
Viga externa maior	+24,0851	116,233	162,805
Viga externa menor	-	116,218	162,714
Contraventamento diagonal	-36,8620	-	-
Tirante	-	-	-

Fonte: o autor

3.3 Verificações dos perfis

A etapa do item anterior foi caracterizada pela obtenção dos esforços na estrutura.

O próximo passo realizado foi a verificação, conforme os critérios apresentados anteriormente nos itens de 2.5.4 a 2.5.9.

3.3.1 Teste para tração

Na Tabela 11 está a memória de cálculo para a verificação das vigas externas maiores, segundo o esforço axial de tração, conforme o item 2.5.4:

Tabela 11 – Verificação de tração das vigas externas maiores

Variável	Valor	Unidade
A_n	0,00365	mm ²
A_e	0,00365	mm ²
$N_{t,Rd,bruta}$	1144,77	kN

$N_{t,Rd,líquida}$	1216,67	kN
$N_{t,Rd}$	1144,77	kN

Fonte: o autor

Como $N_{t,Sd}$ é menor que $N_{t,Rd}$, as vigas maiores externas passam no critério verificação de força axial de tração. Além disso, pode-se afirmar que a premissa sobre o coeficiente de redução da área líquida feita em 2.5.4 não afeta a qualidade do resultado, tendo em vista que é muito baixa a razão entre o valor da solicitação do esforço trativo e o valor da resistência associada calculada (aproximadamente 2%).

Foram observadas também as exigências da norma quanto a esbeltez de barras tracionadas:

Tabela 12 – Verificação do índice de esbeltez das vigas externas maiores

Variável	Valor
λ_x	14.0147
λ_y	82.7404
λ	82.7404

Fonte: o autor

Como $N_{t,Sd}$ é menor que $N_{t,Rd}$, e o índice de esbeltez é menor que 300, as vigas maiores externas passam no critério de força axial de tração.

3.3.2 Teste para compressão

Na Tabela 13 está a memória de cálculo para a verificação das colunas, segundo o esforço axial de compressão, conforme o item 2.5.5:

Tabela 13 – Verificação de compressão das colunas

Variável	Valor	Unidade
----------	-------	---------

$(b / t)_{AA}$	20,9091	
$(b / t)_{lim,AA}$	35,8749	
$(b / t)_{AL}$	8,22581	
$(b / t)_{lim,AL}$	13,4832	
Q	1	
$N_{ex'}$	4974,04	kN
$N_{ey'}$	1590,32	kN
N_e	1590,32	kN
λ_0	0,913898	
X	0,704986	
$N_{c, Rd}$	851,271	kN

Fonte: o autor

Percebe-se que $N_{c,Sd}$ é menor que $N_{c,Rd}$, logo as colunas passaram no teste de compressão.

Foram observadas também as exigências da norma quanto a esbeltez de barras comprimidas:

Tabela 14 – Verificação do índice de esbeltez das colunas

Variável	Valor
λ_x	39,0923
λ_y	69,1316
λ	69,1316

Fonte: o autor

Como o índice de esbeltez é menor que 200, entendeu-se que a disposição das colunas na estrutura foi projetada em concordância com a norma.

A mesma verificação foi realizada para os contraventamentos em diagonal:

Tabela 15 – Verificação de compressão dos contraventamentos diagonais

Variável	Valor	Unidade
$(b / t)_{AL}$	16,0000	
$(b / t)_{lim,AL}$	12,7279	
$(b / t)_{lim,S}$	25,7387	
Q_S	0,91008	
$N_{ex'}$	86,5909	kN
$N_{ey'}$	331,898	kN
N_e	86,5909	kN
λ_0	1,81302	
χ	0,26681	
$N_{c, Rd}$	69,0366	kN

Fonte: o autor

Também foram verificadas as exigências sobre a esbeltez:

Tabela 16 – Verificação do índice de esbeltez dos contraventamentos diagonais

Variável	Valor
$\lambda_{x'}$	87,059
$\lambda_{y'}$	170,444
λ	170,444

Fonte: o autor

Como $N_{c,Sd}$ é menor que $N_{c,Rd}$, e o índice de esbeltez é menor que 200, os contraventamentos também passam no critério de força axial de compressão.

3.3.3 Teste para força cortante

A seguir está resumida a memória de cálculo para a verificação das vigas de apoio, segundo o critério de força cortante, conforme o item 2.5.6.

Tabela 17 – Verificação de força cortante das vigas de apoio

Variável	Valor	Unidade
λ	17,9400	
λ_p	59,2220	
λ_r	73,7583	
A_w	0,00104	mm ²
V_{pl}	214,493	kN
V_{Rd}	194,994	kN

Fonte: o autor

Como V_{Sd} é menor que V_{Rd} , as vigas de apoio passam no critério de força cortante.

A mesma verificação foi realizada para as vigas externas maiores:

Tabela 18 – Verificação de força cortante das vigas externas maiores

Variável	Valor	Unidade
λ	45,2000	
λ_p	59,2220	
λ_r	73,7583	
A_w	0,001854	mm ²

V_{pl}	383,778	kN
V_{Rd}	348,889	kN

Fonte: o autor

Da mesma forma, como V_{Sd} é menor que V_{Rd} , as vigas externas maiores passam no critério de força cortante.

Por último, as vigas externas menores:

Tabela 19 – Verificação de força cortante das vigas externas menores

Variável	Valor	Unidade
λ	36,0300	
λ_p	59,2220	
λ_r	73,7583	
A_w	0,00157	mm ²
V_{pl}	325,777	kN
V_{Rd}	296,161	kN

Fonte: o autor

Assim como as outras, V_{Sd} é menor que V_{Rd} , estando as vigas externas menores aprovadas no critério de força cortante.

3.3.4 Teste para momento fletor

Na Tabela 20 está a memória de cálculo para a verificação das vigas de apoio conforme o item 2.5.7:

Tabela 20 – Verificação de momento fletor das vigas de apoio

Variável	Valor	Unidade
----------	-------	---------

$M_{Rd, \text{máx}}$	104,206	kN.m
β_1	2,44257	m^{-1}
M_A	57,2900	kN.m
M_B	114,480	kN.m
M_C	57,2900	kN.m
λ_{FLT}	52,1316	
$\lambda_{p,FLT}$	42,3758	
$\lambda_{r,FLT}$	163,103	
C_b	1,31543	
M_r	53,4923	kN.m
$M_{rd,FLT}$	99,0278	kN.m
λ_{FLM}	8,23000	
$\lambda_{p,FLM}$	9,14932	
$\lambda_{r,FLM}$	23,8855	
λ_{FLA}	17,9400	
$\lambda_{p,FLA}$	90,5302	
$\lambda_{r,FLA}$	137,239	
M_{pl}	85,3875	kN.m
$M_{Rd, FLA,FLM}$	77,6250	kN.m
M_{Rd}	77,6250	kN.m

Fonte: o autor

Como M_{Sd} é maior que M_{Rd} , as vigas de apoio não passam no critério de momento fletor.

A mesma verificação foi realizada para as vigas externas maiores:

Tabela 21 – Verificação de momento fletor das vigas externas maiores

Variável	Valor	Unidade
$M_{Rd, \text{máx}}$	167,482	kN.m
β_1	5,28096	m^{-1}
M_A	162,780	kN.m
M_B	162,805	kN.m
M_C	162,780	kN.m
λ_{FLT}	82,7404	
$\lambda_{p,FLT}$	42,3758	
$\lambda_{r,FLT}$	126,578	
C_b	1,00000	
M_r	85,9740	kN.m
$M_{rd,FLT}$	104,749	kN.m
λ_{FLM}	5,73000	
$\lambda_{p,FLM}$	9,14932	
$\lambda_{r,FLM}$	23,8855	
λ_{FLA}	45,2000	
$\lambda_{p,FLA}$	90,5302	
$\lambda_{r,FLA}$	137,239	
M_{pl}	142,140	kN.m

$M_{Rd, FLA,FLM}$	129,218	kN.m
M_{Rd}	104,749	kN.m

Fonte: o autor

Da mesma forma, como M_{Sd} é menor que M_{Rd} , as vigas externas maiores não passam no critério de momento fletor.

Por último, as vigas externas menores:

Tabela 22 – Verificação de momento fletor das vigas externas menores

Variável	Valor	Unidade
$M_{Rd, máx}$	180,043	kN.m
β_1	4,42634	m^{-1}
λ_{FLT}	41,8000	
$\lambda_{p,FLT}$	42,3758	
$\lambda_{r,FLT}$	112,5464	
$M_{rd,FLT}$	134,393	kN.m
λ_{FLM}	8,02000	
$\lambda_{p,FLM}$	9,14932	
$\lambda_{r,FLM}$	23,8855	
λ_{FLA}	36,0300	
$\lambda_{p,FLA}$	90,5302	
$\lambda_{r,FLA}$	137,239	
M_{pl}	147,833	kN.m
$M_{Rd, FLA,FLM}$	134,393	kN.m

M_{Rd}	134,393	134,393
----------	---------	---------

Fonte: o autor

Assim como as outras, o M_{Sd} foi maior que o M_{Rd} , estando as vigas externas menores reprovadas no critério de momento fletor.

Fez-se necessário redimensionar esses perfis, de modo a atender aos critérios normativos.

3.3.5 Teste para esforço combinado

Como as vigas externas maiores não passaram no critério de momento fletor individualmente, não foi necessário verificar para esforço combinado previsto no item 2.5.8 nesta etapa. Esse critério foi verificado durante o redimensionamento.

3.4 Redimensionamento das vigas

Mantida a natureza da estrutura constante, é preciso escolher um novo perfil para cada viga, de forma atender a solicitação correspondente. Deve-se, pelas boas práticas de engenharia, tentar sempre o melhor custo-benefício. Um dos critérios é a seleção de perfis que tenham maiores resistências com um menor peso linear, se possível. Especificamente, foi adicionado o critério de seleção de apenas vigas com seção compacta, a fim de se evitar efeitos de flambagem local ou lateral.

Foi utilizado o catálogo da Gerdau Aço-Minas (anexo A) como referência para as iterações de verificação de perfis comerciais do tipo W.

Os perfis selecionados para as vigas redimensionadas foram os seguintes:

Tabela 23 – Novos perfis para os membros redimensionados

Função estrutural	Descrição
Viga de apoio	W 200 x 52
Viga externas maiores	W 200 x 52
Viga externas menores	W 310 x 38,7

Fonte: o autor

Os resultados das verificações estão resumidos na Tabela 24.

Tabela 24 – Resumo da verificação de redimensionamento

Variável	Viga de apoio	Viga externas maiores	Viga externas menores	Unidade
λ_{FLT}	38,3915	33,3527	36,6754	
$\lambda_{p,FLT}$	42,3758	42,3758	42,3758	
λ_{FLM}	8,1	8,1	8,51	
$\lambda_{p,FLM}$	9,14933	9,14933	9,14933	
λ_{FLA}	19,85	19,85	46,66	
$\lambda_{p,FLA}$	90,5302	90,5302	90,5302	
M_{Rd}	179,557	179,557	193,012	kN.m
V_{Rd}	306,247	306,247	338,351	kN
$N_{t,Rd}$	-	2098,23	-	kN

Fonte: o autor

Em relação aos perfis originais, as vigas de apoio e as externas maiores foram, respectivamente, de W150 x 29,8 e W 310 x 28,3 para W 200 x 52 em ambas. Este perfil foi o primeiro do catálogo, em ordem crescente de tamanho, que atendeu aos dois tipos de viga e, coincidentemente, foi o mais leve. O aumento do tamanho em relação aos originais é quase o dobro, o que representa um custo maior em material.

Já para as vigas externas menores, o perfil W 200 x 52 também foi o primeiro em ordem crescente de tamanho que atendeu à verificação, entretanto, segundo o critério de menor peso, um perfil mais leve foi possível de se obter, sendo ele o W 310 x 38,7, em contraste com o antigo que era W250 x 32,7, estando próximos em termos de peso.

Os perfis selecionados possuem parâmetro de esbeltez tal que não é necessário considerar a redução de resistência provocada por flambagem local ou lateral, isto é, todas as seções são compactas. Além disso, para a equação 36, o

perfil adotado para as vigas externas maiores foi aprovado no critério de combinação de flexotração.

Uma possível abordagem alternativa ao redimensionamento é a aplicação de reforços na estrutura ou a alteração de sua configuração, de forma a reduzir a influência do momento fletor nas vigas, que foi responsável pela não aprovação nos critérios da NBR 8800. Essa abordagem demanda uma mais profunda observação das premissas do projeto original da estrutura, bem como uma observação de possíveis interferências da estrutura com o seu local original de instalação, além de que uma reconfiguração da geometria da estrutura não intuitiva e está além da objetividade e praticidade intencionadas para este estudo de caso.

4 CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos, admite-se que a metodologia é satisfatória e permitiu uma análise razoável da estrutura, com base nos princípios de estática e resistência dos materiais. O objetivo de realizar uma simulação em elementos finitos foi alcançado e a verificação foi possível de ocorrer conforme as recomendações da NBR 8800. O redimensionamento foi realizado para as peças em não conformidade, mas, do ponto de vista financeiro, sugere a pesquisa por alternativas estruturais, que possam reduzir o custo com material.

Em especial, sobre a metodologia aplicada, a fixação das hipóteses foi essencial na análise estrutural, pois, como declarou Karl Popper (1972), o conhecimento científico nunca é inteiramente justificável ou verificável, mas sua objetividade é consequência da falseabilidade do modelo teórico. Assim, as hipóteses assumidas neste trabalho, sujeitas a teste, foram escolhidas conforme observações da literatura de referência, de forma a melhor se adequar à realidade da situação real.

A estrutura existente, desde que redimensionada conforme sugerido neste trabalho, e, admitindo-se que as hipóteses aqui apresentadas estejam suficientemente próximas da realidade, deve ser capaz de suportar a nova situação de carga gerada pelo teste hidrostático. Isto é um bom resultado do ponto de praticidade, já que só ocorrerá substituição de partes da estrutura, e não da sua totalidade, nem será necessário uma reformulação de sua geometria, ainda que seja custoso adquirir novos perfis.

Alguns possíveis incrementos neste trabalho, para maior aprofundamento, seriam:

- nova verificação motivada pela aplicação da carga de vento, segundo a NBR 6123;
- estudo e verificação das ligações reais existentes (considerando-as semirrígidas), e os efeitos destas na estrutura;
- comparação dos resultados na análise estrutural por elementos finitos com algum outro método de análise;
- verificação de possíveis ELS aplicáveis à situação;

- levantamento de possíveis reformulações da geometria da estrutura que simplifiquem o uso de material;
- escolha de pontos e formas de reforço na estrutura de forma a garantir sua aprovação segundo a norma;
- verificação da possibilidade de substituição das vigas que falharam na verificação por outras de material mais resistente;

A adoção de qualquer solução para a estrutura, com base nas sugestões acima, deve seguir ao critério de custo/benefício, não sendo o foco deste presente trabalho, devido à simplicidade do modelo adotado, carência de dados sobre a estrutura existente e objetividade do estudo de caso.

REFERÊNCIAS

ABU-SABA, Elias. Design of steel structures. London, Chapman and Hall, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONSTRUÇÃO METÁLICA. Estatística da construção metálica. São Paulo, 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BUDYNAS, R. G. Elementos de Máquinas de Shigley. 8. ed. Porto Alegre: AMGH, 2011.

CHAVES, Michel. Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões leves. 2007. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2007.

GIL, Antônio Carlos. Como elaborar projetos de pesquisa. 4. ed. São Paulo, Atlas, 2002.

HIBBELER, Russell. Resistência dos materiais. São Paulo, Pearson Prentice Hall, 2004.

KAWANO; Bruno; BATISTA, Eliza; ZONTA, Giovani. Introdução à engenharia. UNIASSELVI, 2016.

LEET, Kenneth et al. Fundamentos da análise estrutural. 3. ed. Porto alegre, AMGH, 2009.

MARTHA, Luiz Fernando. Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos. Rio de Janeiro, Elsevier, 2010.

MORO, Norberto. Introdução à gestão da manutenção. Florianópolis, CEFET-SC, 2007.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. Estruturas de aço: dimensionamento. 8. ed. Rio de Janeiro, LTC, 2009.

POPPER, Karl. A lógica da pesquisa científica. 3. ed. São Paulo, Cultrix, 1972.

PRODANOV, Cleber; FREITAS, Ernani. Metodologia do trabalho científico: métodos e técnicas da pesquisa e do trabalho acadêmico. 2. ed. Novo Hamburgo, Feevale, 2013.

QUIMBY, Barlett. A Beginner's Guide to the Steel Construction Manual. 2008.

SANTOS, Sydney. Cálculo Estrutural: Volume I. Brasil, Ao Livro Técnico, 1959.

TELLES, Pedro. Vasos de pressão. 2. ed. Rio de Janeiro, LTC, 1996.

VAZ, Luiz. Método dos elementos finitos em análise de estruturas. Rio de Janeiro, Elsevier, 2011.

ZANOTTI, Juliane et al. Abordagem processual em projetos de parada total de produção: estudo dos benefícios na gestão da manutenção. In: ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, n.º XVIII, 2018, Alagoas.

ANEXO A – CATÁLOGO DE PERFIS W - GERDAU



Bitola mm x kg/m	Massa linear kg/m	d mm	bf mm	Espessura		h mm	d' mm	A cm²	EIXO X-X				EIXO Y-Y				rt cm	lt cm	Esbeltez		Cw cm ⁸	u m ² /m
				tw mm	tf mm				Ix cm ⁴	Wx cm ³	rx cm	Zx cm ³	Iy cm ⁴	Wy cm ³	ry cm	Zy cm ³			Mesa - bf/2tf	Alma - d'/tw		
W 150 x 13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,60	1,72	10,20	27,49	4.181	0,67
W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	2,69	4,34	7,18	20,48	6.683	0,69
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0	1.229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	4,10	4,75	11,52	20,48	20.417	0,88
W 150 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1.384	173,0	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	2,73	11,08	4,95	17,48	10.206	0,69
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1.739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,80	110,8	4,18	10,95	8,23	17,94	30.277	0,90
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2.244	277,0	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	4,22	20,58	6,64	14,67	39.930	0,91
W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1.305	130,5	8,20	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,55	2,05	9,62	39,44	8.222	0,77
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1.686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	2,59	4,02	7,85	29,31	11.098	0,79
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	2.029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	2,63	6,18	6,38	27,42	13.868	0,79
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2.611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,10	76,3	3,54	7,65	7,92	29,34	32.477	0,92
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3.168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94,0	3,60	12,59	6,57	26,50	40.822	0,93
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3.437	342,0	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141,0	4,50	14,51	8,09	25,90	69.502	1,03
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4.114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,10	165,7	4,53	23,19	7,03	21,86	83.948	1,04
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	4.543	447,6	8,81	495,3	1.535	151,2	5,12	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141.342	1,19
W 200 x 52,0 (H)	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5.298	514,4	8,90	572,5	1.784	174,9	5,16	265,8	5,61	33,34	8,10	19,85	166.710	1,19
HP 200 x 53,0 (H)	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4.977	488,0	8,55	551,3	1.673	161,7	4,96	248,6	5,57	31,93	9,16	14,28	155.075	1,20
W 200 x 59,0 (H)	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	6.140	584,8	8,99	655,9	2.041	199,1	5,18	303,0	5,64	47,69	7,22	17,32	195.418	1,20
W 200 x 71,0 (H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	7.660	709,2	9,17	803,2	2.537	246,3	5,28	374,5	5,70	81,66	5,92	15,80	249.976	1,22
W 200 x 86,0 (H)	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9	9.498	855,7	9,26	984,2	3.139	300,4	5,32	458,7	5,77	142,19	5,07	12,06	317.844	1,23
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2.291	182,6	9,96	211,0	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,54	9,53	45,92	13.735	0,88
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2.939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	2,54	4,77	7,39	37,97	18.629	0,89
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3.473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,10	22.955	0,89
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6	4.046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,20	54,9	2,62	10,34	5,10	34,38	27.636	0,90
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4.937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	3,86	10,44	8,02	36,03	73.104	1,07
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6.057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,1	3,93	17,63	6,56	33,27	93.242	1,08
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6	7.158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,50	146,4	3,96	27,14	5,69	28,95	112.398	1,09
HP 250 x 62,0 (H)	62,0	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8.728	709,6	10,47	790,5	2.995	234,0	6,13	357,8	6,89	33,46	11,96	19,10	417.130	1,47
W 250 x 73,0 (H)	73,0	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11.257	889,9	11,02	983,3	3.880	305,5	6,47	463,1	7,01	56,94	8,94	23,33	552.900	1,48
W 250 x 80,0 (H)	80,0	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12.550	980,5	11,10	1.088,7	4.313	338,3	6,51	513,1	7,04	75,02	8,17	21,36	622.878	1,49
HP 250 x 85,0 (H)	85,0	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12.280	966,9	10,64	1.093,2	4.225	325,0	6,24	499,6	7,00	82,07	9,03	13,97	605.403	1,50
W 250 x 89,0 (H)	89,0	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9	14.237	1.095,1	11,18	1.224,4	4.841	378,2	6,52	574,3	7,06	102,81	7,40	18,82	712.351	1,50
W 250 x 101,0 (H)	101,0	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	16.352	1.238,8	11,27	1.395,0	5.549	431,8	6,57	656,3	7,10	147,70	6,56	16,87	828.031	1,51
W 250 x 115,0 (H)	115,0	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1	18.920	1.406,7	11,38	1.597,4	6.405	494,6	6,62	752,7	7,16	212,00	5,86	14,87	975.265	1,53
W 310 x 21,0	21,0	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3.776	249,2	11,77	291,9	98	19,5	1,90	31,4	2,42	3,27	8,86	53,25	21.628	0,98
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4.346	285,0	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	2,45	4,65	7,54	48,50	25.594	0,99
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271	36,5	5.500	356,0	12,28	412,0	158	31,0	2,08	49,4	2,55	8,14	5,73	45,20	35.441	1,00
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6.570	419,8	12,49	485,3	192	37,6	2,13	59,8	2,58	12,91	4,72	41,12	43.612	1,00
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7	8.581	553,6	13,14	615,4	727	88,1	3,82	134,9	4,38	13,20	8,51	46,66	163.728	1,25
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9.997	638,8	13,22	712,8	855	103,0	3,87	158,0	4,41	19,90	7,41	41,00	194.433	1,26
W 310 x 52,0	52,0	317	167	7,6	13,2	291	271	67,0	11.909	751,4	13,33	842,5	1.026	122,9	3,91	188,8	4,45	31,81	6,33	35,61	236.422	1,27
HP 310 x 79,0 (H)	79,0	299	306	11,0	11,0	277	245	100,0	16.316	1.091,3	12,77	1.210,1	5.258	343,7	7,25	525,4	8,20	46,72	13,91	22,27	1.089.258	1,77
HP 310 x 93,0 (H)	93,0	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	19.682	1.299,1	12,85	1.450,3	6.387	414,7	7,32	635,5	8,26	77,33	11,76	18,69	1.340.320	1,78
W 310 x 97,0 (H)	97,0	308	305	9,9	15,4	277	245	123,6	22.284	1.447,0	13,43	1.594,2	7.286	477,8	7,68	725,0	8,38	92,12	9,90	24,77	1.558.682	1,79
W 310 x 107,0 (H)	107,0	311	306	10,9	17,0	277	245	136,4	24.839	1.597,3	13,49	1.788,2	8.123	530,9	7,72	806,1	8,41	122,86	9,00	22,48	1.754.271	1,80
HP 310 x 110,0 (H)	110,0	308	310	15,4	15,5	277	245	141,0	23.703	1.539,1	12,97	1.730,6	7.707	497,3	7,39	763,7	8,33	125,66	10,00	15,91	1.646.104	1,80

W 310 x 117,0 (H)	117,0	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	27.563	1.755,6	13,56	1.952,6	9.024	587,9	7,76	893,1	8,44	161,61	8,21	20,55	1.965.950	1,80
HP 310 x 125,0 (H)	125,0	312	312	17,4	17,4	277	245	159,0	27.076	1.735,6	13,05	1.963,3	8.823	565,6	7,45	870,6	8,38	177,98	8,97	14,09	1.911.029	1,81
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8.358	479,0	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72,0	3,20	9,15	7,47	53,10	84.111	1,17
W 360 x 39,0	39,0	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	10.331	585,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91,9	3,27	15,83	5,98	47,32	109.551	1,18
W 360 x 44,6	44,6	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	12.258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148,0	4,43	16,70	8,72	44,70	239.091	1,35
W 360 x 51,0	51,0	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	14.222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	4,49	24,65	7,37	42,75	284.994	1,36
W 360 x 58,0	58,0	358	172	7,9	13,1	332	308	72,5	16.143	901,8	14,92	1.014,8	1.113	129,4	3,92	199,8	4,53	34,45	6,56	38,96	330.394	1,37
W 360 x 64,0	64,0	347	203	7,7	13,5	320	288	81,7	17.890	1.031,1	14,80	1.145,5	1.885	185,7	4,80	284,5	5,44	44,57	7,52	37,40	523.362	1,46
W 360 x 72,0	72,0	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3	20.169	1.152,5	14,86	1.285,9	2.140	209,8	4,84	321,8	5,47	61,18	6,75	33,47	599.082	1,47
W 360 x 79,0	79,0	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2	22.713	1.283,2	14,98	1.437,0	2.416	235,7	4,89	361,9	5,51	82,41	6,10	30,68	685.701	1,48
W 360 x 91,0 (H)	91,0	353	254	9,5	16,4	320	288	115,9	26.755	1.515,9	15,19	1.680,1	4.483	353,0	6,22	538,1	6,90	92,61	7,74	30,34	1.268.709	1,68
W 360 x 101,0 (H)	101,0	357	255	10,5	18,3	320	288	129,5	30.279	1.696,3	15,29	1.888,9	5.063	397,1	6,25	606,1	6,93	128,47	6,97	27,28	1.450.410	1,68
W 360 x 110,0 (H)	110,0	360	256	11,4	19,9	320	288	140,6	33.155	1.841,9	15,36	2.059,3	5.570	435,2	6,29	664,5	6,96	161,93	6,43	25,28	1.609.070	1,69
W 360 x 122,0 (H)	122,0	363	257	13,0	21,7	320	288	155,3	36.599	2.016,5	15,35	2.269,8	6.147	478,4	6,29	732,4	6,98	212,70	5,92	22,12	1.787.806	1,70
W 410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	50,3	12.777	640,5	15,94	736,8	404	57,7	2,83	90,9	3,49	11,69	7,95	55,84	153.190	1,32
W 410 x 46,1	46,1	403	140	7,0	11,2	381	357	59,2	15.690	778,7	16,27	891,1	514	73,4	2,95	115,2	3,55	20,06	6,25	50,94	196.571	1,33
W 410 x 53,0	53,0	403	177	7,5	10,9	381	357	68,4	18.734	929,7	16,55	1.052,2	1.009	114,0	3,84	176,9	4,56	23,38	8,12	47,63	387.194	1,48
W 410 x 60,0	60,0	407	178	7,7	12,8	381	357	76,2	21.707	1.066,7	16,88	1.201,5	1.205	135,4	3,98	209,2	4,65	33,78	6,95	46,42	467.404	1,49
W 410 x 67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	381	357	86,3	24.678	1.203,8	16,91	1.362,7	1.379	154,1	4,00	239,0	4,67	48,11	6,22	40,59	538.546	1,50
W 410 x 75,0	75,0	413	180	9,7	16,0	381	357	95,8	27.616	1.337,3	16,98	1.518,6	1.559	173,2	4,03	269,1	4,70	65,21	5,63	36,80	612.784	1,51
W 410 x 85,0	85,0	417	181	10,9	18,2	381	357	108,6	31.658	1.518,4	17,07	1.731,7	1.804	199,3	4,08	310,4	4,74	94,48	4,97	32,72	715.165	1,52
W 460 x 52,0	52,0	450	152	7,6	10,8	428	404	66,6	21.370	949,8	17,91	1.095,9	634	83,5	3,09	131,7	3,79	21,79	7,04	53,21	304.837	1,47
W 460 x 60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	428	404	76,2	25.652	1.127,6	18,35	1.292,1	796	104,1	3,23	163,4	3,89	34,60	5,75	50,55	387.230	1,49
W 460 x 68,0	68,0	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6	29.851	1.300,7	18,46	1.495,4	941	122,2	3,28	192,4	3,93	52,29	5,00	44,42	461.163	1,50
W 460 x 74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	428	404	94,9	33.415	1.462,4	18,77	1.657,4	1.661	174,8	4,18	271,3	4,93	52,97	6,55	44,89	811.417	1,64
W 460 x 82,0	82,0	460	191	9,9	16,0	428	404	104,7	37.157	1.615,5	18,84	1.836,4	1.862	195,0	4,22	303,3	4,96	70,62	5,97	40,81	915.745	1,64
W 460 x 89,0	89,0	463	192	10,5	17,7	428	404	114,1	41.105	1.775,6	18,98	2.019,4	2.093	218,0	4,28	339,0	5,01	92,49	5,42	38,44	1.035.073	1,65
W 460 x 97,0	97,0	466	193	11,4	19,0	428	404	123,4	44.658	1.916,7	19,03	2.187,4	2.283	236,6	4,30	368,8	5,03	115,05	5,08	35,44	1.137.180	1,66
W 460 x 106,0	106,0	469	194	12,6	20,6	428	404	135,1	48.978	2.088,6	19,04	2.394,6	2.515	259,3	4,32	405,7	5,05	148,19	4,71	32,05	1.260.063	1,67
W 530 x 66,0	66,0	525	165	8,9	11,4	502	478	83,6	34.971	1.332,2	20,46	1.558,0	857	103,9	3,20	166,0	4,02	31,52	7,24	53,73	562.854	1,67
W 530 x 72,0	72,0	524	207	9,0	10,9	502	478	91,6	39.969	1.525,5	20,89	1.755,9	1.615	156,0	4,20	244,6	5,16	33,41	9,50	53,13	1.060.548	1,84
W 530 x 74,0	74,0	529	166	9,7	13,6	502	478	95,1	40.969	1.548,9	20,76	1.804,9	1.041	125,5	3,31	200,1	4,10	47,39	6,10	49,26	688.558	1,68
W 530 x 82,0	82,0	528	209	9,5	13,3	501	477	104,5	47.569	1.801,8	21,34	2.058,5	2.028	194,1	4,41	302,7	5,31	51,23	7,86	50,25	1.340.255	1,85
W 530 x 85,0	85,0	535	166	10,3	16,5	502	478	107,7	48.453	1.811,3	21,21	2.099,8	1.263	152,2	3,42	241,6	4,17	72,93	5,03	46,41	845.463	1,69
W 530 x 92,0	92,0	533	209	10,2	15,6	502	478	117,6	55.157	2.069,7	21,65	2.359,8	2.379	227,6	4,50	354,7	5,36	75,50	6,70	46,84	1.588.565	1,86
W 530 x 101,0	101,0	537	210	10,9	17,4	502	470	130,0	62.198	2.316,5	21,87	2.640,4	2.693	256,5	4,55	400,6	5,40	106,04	6,03	43,14	1.812.734	1,86
W 530 x 109,0	109,0	539	211	11,6	18,8	501	469	139,7	67.226	2.494,5	21,94	2.847,0	2.952	279,8	4,60	437,4	5,44	131,38	5,61	40,47	1.991.291	1,87
W 610 x 101,0	101,0	603	228	10,5	14,9	573	541	130,3	77.003	2.554,0	24,31	2.922,7	2.951	258,8	4,76	405,0	5,76	81,68	7,65	51,54	2.544.966	2,07
W 610 x 113,0	113,0	608	228	11,2	17,3	573	541	145,3	88.196	2.901,2	24,64	3.312,9	3.426	300,5	4,86	469,7	5,82	116,50	6,59	48,34	2.981.078	2,08
W 610 x 125,0	125,0	612	229	11,9	19,6	573	541	160,1	99.184	3.241,3	24,89	3.697,3	3.933	343,5	4,96	536,3	5,89	159,50	5,84	45,45	3.441.766	2,09
W 610 x 140,0	140,0	617	230	13,1	22,2	573	541	179,3	112.619	3.650,5	25,06	4.173,1	4.515	392,6	5,02	614,0	5,94	225,01	5,18	41,27	3.981.687	2,10
W 610 x 155,0	155,0	611	324	12,7	19,0	573	541	198,1	129.583	4.241,7	25,58	4.749,1	10.783	665,6	7,38	1022,6	8,53	200,77	8,53	42,60	9.436.714	2,47
W 610 x 174,0	174,0	616	325	14,0	21,6	573	541	222,8	147.754	4.797,2	25,75	5.383,3	12.374	761,5	7,45	1171,1	8,58	286,88	7,52	38,63	10.915.665	2,48

Características Dimensionais e Propriedades Geométricas de acordo com as normas ABNT NBR 15980:2011 e ASTM A6/A6M.