



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
Universidade Federal de Ouro Preto  
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil  
Curso de Graduação em Engenharia Civil

---



**Katarine Fagundes Barbosa**

**INFLUÊNCIA DA TIPOLOGIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL  
DOS PILARES E DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES NO  
COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM AÇO – ESTUDO DE  
CASO**

Ouro Preto

2023

Influência da tipologia da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações no comportamento de edifício em aço – estudo de caso

Katarine Fagundes Barbosa

Trabalho Final de Curso apresentado como parte dos requisitos para obtenção do Grau de Engenheiro Civil na Universidade Federal de Ouro Preto.

Data da aprovação: 30/03/2023

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Arlene Maria Cunha Sarmanho

Coorientador: Matheus Miranda De Oliveira

Ouro Preto

2023

## SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

B238i Barbosa, Katarine Fagundes.

Influência da tipologia da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações no comportamento de edifício em aço - estudo de caso. [manuscrito] / Katarine Fagundes Barbosa. - 2023.  
51 f.

Orientadora: Profa. Dra. Arlene Maria Cunha Sarmanho.

Coorientador: Me. Matheus Miranda De Oliveira.

Monografia (Bacharelado). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Graduação em Engenharia Civil .

1. Aço tubular - Estruturas - Perfis tubulares. 2. Análise estrutural (Engenharia). 3. Engenharia civil - Rigidez das ligações. 4. Engenharia civil - Deslocabilidade. I. Sarmanho, Arlene Maria Cunha. II. Oliveira, Matheus Miranda De. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB-1716



## FOLHA DE APROVAÇÃO

**Katarine Fagundes Barbosa**

### INFLUÊNCIA DA TIPOLOGIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES E DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES DE EDIFÍCIO EM AÇO – ESTUDO DE CASO

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil

Aprovada em 30 de março de 2023

#### Membros da banca

D.Sc. - Arlene Maria Cunha Sarmanho - Orientadora (Universidade Federal de Ouro Preto)  
M.Sc - Matheus Miranda de Oliveira - Orientador (Universidade Federal de Ouro Preto)  
D.Sc. - Lucas Roquete - Membro (Universidade Federal de São João DelRey)  
M.Sc - Gilney Afonso Gonçalves (Universidade Federal de Ouro Preto)

Arlene Maria Cunha Sarmanho e Matheus Miranda de Oliveira, orientadores do trabalho, aprovaram a versão final e autorizam seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 01/05/2023



Documento assinado eletronicamente por **Arlene Maria Cunha Sarmanho, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 01/05/2023, às 20:15, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Matheus Miranda de Oliveira, Usuário Externo**, em 02/05/2023, às 09:16, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [http://sei.ufop.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **0516240** e o código CRC **6041C6B2**.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, pela oportunidade e por ter me guiado até aqui.

À minha mãe, Creusa, por todo o apoio e motivação.

Ao Rhiann, pelo companheirismo, apoio e amor em toda essa jornada.

À professora Arlene e ao Matheus, agradeço pela oportunidade e por todos os ensinamentos compartilhados.

À UFOP e a Escola de Minas, por serem palco da realização desse grande sonho.

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo analisar a influência da tipologia da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações em um edifício em aço por meio de um estudo de caso. Além de verificar a deslocabilidade da estrutura. A modelagem e implementação das seções transversais abertas e tubulares dos pilares, da rigidez das ligações (rígida, semirrígida e flexível) e análise do comportamento estrutural da edificação foram realizadas por meio do *software* SAP2000. Os principais resultados indicaram a influência significativa da tipologia da seção transversal e das ligações no deslocamento da estrutura. Os pilares da edificação com seções tubulares quadradas reduziram consideravelmente o peso de aço da edificação em relação aos pilares com seções abertas. A estrutura apresentou mais deslocamento com a semirrigidez quando avaliada em primeira ordem mas reduziu as cargas nos pilares e nas bases. Portanto, é necessário avaliar a rigidez das ligações e a tipologia das seções dos perfis em projetos de estruturas metálicas, visando garantir a estabilidade e segurança das edificações.

Palavras-chaves: perfis tubulares 1, análise estrutural 2, rigidez das ligações 3, deslocabilidade 4.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Pórtico Engastado (Pfeil,2022) .....	10
Figura 1.2 Contraventamentos em X e em K (Pfeil, 2022).....	10
Figura 1.3 Exemplo de seções de perfis tubulares (Araújo et al., 2016).....	11
Figura 1.4 Processo de fabricação de tubos sem costura (Araújo et al., 2016)..	12
Figura 1.5 Classificação das ligações quanto ao seu comportamento momento M x rotação relativa $\phi$ (Pfeil, 2022) .....	13
Figura 2.1 Classificação das ligações segundo sua geometria (Lu,1997). .....	22
Figura 3.1 Planta Baixa do pavimento tipo – cotas em mm (Pfeil, 2022).....	24
Figura 3.2 Estrutura adotada - cotas em mm (Pfeil, 2022) .....	25
Figura 3.3 Sistema estrutural do piso e nomenclatura das vigas (Pfeil,2022) ....	26
Figura 3.4 Sistema estrutural do piso da caixa d'água e nomenclatura das vigas (Pfeil, 2022).....	26
Figura 3.5 Nomenclatura dos pilares (Pfeil, 2022).....	27
Figura 3.6 Modelo estrutural no SAP2000 .....	31
Figura 4.1 Perfil SHS e I .....	37
Figura 4.2 Modelo estrutural com pilares em seção SHS.....	39
Figura 4.3 Diagramas de Momento Fletor do pórtico com ligações rotuladas e semirrígidas.....	45
Figura 4.4 Diagramas de Momento Fletor do pórtico com ligações engastadas e semirrígidas.....	46

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Lista de seções do Projeto Integrado (Pfeil, 2022) .....	28
Tabela 3.2 – Cargas Permanentes (Pfeil, 2022 - Adaptado) .....	29
Tabela 3.3 – Cargas Acidentais (Pfeil, 2022 - Adaptado) .....	29
Tabela 3.4 – Cargas de Vento (Pfeil, 2022 - Adaptado) .....	30
Tabela 3.5 – Forças Nocionais (Pfeil, 2022 - Adaptado).....	30
Tabela 4.1 – Perfis SHS selecionados.....	34
Tabela 4.2 – Resultado das forças resistentes de flambagem .....	36
Tabela 4.3 – Perfis SHS selecionados a partir de $N_{eX,y}$ .....	37
Tabela 4.4 – Diferença de massa linear entre os perfis.....	38
Tabela 4.5 – Lista de seções do Projeto com pilares SHS .....	40
Tabela 4.6 – Peso total das estruturas .....	40
Tabela 4.7 – Rigidez inicial para ligações entre colunas tubulares e vigas de seção transversal I.....	41
Tabela 4.8 – Análise dos deslocamentos .....	42



## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	9
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	9
1.2. OBJETIVOS	14
1.3. JUSTIFICATIVA	14
1.4. METODOLOGIA	15
1.5. ESCOPO DO TRABALHO	17
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1. PROJETO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS METÁLICAS	19
2.2. AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ	21
2.3. EMBASAMENTO TEÓRICO	21
3. PROJETO ESTRUTURAL ADOTADO	24
3.1. CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES	28
3.1.1. CARGAS PERMANENTES (CP)	28
3.1.2. CARGAS ACIDENTAIS (CA)	29
3.1.3. CARGAS DEVIDAS AOS VENTOS (CV)	29
3.1.4. FORÇAS NOCIONAIS (FN)	30
3.1.5. COMBINAÇÕES	30
3.2. MODELO COM PILARES EM SEÇÃO ABERTA	31
4. AVALIAÇÕES DO PROJETO ESTRUTURAL	33
4.1. PILARES COM SEÇÃO TRANSVERSAL TUBULAR	33
4.1.1 VERIFICAÇÃO DO PESO FINAL DA ESTRUTURAS	40
4.2. IMPLEMENTAÇÃO DAS RIGIDEZES DAS LIGAÇÕES	41
4.3. ANÁLISE DA DESLOCABILIDADE	42

4.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ	43
5. CONCLUSÃO	48
REFERÊNCIAS	50

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O projeto em aço de edifícios é uma opção eficiente para a construção de estruturas de grande porte. O aço é um material durável e resistente, o que o torna uma escolha ideal para a construção de edifícios que precisam suportar grandes cargas e ter uma longa vida útil.

O processo de construção de um edifício em aço começa com a definição da arquitetura, partindo para elaboração do projeto estrutural, que deve ser desenvolvido por engenheiros especializados em estruturas metálicas. No projeto é necessário definir os detalhes construtivos, para que possam ser analisada as cargas que o edifício deve suportar, e, posteriormente, realizar o dimensionamento, verificando a resistência e estabilidade, de modo a garantir a segurança, funcionalidade e as melhores técnicas construtivas do edifício.

Algumas configurações são utilizadas para garantir a estabilidade de edifícios mediante a ações externas. Pfeil (2022) expõe a identificação de dois tipos básicos de esquemas estruturais: pórticos com ligações rígidas à rotação e estruturas contraventadas com ligações flexíveis à rotação. Pórticos rígidos são estáveis tanto para cargas verticais, quanto para cargas horizontais, conforme apresentado na Figura 1.1.

Pfeil (2022) ainda descreve que a estrutura com ligações viga-pilar flexíveis só é estável para ação de cargas verticais, pois, para resistir às ações horizontais, os pilares funcionam de forma isolada e assim é necessário associar uma subestrutura com finalidade de aumentar a rigidez do edifício, denominada contraventamento. Os contraventamentos podem ser do tipo parede-diafragma ou formados por diagonais, em X ou em K. Na Figura 1.2 são ilustrados os contraventamentos por diagonais.

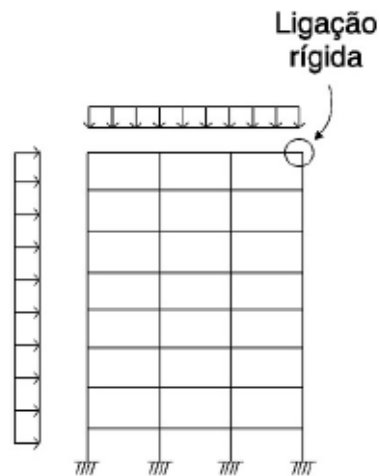


Figura 1.1 Pórtico Engastado (Pfeil,2022)

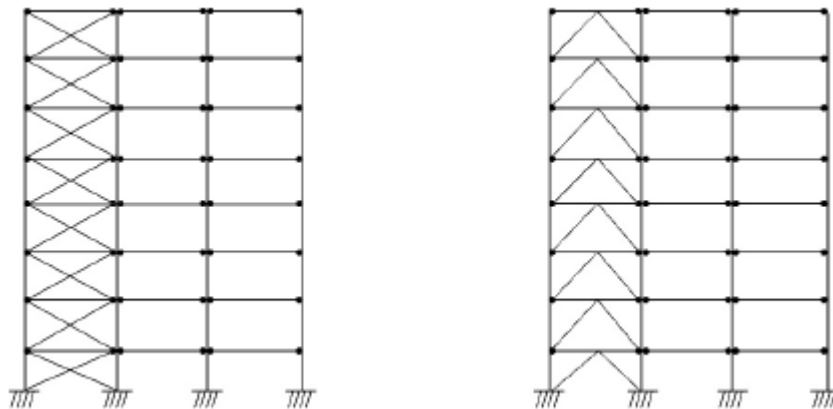


Figura 1.2 Contraventamentos em X e em K (Pfeil, 2022)

Uma vez que o projeto estrutural esteja finalizado, o processo de fabricação das peças em aço começa. Existem diversas formas de fabricação dos perfis de aço, como laminação a quente, soldagem de chapas e conformação a frio. Em seguida, as peças são fabricadas e enviadas para o canteiro de obras, onde serão montadas e fixadas.

Segundo Pfeil (2022), os perfis do tipo I da série W (*wide flange*) são os mais utilizados em edifícios de aço. Entretanto, o avanço da tecnologia modernizou as técnicas construtivas, trazendo um melhor desempenho, otimizando, alterando o aspecto visual e aumentando a viabilidade econômica de edificações em aço. Assim, observa-se a crescente utilização de seções tubulares estruturais na construção de aço como alternativa aos perfis abertos tradicionais (Serrano-López *et al.*, 2019).

Segundo Araújo *et al.* (2016), a história dos tubos de aço iniciou na segunda metade do século XIX. Porém, apenas a partir do ano 2000, observou-se o crescimento da utilização das estruturas tubulares no Brasil.

Atualmente, os perfis tubulares vêm sendo utilizados para diversas finalidades estruturais, como em coberturas, treliças, pilares, passarelas, shoppings ou trazendo uma diferenciação estética das construções convencionais. Os tubos de aço estrutural podem ser fabricados de duas maneiras distintas, sendo, os tubos soldados (com costura) ou os tubos sem solda (sem costura). E as seções variam, na maioria das vezes, entre circular (*circular hollow section - CHS*), quadrada (*square hollow section - SHS*) ou retangular (*rectangular hollow section - RHS*), conforme ilustrado na Figura 1.3.

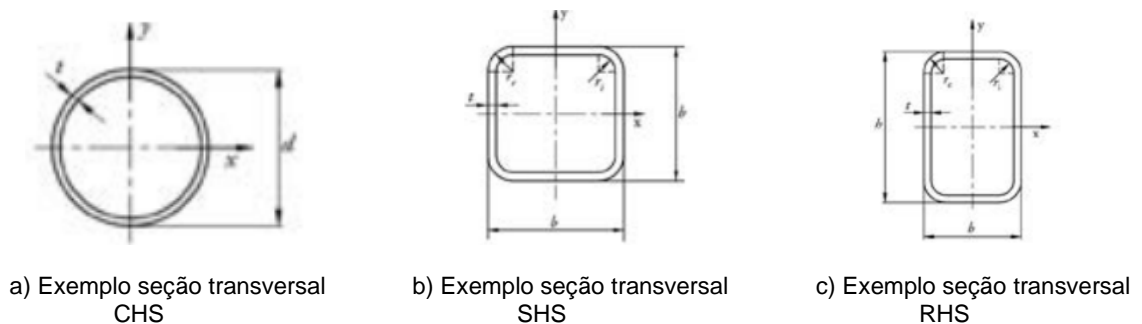


Figura 1.3 Exemplo de seções de perfis tubulares (Araújo et al., 2016)

Os tubos de seções retangulares e quadradas são fabricados a partir de tubos redondos e podem ser produzidos por conformação a frio ou por laminação a quente. No Brasil, segundo Araújo *et al.* (2016) perfis quadrados e retangulares são fabricados por conformação a frio, pelo processo de perfilação, onde as laterais do tubo redondo são pressionadas, dando novo formato a seção. Na Figura 1.4 (d) está apresentado a quadradora, equipamento responsável pela perfilação dos tubos.

Nesse contexto, Araújo *et al.* (2016) dispõe que a fabricação de tubos de aço de seção circular sem costura acontece através da perfuração por laminação a quente, no qual blocos maciços de aço são submetidos a um laminador com um mandril que perfura o bloco gerando a forma circular. Ilustrações do processo de fabricação estão apresentados na Figura 1.4. Já os tubos com costura são fabricados a partir de

conformações mecânicas, prensagem ou calandragem de chapas ou tiras de bobina de aço, e posterior soldagem das mesmas.



a) Bloco circular maciço sob alta temperatura sendo conduzido para o laminador



b) Visão esquemática interna do mandril de laminação do tubo



c) Vista do processo de laminação do tubo



d) Quadradora

Figura 1.4 Processo de fabricação de tubos sem costura (Araújo et al., 2016).

Tubos de aço estrutural, devido à sua geometria, possuem grande resistência a torção e resistência equilibrada à flexão além do aumento da rigidez, boa resistência frente à esforços axiais e redução considerável do consumo de aço (CBCA, 2009). Assim, a utilização de seções tubulares torna-se vantajosa em edificações, quando comparada com o uso do concreto, por exemplo. Conforme apontado por (Wardenier *et al.*, 2010), outra vantagem da utilização de seções tubulares é a redução da área de pintura para proteção contra a corrosão.

Além disso, a escolha adequada da ligação é essencial para garantir a segurança e a eficiência da estrutura. É importante considerar as características das seções tubulares e dos elementos estruturais a serem ligados, além das condições de

carregamento, para determinar o tipo de ligação mais adequado. Vale ressaltar que a escolha da ligação influencia diretamente na capacidade de dissipação de energia da estrutura, impactando também no seu comportamento frente a cargas dinâmicas. Por isso, é fundamental contar com um projeto estrutural bem elaborado e com profissionais capacitados para sua execução.

Nesse contexto, Pfeil (2022) dispõe que as ligações entre os elementos estruturais é um fator fundamental para avaliar o comportamento estrutural de uma edificação. Ligações entre vigas e colunas podem ser classificadas quanto à rigidez, sendo elas ligações rígidas, flexíveis ou semirrígidas. A rigidez das ligações pode ser determinada avaliando o comportamento do momento *versus* rotação relativa. As ligações rígidas mantem praticamente constante o ângulo entre a viga e a coluna, tendo rotação relativa quase nula, proporcionando continuidade nas deformações dos elementos ligados. As ligações flexíveis permitem a rotação relativa entre a viga e a coluna. Já as ligações semirrígidas possuem um comportamento intermediário aos citados anteriormente. Na Figura 1.5 está representada a classificação descrita.

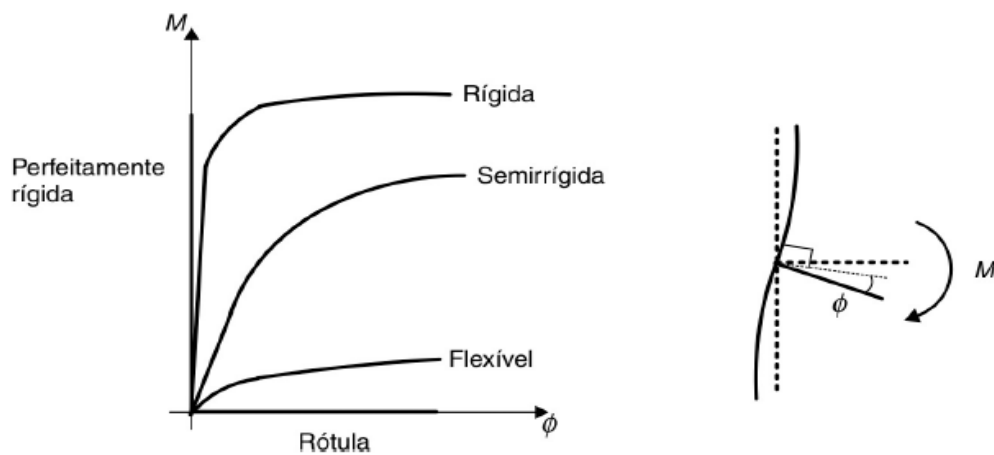


Figura 1.5 Classificação das ligações quanto ao seu comportamento momento  $M$  x rotação relativa  $\phi$  (Pfeil, 2022)

Assim, as ligações entre perfis tubulares podem ser realizadas com a utilização de soldas. Segundo Serrano-López *et al.* (2016), ligações envolvendo pilares tubulares são mais complexas do que em perfis abertos devido à impossibilidade de acesso ao interior do tubo para segurar o parafuso. Essa dificuldade aumenta em

edificações com mais pavimentos. Evidencia-se, assim, a importância da solda quando o sistema estrutural das edificações faz uso de perfis tubulares.

## **1.2. OBJETIVOS**

O objetivo do presente trabalho é avaliar a influência da tipologia da seção transversal dos pilares na rigidez das ligações e na deslocabilidade de um edifício de andares múltiplos (estudo de caso). Para tal, serão avaliados pilares de seção transversal “I” e pilares tubulares quadrados (SHS), vigas de seções I e ligações soldadas entre os elementos estruturais.

A partir do dimensionamento, procura-se:

- Analisar a influência da rigidez das ligações no comportamento estrutural;
- Avaliar a aplicação e o comportamento das ligações;
- Verificar a deslocabilidade da estrutura;

## **1.3. JUSTIFICATIVA**

O aumento da utilização dos perfis tubulares devido as suas características geométricas, faz com que haja a necessidade de estudos específicos acerca desse tema. Dado, ainda, a necessidade de ligações específicas para esse tipo de perfil, comumente soldadas, devido à dificuldade de acesso ao interior do tubo para segurar o parafuso. Assim, para garantir a segurança e estabilidade da estrutura é necessário escolher corretamente as seções dos pilares e a rigidez das ligações utilizadas no projeto.

Nesse contexto, a rigidez das ligações é um fator de extrema importância na estrutura em aço, pois afeta diretamente o comportamento global da estrutura. É fundamental que as ligações sejam projetadas adequadamente, de forma a garantir a transmissão correta das cargas entre os elementos da estrutura. E, de acordo com Bernardes (2016), constata-se a partir de ensaios experimentais, que a maioria das ligações das estruturas se enquadram como semirrígidas. Evidencia-se, ainda, que existem poucas pesquisas quando se diz respeito a ligações semirrígidas.



Todavia, o cálculo de estruturas é realizado considerando ligações rígidas ou articuladas, devido aos estudos disponíveis. Assim, reafirma-se a importância desse estudo, pois, grande parte das ligações não funcionam como engaste perfeito ou como rótula perfeita, ocorre uma transmissão intermediária de momento, no qual os estudos disponíveis não abordam profundamente.

Além disso, é importante avaliar a aplicação e comportamento das ligações em situações reais de carga e deslocamento, de modo a verificar se as premissas adotadas no projeto são adequadas. Assim, é possível detectar possíveis falhas e realizar ajustes necessários para garantir a segurança da estrutura.

Por fim, a verificação da deslocabilidade da estrutura é essencial para garantir que a estrutura não sofra deformações excessivas, instabilidade ou até mesmo colapso. Portanto, a escolha adequada das seções dos pilares e a rigidez das ligações utilizadas no projeto são cruciais para garantir a segurança e estabilidade da estrutura em aço.

Assim, o presente trabalho se justifica pela sua relevância na área da engenharia civil, em especial para a área de estruturas em aço, contribuindo para o aprimoramento das técnicas de projeto e construção dessas estruturas, garantindo a segurança e eficiência na execução das obras.

#### **1.4. METODOLOGIA**

A escolha da estrutura e de um projeto arquitetônico para o estudo de edifícios com colunas tubulares e vigas de perfil I pode ser realizada com base em diversos critérios, como a disponibilidade de projetos compatíveis com o estudo proposto, a complexidade da estrutura, a relevância do estudo para a área de engenharia civil, entre outros.

Uma opção para a escolha da estrutura e do projeto arquitetônico é buscar por projetos já existentes e disponíveis no meio acadêmico, como teses, dissertações, artigos científicos, publicações e livros. Sendo assim, neste trabalho foi utilizado o Projeto Integrado disponível como material suplementar na 9ª edição do livro

Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático de Walter Pfeil (2022) como projeto para desenvolvimento do presente estudo de caso.

É comum utilizar *softwares* de análise estrutural para modelar e dimensionar estruturas, e o SAP2000 é um dos programas mais utilizados na área de engenharia civil. É um programa de elementos finitos, com interface gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelagem, análise e dimensionamento dos mais vastos conjuntos de problemas de engenharia de estruturas, conhecido por sua confiabilidade e pela ampla gama de recursos disponíveis para análise e dimensionamento de estruturas (CSI). Assim, foi modelada no SAP2000 a estrutura proposta com pilares “I” e, depois, foi modelada a mesma estrutura com pilares de seção tubular quadrada (SHS).

Além do SAP2000, foi utilizado o *software* ANSYS 18.2, utilizando um modelo numérico em elementos finitos validado por Oliveira (2021) de modo a obter dados relativos à rigidez das ligações para as diferentes configurações. Nesse sentido, foram retiradas as rigidezes das ligações e incorporadas na estrutura modelada. Assim, foi possível analisar outros aspectos importantes, como a influencia na geometria do edifício e a interação entre as diferentes partes da estrutura, levando em conta a nova rigidez estabelecida. Dessa forma, ao utilizar a rigidez das ligações obtida a partir do modelo numérico no ANSYS 18.2 no modelo estrutural do SAP2000, foi possível analisar o comportamento mais realista do edifício e garantir que a estrutura fosse segura e eficiente.

A avaliação estrutural seguiu as normativas ABNT NBR8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, ANBT NBR16239:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares, ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

Após a modelagem e o dimensionamento da estrutura no SAP2000, foram avaliados o comportamento estrutural da edificação, a influência da rigidez e a verificação da deslocabilidade da estrutura. Foi essencial avaliar a rigidez e o

comportamento das ligações que conectam os pilares às vigas, pois isso afeta significativamente o comportamento estrutural da edificação. A deslocabilidade da estrutura foi avaliada com base nos resultados das simulações, garantindo que ela fosse capaz de suportar as cargas previstas sem apresentar deformações excessivas que comprometam a sua estabilidade.

Por fim, foram comparados os resultados obtidos para o edifício com pilar de seção "I" e com pilar de seção SHS. Os resultados das análises permitiram avaliar as vantagens e desvantagens de cada tipo de pilar em termos de desempenho estrutural e, dessa forma, auxiliaram na escolha do tipo mais adequado para a construção em questão.

## **1.5. ESCOPO DO TRABALHO**

No item 1, foram apresentadas as considerações iniciais, a justificativa para o estudo, abordando a importância do tema para o desenvolvimento de estruturas mais seguras e eficientes. Além disso, são apresentados os objetivos do trabalho, bem como a metodologia utilizada para alcançá-los.

No item 2, de revisão bibliográfica, são apresentados os principais conceitos relacionados à estruturação de edifícios em aço, com ênfase na tipologia das seções dos pilares e na rigidez das ligações. São apresentados estudos anteriores realizados na área, com o objetivo de embasar a pesquisa e evidenciar a necessidade de se aprofundar no tema.

No item 3, referente ao projeto estrutural adotado, são apresentados os principais aspectos relativos à estruturação do edifício em estudo, tais como as cargas atuantes e as dimensões das seções e da planta do edifício.

No item 4, está apresentada uma análise detalhada da edificação com pilares tubulares, com destaque para as principais características desse tipo de seção. E também é mostrado um estudo comparativo entre o modelo estrutural com pilares tubulares e o modelo com pilares abertos, com a finalidade de analisar as diferenças entre os dois tipos de seção.

Na conclusão, são apresentados os principais resultados do estudo e as conclusões obtidas. É destacada a importância da escolha adequada das seções dos pilares e das rigidezes das ligações na construção de edifícios em aço, visando garantir a segurança e estabilidade da estrutura.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Este item trata do tema de projetos estruturais de estruturas metálicas, com foco na utilização de pilares tubulares e ligações viga-coluna entre pilares tubulares e vigas de seção I. Além disso, apresenta uma classificação sobre os diferentes tipos de ligações utilizados em estruturas metálicas e um resumo dos estudos anteriores relacionados ao tema. O objetivo é fornecer uma base teórica para o desenvolvimento do projeto estrutural de edificações que utilizem esse tipo de estrutura, abordando aspectos importantes como a escolha do tipo de geometria e tipologia da ligação, análise da influência da rigidez das ligações, avaliação da deslocabilidade da estrutura e modos de falha.

### **2.1. PROJETO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS METÁLICAS**

Segundo Bernardes (2011), os projetos estruturais em estruturas metálicas são amplamente utilizados em vários contextos, como na construção de edifícios de grande porte, estádios, aeroportos, pontes, torres e outras estruturas. Escolher estruturas metálicas oferece vantagens como a resistência, durabilidade, facilidade de fabricação e montagem, além da flexibilidade para adaptações e modificações posteriores.

Projetos em estruturas metálicas utilizam diferentes configurações para garantir a estabilidade da estrutura. De acordo com Gonçalves (2008), dentre as configurações mais comuns, destacam-se as estruturas de pórticos, treliças e arcos, utilizadas em diferentes contextos a fim de garantir a estabilidade e resistência necessárias. A escolha dos perfis e configurações adequadas depende das cargas e esforços a serem suportados pela estrutura, bem como das restrições e requisitos do projeto em questão.

Um projeto estrutural de uma estrutura metálica é um processo complexo que envolve várias etapas. Algumas das principais atividades envolvidas consistem em definir alguns requisitos como carga máxima esperada, tipo de construção e características do terreno. Com base nos requisitos definidos, são selecionados os

perfis metálicos adequados para cada componente da estrutura. Isso envolve a escolha dos perfis para as colunas, vigas e outros elementos estruturais. A próxima etapa é definir como as peças serão conectadas umas às outras, escolhendo as formas de ligações, sendo parafusadas, soldadas e com quais elementos de fixação. Em seguida, é necessário realizar uma análise estrutural completa para garantir que a estrutura possa suportar os carregamentos a que será submetida. Para tal, pode ser utilizado o uso de softwares de análise estrutural, como o SAP2000, por exemplo, para simular as condições de carga e determinar a capacidade da estrutura. Por fim, é necessário elaborar os desenhos de detalhamento da estrutura, indicando a localização e o tamanho de cada perfil, bem como as ligações e fixações.

Uma parte importante na execução de um projeto estrutural de estruturas metálicas é a análise da rigidez e deslocabilidade da estrutura. São processos complexos que envolvem a aplicação de princípios teóricos da mecânica e resistência dos materiais, bem como o uso de ferramentas de análise estrutural sofisticadas. Na análise da rigidez, é necessário considerar a flexibilidade dos elementos estruturais, as propriedades dos materiais utilizados, a geometria da estrutura e as condições de contorno. Já na análise da deslocabilidade, é necessário levar em consideração os deslocamentos e deformações da estrutura sob cargas externas, bem como sua capacidade de se manter estável mesmo em situações extremas.

A escolha dos perfis e configurações adequadas para garantir a rigidez e deslocabilidade necessárias da estrutura é um desafio importante no projeto estrutural. Isso envolve considerar fatores como as cargas a serem suportadas, as condições de contorno, a geometria da estrutura, a resistência dos materiais e a estética do projeto.

Os avanços na tecnologia de análise estrutural, como a modelagem em elementos finitos e o uso de softwares especializados, têm permitido uma análise mais precisa e detalhada da rigidez e deslocabilidade da estrutura. Isso tem permitido uma otimização no uso dos materiais, bem como um melhor entendimento dos pontos críticos da estrutura. Assim, é possível garantir a segurança, estabilidade e durabilidade da estrutura, além de reduzir custos e tempo de construção.

Em resumo, um projeto estrutural de uma estrutura metálica envolve diversas atividades, desde a definição dos requisitos até a construção da estrutura. É um processo complexo que exige conhecimento técnico especializado e o uso de ferramentas e softwares específicos para garantir a segurança e a eficiência da estrutura.

## **2.2. AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ**

A determinação da rigidez das ligações é um aspecto crucial na análise estrutural de edifícios. Uma das maneiras de obter essa informação é por meio da utilização de software de simulação, como o ANSYS 18.2. Com uso desse software, é possível criar modelos computacionais que representam as ligações em questão e aplicar cargas para avaliar seu comportamento. Dessa forma, é possível determinar a rigidez das ligações e utilizá-las na análise estrutural do edifício.

Desse modo, a determinação da rigidez das ligações é fundamental para garantir a segurança e eficiência estrutural de edifícios. A utilização de software de simulação como o ANSYS 18.2, em conjunto com ensaios experimentais, é uma das formas mais eficazes de se obter essa informação.

## **2.3. EMBASAMENTO TEÓRICO**

Com o aumento da utilização de perfis tubulares na construção civil, pesquisas foram sendo realizadas a fim de auxiliar o entendimento e ampliar os conhecimentos acerca das especificações requeridas por esse tipo de perfil. Serão apresentados nesse tópico alguns estudos envolvendo ligações entre perfis tubulares de seção retangular e vigas de seção I soldadas.

As ligações de perfis tubulares podem ser classificadas segundo a geometria dos elementos de ligação. Essas ligações podem ser uniplanares, ou seja, uma ou mais vigas estão ligadas em um único plano na coluna, ou multiplanares, onde as vigas ligantes a coluna se encontram em planos diferentes e se juntam a coluna em faces

não opostas. Está apresentado na Figura 2.1 a exemplificação das ligações uniplanares e multiplanares.

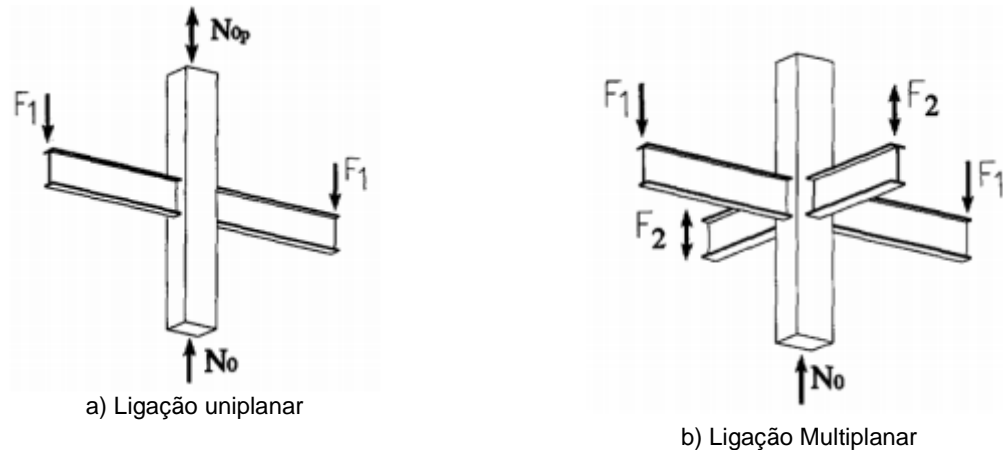


Figura 2.1 Classificação das ligações segundo sua geometria (Lu,1997).

Serrano-López *et al.* (2016) descreveram um estudo numérico de simulação de ligações soldadas entre vigas I e colunas RHS em estruturas metálicas, com o objetivo de avaliar o comportamento mecânico das ligações soldadas em diferentes cenários, a fim de identificar o efeito de diferentes variáveis, tais como o tipo de soldagem, o tamanho do cordão de solda e o tamanho do chanfro na resistência e rigidez da ligação. Os resultados da simulação mostraram que o tamanho do cordão de solda e o tipo de soldagem afetam significativamente a resistência e rigidez da junta. Os autores concluem que a simulação numérica pode ser uma ferramenta útil para avaliar o comportamento de juntas soldadas em estruturas metálicas e que os resultados obtidos podem ser usados para melhorar o projeto e a construção de estruturas metálicas com juntas soldadas entre vigas I e colunas RHS.

Serrano-López *et al.* (2019) apresentam um estudo experimental e numérico comparando a influência da solda na ligação viga-coluna quando utilizada somente no flange da viga I ou quando utilizada por todo perfil. Foi observado que a utilização de solda somente nos flanges da viga I é suficiente para caracterizar as ligações entre viga de seção aberta e coluna RHS, trazendo precisão nos resultados e economia de solda.

López-Colina *et al.* (2019) realizou um estudo numérico associado a testes experimentais envolvendo vigas I e pilares RHS de mesma largura, validando que



ligações envolvendo elementos de largura iguais evitam altas rotações na face frontal do pilar. A pesquisa propôs uma equação para o dimensionamento das faces laterais do pilar RHS quando submetido a tração ou compressão.

Barros *et al.* (2022) avaliaram a rigidez inicial de 36 diferentes ligações soldadas, por meio de modelos numéricos validados em elementos finitos e seus resultados foram comparados com os cálculos realizados utilizando o método das componentes. As ligações foram avaliadas com falha na face da coluna com variações na espessura da coluna, largura da mesa da viga e altura da viga. As formulações da literatura foram utilizadas, tendo em vista que as prescrições normativas não incluem todas as formulações para ligações com elementos tubulares. Assim, três formulações diferentes da literatura foram avaliadas e um ajuste foi proposto para representar satisfatoriamente o componente avaliado e a rigidez inicial das ligações.

### 3. PROJETO ESTRUTURAL ADOTADO

A estrutura utilizada para realização do estudo foi retirada do material suplementar “Projeto Integrado” do livro Estruturas de Aço de Pfeil (2022). Foi mantido o sistema estrutural, posicionamento das vigas, pilares e os carregamentos. O projeto consiste em um edifício comercial de planta retangular com dimensões de 24 m de comprimento e 15 m de largura, com cinco pavimentos tipo, com 8 salas por pavimento, conforme apresentado na Figura 3.1.

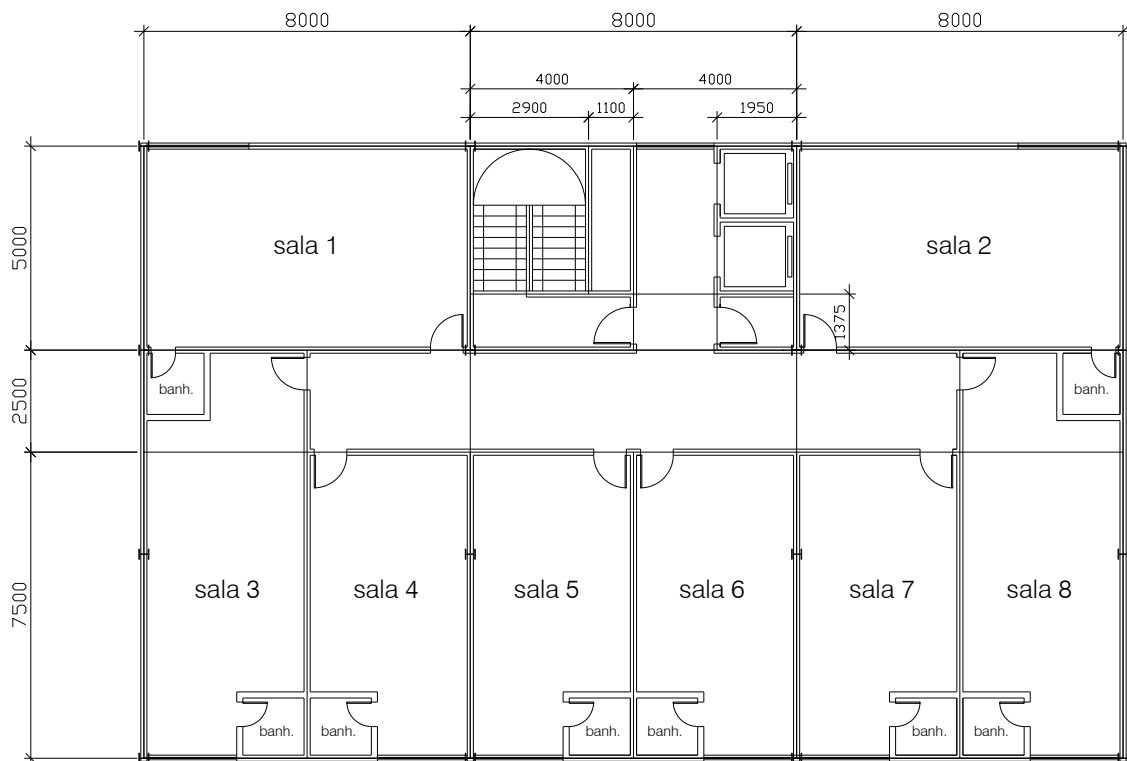


Figura 3.1 Planta Baixa do pavimento tipo – cotas em mm (Pfeil, 2022)

O sistema estrutural proposto no Projeto Integrado propõe pilares nos quatro cantos externos obrigatórios e distribui os demais pilares externos em eixos de mesmo alinhamento das paredes com vãos de 8 metros. Já para os eixos internos, foi estabelecido uma distribuição igual em três vãos de 5 metros. Foram ainda acrescentadas vigas secundárias no sentido de maior vão, estabelecendo vãos livres de 2,5 metros para as lajes, conforme mostrado na Figura 3.2 a seguir.

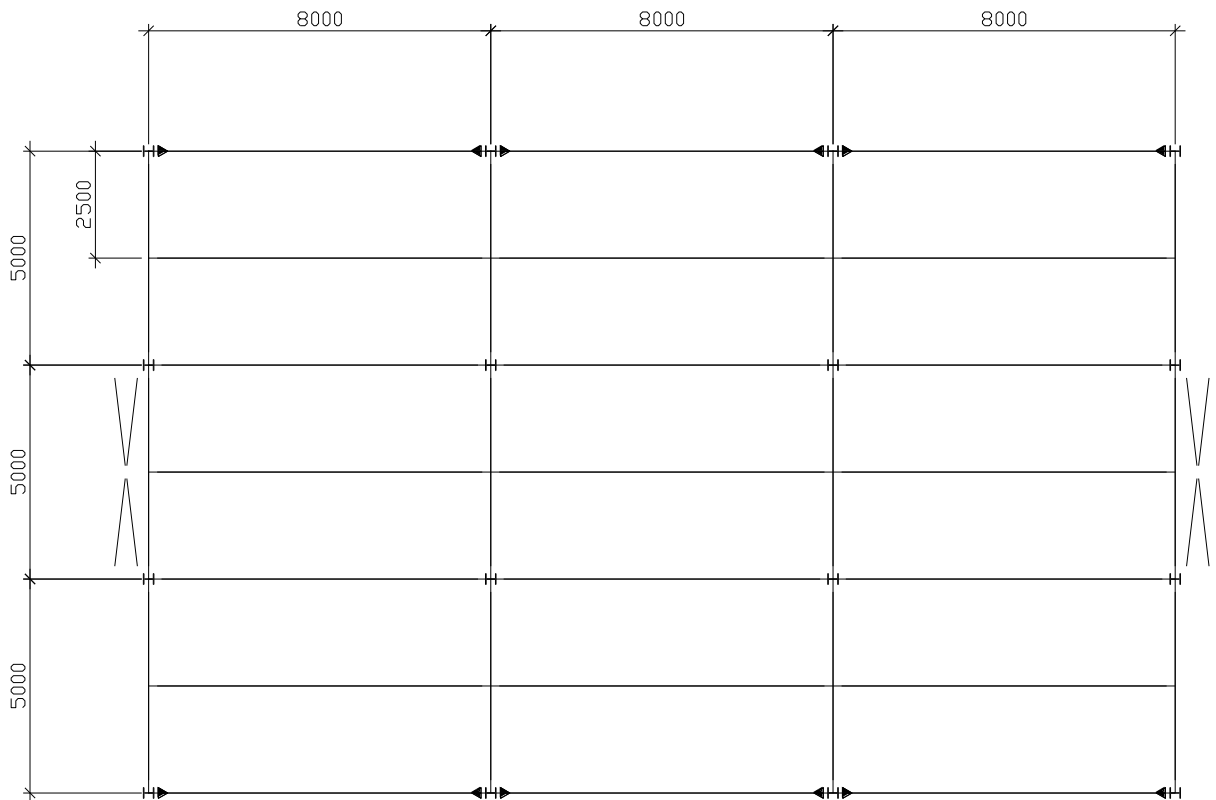


Figura 3.2 Estrutura adotada - cotas em mm (Pfeil, 2022)

Para resistir a cargas horizontais de vento, a estrutura foi definida como:

- o sistema estrutural na direção longitudinal conta com dois pórticos nas fachadas externas com quatro pilares cada, para ventos incidindo na fachada menor;
- o sistema estrutural na direção transversal conta com contraventamentos em 'X' nos vãos centrais de 5 metros das fachadas externas, para ventos incidindo nas fachadas maiores.

Sendo assim, o sistema estrutural final do piso, juntamente com a nomenclatura das vigas principais e secundárias, ficou conforme apresentado nas Figura 3.3 e Figura 3.4.

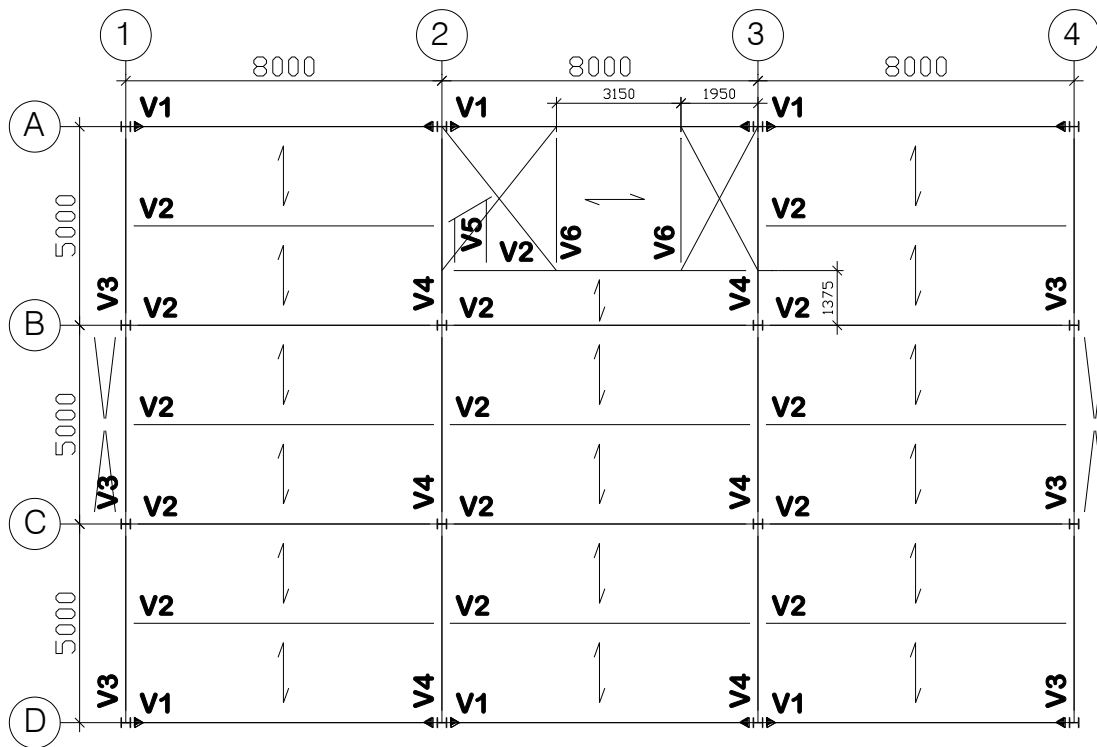


Figura 3.3 Sistema estrutural do piso e nomenclatura das vigas (Pfeil,2022)

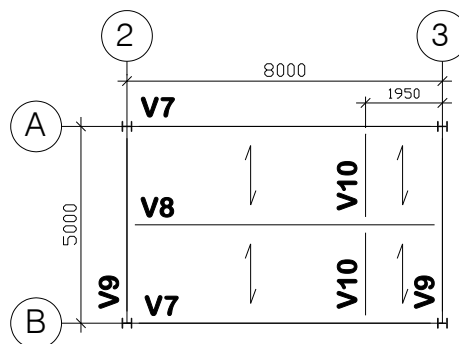


Figura 3.4 Sistema estrutural do piso da caixa d'água e nomenclatura das vigas (Pfeil, 2022)

O edifício possui 18,80 m de altura, sendo 5 pavimentos de 3,0 m de pé direito e uma casa para máquinas e caixa d'água de 3,80 m de altura. As nomenclaturas dos pilares foram determinadas conforme apresentado na Figura 3.5 a seguir.

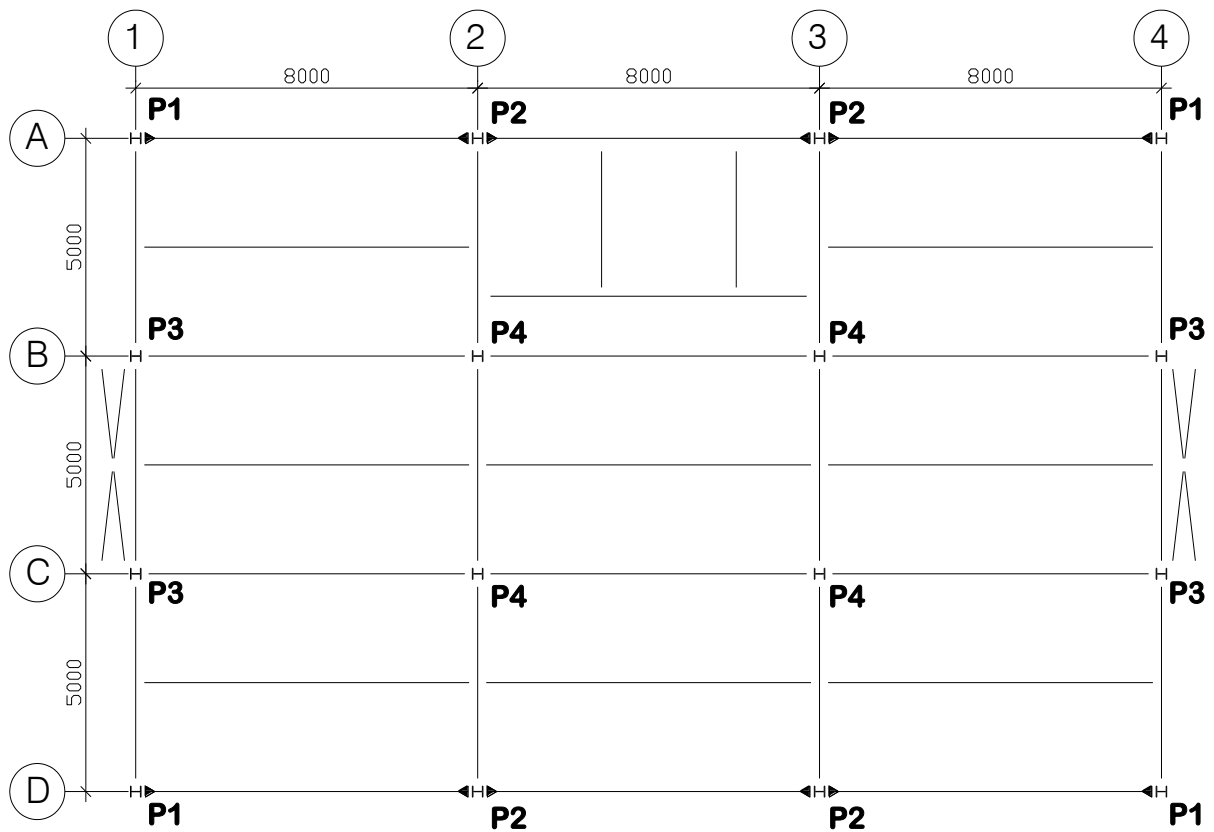


Figura 3.5 Nomenclatura dos pilares (Pfeil, 2022)

Todas as seções utilizadas para o dimensionamento do edifício proposto são de aço ASTM A572 Grau 50, com propriedades mecânicas de tensão de escoamento ( $f_y$ ) igual a 345 MPa e tensão última de ruptura ( $f_u$ ) igual a 450 MPa, e estão apresentadas na Tabela 3.1. Nota-se que os pilares P4 são divididos em P4A e P4B. Os pilares P4A são os localizados do térreo até a elevação de 3,0 m. De 3,0 m em diante, os pilares alteram a seção se tornando P4B.

**Tabela 3.1** – Lista de seções do Projeto Integrado

ELEMENTO	PERFIL	ELEMENTO	PERFIL
Pilares P1	W 250x73,0	Viga V4	W 410x46,1
Pilares P2	W 250x73,0	Viga V5	W 150x13,0
Pilares P3	HP 250x62,0	Viga V6	W 250x32,7
Pilares P4A	W 250x73,0	Viga V7	W 410x46,1
Pilares P4B	HP 250x62,0	Viga V8	W 410x67,0
Viga V1	W 410x46,1	Viga V9	W 410x67,0
Viga V2	W 360 x39,0	Viga V10	W 250x32,7
Viga V3	W 410x38,8	Contraventamentos	L 89x7,9

### 3.1. CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES

Foram mantidos os carregamentos utilizados no Projeto Integrado de Pfeil (2022) divididos entre cargas permanentes, cargas variáveis e cargas de vento. Os valores destes carregamentos são apresentados a seguir.

#### 3.1.1. CARGAS PERMANENTES (CP)

Cargas permanentes são todas as cargas que permanecem constantes durante a vida útil da edificação, sem mudanças significativas. Nesse projeto, foram utilizados como carregamentos permanentes o peso próprio da estrutura ( $CP_{est}$ ), da laje ( $CP_{laje}$ ), dos revestimentos ( $CP_{revestimento}$ ), da impermeabilização com manta asfáltica ( $CP_{imp}$ ), o peso das paredes externas com altura de 80 cm ( $Parede_{ext\_80}$ ), 200 cm ( $Parede_{ext\_200}$ ) e 260 cm ( $Parede_{ext\_260}$ ), paredes internas ( $Parede_{int\_260}$ ), o peso da caixa d'água ( $CP_{cxd}$ ) e das escadas ( $CP_{escada}$ ). Os valores utilizados estão apresentados na Tabela 3.2 a seguir.

**Tabela 3.2 – Cargas Permanentes**

NOMENCLATURA	CARGA	UNIDADE
CP <sub>escada</sub>	3,80	kN
CP <sub>est</sub>	40	kgf/m <sup>2</sup>
CP <sub>imp</sub>	1,80	kN/m <sup>2</sup>
CP <sub>cx</sub>	4,79	kN/m <sup>2</sup>
CP <sub>laje</sub>	2,27	kN/m <sup>2</sup>
CP <sub>revestimento</sub>	0,57	kN/m <sup>2</sup>
Parede <sub>ext_80</sub>	1,13	kN/m
Parede <sub>ext_200</sub>	2,82	kN/m
Parede <sub>ext_260</sub>	3,67	kN/m
Parede <sub>int_260</sub>	1,63	kN/m

Fonte: Pfeil, 2022 – Adaptado

### 3.1.2. CARGAS ACIDENTAIS (CA)

Cargas acidentais são aquelas que podem variar em magnitude e localização ao longo do tempo. Neste projeto, a carga de piso (CA<sub>piso</sub>), da escada (CA<sub>escada</sub>), da cobertura (CA<sub>cob</sub>) e da casa de máquinas (CA<sub>cdm</sub>) foram utilizados como carregamentos acidentais. Os valores das cargas acidentais do projeto estão apresentados na Tabela 3.3.

**Tabela 3.3 – Cargas Acidentais**

NOMENCLATURA	CARGA	UNIDADE
CA <sub>escada</sub>	3,50	kN
CA <sub>piso</sub>	3,00	kN/m <sup>2</sup>
CA <sub>cob</sub>	1,00	kN/m <sup>2</sup>
CA <sub>cdm</sub>	30,00	kN/m <sup>2</sup>

Fonte: Pfeil, 2022 – Adaptado

### 3.1.3. CARGAS DEVIDAS AOS VENTOS (CV)

A força exercida pelo vento sobre a estrutura foi lançada a cada nível de pórtico e separada em Vento 0 – frontal (VT 0) e em Vento 90 – Lateral (VT 90). Os valores das cargas de vento estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Cargas de Vento

NÍVEL DO PÓRTICO	NOMENCLATURA	CARGA (kN)	NOMENCLATURA	CARGA (kN)
3 m	VT 0	9,5	VT 90	18,2
6 m	VT 0	10,9	VT 90	20,9
9 m	VT 0	11,9	VT 90	22,8
12 m	VT 0	12,6	VT 90	24,3
15 m	VT 0	13,4	VT 90	25,7
18,8 m	VT 0	3,5	VT 90	6,7

Fonte: Pfeil, 2022 – Adaptado

### 3.1.4. FORÇAS NOCIONAIS (FN)

A força nocional é uma força fictícia que é usada em análises estruturais para simular o efeito de uma carga lateral na estrutura. Segundo Pfeil (2022), ela é calculada como 0,3% das cargas gravitacionais e são aplicadas nos pilares em cada andar nas duas direções ortogonais da estrutura. Na Tabela 3.5 são apresentados os valores das forças nocionais.

Tabela 3.5 – Forças Nocionais

NÍVEL DO PÓRTICO	NOMENCLATURA	CARGA (kN)	NOMENCLATURA	CARGA (kN)
3 m	FN 0	0,43	FN 90	0,43
6 m	FN 0	0,87	FN 90	0,87
9 m	FN 0	0,87	FN 90	0,87
12 m	FN 0	0,87	FN 90	0,87
15 m	FN 0	0,43	FN 90	0,43

Fonte: Pfeil, 2022 – Adaptado

### 3.1.5. COMBINAÇÕES

A fim de avaliar a segurança e desempenho do edifício, foram realizadas as combinações dos efeitos das cargas atuantes na estrutura. Essas combinações têm como objetivo verificar a resistência e as condições de utilização da estrutura e foram elaboradas seguindo a normativa ABNT NBR 8800:2008.



### 3.2. MODELO COM PILARES EM SEÇÃO ABERTA

Seguindo todas as características do edifício descritas anteriormente e adotando os mesmos perfis e carregamentos, foi realizado o lançamento do modelo estrutural no *software* SAP2000 v.15.0.0. Inicialmente, modelado com pilares em perfil I, conforme proposto por Pfeil (2022) e demonstrado na Figura 3.6 a seguir.



Figura 3.6 Modelo estrutural no SAP2000

Foram mantidos todos os carregamentos e combinações, seguindo o Projeto Integrado (Pfeil, 2022). Entretanto, o *software* SAP2000 não possui as normas brasileiras em sua biblioteca, não sendo possível a utilização da ABNT NBR8800 (2008) no dimensionamento. O *software* dispõe somente das normas americanas, europeia e outras.

Deste modo, foi utilizada a normativa americana AISC 360-05 para o dimensionamento. Todavia, os métodos de dimensionamento e os coeficientes de ponderação da NBR8800:2008 e da AISC 360-05 são diferentes, o que acarreta em valores diferentes das capacidades resistentes dos perfis. Assim, foi observado que os perfis propostos para os vigamentos do Projeto Integrado segundo Pfeil (2022) não possuem capacidade resistente suficiente frente aos esforços solicitantes quando avaliados pela normativa AISC 360-05. Todavia, o projeto foi dimensionado seguindo a NBR8800:2008 e foi demonstrado no Projeto Integrado (Pfeil, 2022) que sua capacidade resistente foi superior a solicitante.

## 4. AVALIAÇÕES DO PROJETO ESTRUTURAL

O edifício proposto no Projeto Integrado é composto por vigas e pilares de seções abertas e, assim, foi realizado a troca dos pilares para seções tubulares. Inicialmente, foram selecionados perfis tubulares retangulares e quadrados, seguindo critério de áreas e inércias semelhantes, massa linear dos elementos e a instabilidade global dos perfis.

### 4.1. PILARES COM SEÇÃO TRANSVERSAL TUBULAR

No projeto inicial, os pilares variavam em duas seções: HP250x62,0 e W250x73,0. A partir dessas seções, foram comparadas as propriedades geométricas dos perfis I, aos perfis RHS e SHS produzidos pela Vallourec a fim de obter perfis similares. Esses perfis tubulares são de aço ASTM A500 Grau C (VMB350), com propriedades mecânicas  $f_y = 350$  MPa e  $f_u = 485$  MPa. Foram selecionados inicialmente alguns perfis de área e inércia semelhantes.

Dentre os perfis selecionados e os critérios utilizados, os perfis SHS apresentaram resultados mais satisfatórios quando comparados com os perfis RHS. Pode-se associar a isso, o fato de o perfil SHS possuir inércias iguais ( $I_x = I_y$ ). Tal fator pode ter contribuído para que os resultados encontrados fossem mais satisfatórios em comparação com os perfis RHS. Isso ocorre porque, quando a inércia de uma seção transversal é igual em ambos os eixos ( $I_x$  e  $I_y$ ), ela apresenta dupla simetria em relação aos dois eixos. Isso significa que o perfil SHS pode resistir melhor às cargas aplicadas em diferentes direções, sem deformar excessivamente ou falhar prematuramente. Assim, o estudo foi realizado considerando os perfis SHS. A Tabela 4.1 apresenta os perfis selecionados.

Tabela 4.1 – Perfis SHS selecionados

SEÇÕES ABERTAS				SEÇÕES TUBULARES QUADRADAS			
SEÇÃO (h x kg/m)	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	SEÇÃO SHS (b x b x kg/m)	ESPESSURA (mm)	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
HP 250X62,0	79,6	8728	2995	SHS 160X160	14,2	80,1	2425
				SHS 175X175	12,5	81,1	3095
				SHS 180X180	10	65,7	3017
				SHS 180X180	12,5	81,1	3406
				SHS 200X200	6,4	47,9	2961
				SHS 200X200	11	80,7	4457
				SHS 260X260	8	79,4	8178
W 250X73,0	92,7	11257	3880	SHS 175X175	14,2	91,4	3322
				SHS 180X180	14,2	91,4	3663
				SHS 200X200	8,8	65,2	3850
				SHS 200X200	12,5	91,1	4859
				SHS 220X220	11	90,6	6094
				SHS 240X240	10	80,6	7643
				SHS 250X250	10	93	8707

A fim de diminuir o número de seções selecionadas previamente, foram utilizados como critérios de seleção o peso e a força axial de flambagem.

Para determinar qual a seção transversal utilizar, a força de resistência de flambagem também foi avaliada. A força de resistência de flambagem de um perfil em torno de determinado eixo é representada por  $N_{ex}$ ,  $N_{ey}$  e  $N_{ez}$  e o menor desses valores representa a força axial de flambagem  $N_e$ . O menor valor dentre as grandezas apresentadas dita como o perfil irá flambar, seja em torno de x, y ou por torção. Segundo a NBR 8800:2008, para perfis abertos, esses valores podem ser calculados pelas formulações 4.1 a 4.4 a seguir:

Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (4.1)$$

Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (4.2)$$

Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (4.3)$$

Em que:

$$r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2 \quad (4.4)$$

Onde:

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

$I_x$  = momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x

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

$I_y$  = momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y

$K_z L_z$  = comprimento de flambagem por torção

$E$  = módulo de elasticidade do aço

$C_w$  = constante de empenamento da seção transversal

$G$  = módulo de elasticidade transversal do aço

$J$  = constante de torção da seção transversal

$r_o$  = raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento.

O cálculo das forças resistentes de flambagem para os perfis tubulares foram realizados pelas formulações 4.5 a 4.8 apresentadas por Araújo *et al.* (2016):

Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (4.5)$$

Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (4.6)$$

Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{GJ}{r_o^2} \quad (4.7)$$

Em que:

$$r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2 \quad (4.8)$$

Os resultados determinados para ambas as tipologias de seção transversal dos pilares estão apresentados na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2 – Resultado das forças resistentes de flambagem**

SEÇÕES ABERTAS							SEÇÕES TUBULARES QUADRADAS					
SEÇÃO (mmxkgf/m)	MASSA LINEAR (kgf/m)	ÁREA (cm²)	Ne <sub>x</sub> (kN)	Ne <sub>y</sub> (kN)	Ne <sub>z</sub> (kN)	Ne (kN)	SEÇÃO SHS (bxbxt)	MASSA LINEAR (kgf/m)	ÁREA (cm²)	Ne <sub>xy</sub> (kN)	Ne <sub>z</sub> (kN)	Ne (kN)
HP 250X62,0	62,0	79,6	19142,65	6568,77	7922,9359	6568,77	160X160X14,2	62,9	80,1	5318,62	569800,00	5318,62
							175X175X12,5	63,7	81,1	6788,09	556445,79	6788,09
							180X180X10,0	51,6	65,7	6617,02	424963,67	6617,02
							180X180X12,5	63,7	81,1	7470,19	554710,12	7470,19
							200X200X6,4	37,6	47,9	6494,20	296011,95	6494,20
							200X200X11,0	63,3	80,7	9775,29	534698,01	9775,29
							260X260X8,0	62,3	79,4	17936,36	484395,42	17936,36
W 250X73,0	73,0	92,7	24689,36	8509,79	10108,771	8509,7922	175X175X14,2	71,7	91,4	7285,96	639850,77	7285,96
							180X180X14,2	71,7	91,4	8033,86	637520,62	8033,86
							200X200X8,8	51,2	65,2	8443,99	411978,47	8443,99
							200X200X12,5	71,5	91,1	10656,98	614237,19	10656,98
							220X220X11,0	71,1	90,6	13365,64	593188,58	13365,64
							240X240X10,0	71,1	80,6	16762,97	571064,79	16762,97
							250X250X10,0	73	93	19096,59	583442,90	19096,59

Para os perfis abertos, observa-se que o menor valor de resistência a flambagem em torno de y (eixo de menor inércia). Tal constatação também não é válida para perfis de seção tubular quadradas tendo em vista que o perfil possui inercias iguais em ambas as direções. A Figura 4.1 apresentam as direções dos perfis. É possível observar na Tabela 4.2 o aumento considerável de Ne<sub>z</sub> quando comparando

perfis abertos e perfis tubulares, evidenciado o exposto anteriormente que perfis tubulares terem grande resistência a torção.

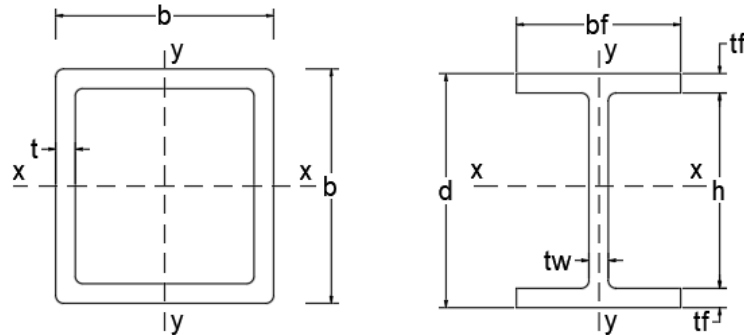


Figura 4.1 Perfil SHS e I

Como os perfis abertos tiveram o eixo  $y$  dominante para flambagem global, como critério de seleção, serão utilizados os perfis SHS com  $N_{e_{x,y}}$  próximos aos valores de  $N_{e_y}$  dos perfis de seção aberta. Assim, foram selecionados os perfis apresentados na Tabela 4.3 a seguir.

Tabela 4.3 – Perfis SHS selecionados a partir de  $N_{e_{x,y}}$

SEÇÕES ABERTAS		SEÇÕES TUBULARES QUADRADAS	
SEÇÃO (mm x kg/m)	$N_e$ (kN)	SEÇÃO (b x b x t)	$N_e$ (kN)
HP 250X62,0	6568,77	SHS 175X175X12,5	6788,09
		SHS 180X180X10,0	6617,02
		SHS 200X200X6,4	7470,19
W 250X73,0	8509,79	SHS 175X175X14,2	7285,96
		SHS 180X180X14,2	8033,86
		SHS 200X200X8,8	8443,99

Por fim, foi levado em consideração os pesos dos perfis selecionados. Comparar pesos de perfis metálicos é uma maneira de determinar qual perfil terá menor custo de compra e transporte, acarretando em uma obra mais econômica. A Tabela 4.4 apresenta os pesos e a comparação dos pesos dos perfis.

Tabela 4.4 – Diferença de massa linear entre os perfis

SEÇÕES ABERTAS		SEÇÕES TUBULARES QUADRADAS		DIF. DE MASSA LINEAR (kg/m)
SEÇÃO (mm x kg/m)	MASSA LINEAR (kg/m)	SEÇÃO (b x b x t)	MASSA LINEAR (kg/m)	
HP 250X62,0	62,0	SHS 160X160X14,2	62,9	-0,90
		SHS 175X175X12,5	63,7	-1,70
		SHS 180X180X10,0	51,6	10,40
		SHS 180X180X12,5	63,7	-1,70
		SHS 200X200X6,4	37,6	24,40
		SHS 200X200X11,0	63,3	-1,30
		SHS 260X260X8,0	62,3	-0,30
W 250X73,0	73,0	SHS 175X175X14,2	71,7	1,30
		SHS 180X180X14,2	71,7	1,30
		SHS 200X200X8,8	51,2	21,80
		SHS 200X200X12,5	71,5	1,50
		SHS 220X220X11,0	71,1	1,90
		SHS 240X240X10,0	71,1	1,90
		SHS 250X250X10,0	73	0,00

Analisando os perfis SHS equivalentes para substituir o perfil HP 250x62,0, inicialmente pelo critério da força normal de flambagem,  $N_e$ , obteve-se como resultado os perfis SHS 175x175x12,5, SHS 180x180x10,0 e SHS 200x200x6,4. O primeiro possui massa linear superior ao perfil aberto. O segundo, possui massa linear inferior ao perfil "I". Já o último perfil, possui peso inferior ao perfil aberto, sendo ainda mais leve que o segundo perfil (SHS180x180x10,0) que também havia passado nesse critério. Assim, ele é o perfil que mais atende aos critérios utilizados, demonstrando ainda uma possível vantagem econômica tendo em vista ser mais leve que o perfil I. Entretanto através da análise de flambagem local, observa-se que o perfil SHS 200x200x6,4 possui a relação  $\frac{b}{t} > 30$ , que é o valor máximo estabelecido pela NBR 16239:2013, caracterizando a coluna como esbelta. Dessa forma O perfil SHS escolhido, portanto, para substituir o perfil HP 250x62,0 foi o SHS180x180x10,0.



Realizando a mesma análise para substituir o perfil W 250x73,0, começando pelo critério  $N_e$ , foram selecionados os perfis tubulares SHS 175x175x14,2, SHS 180x180x14,2 e SHS 200x200x8,8. Os dois primeiros possuem a mesma massa linear, que é pouco inferior ao perfil aberto. Já o terceiro, possui menor massa linear dentre os três. Sendo assim, por demonstrar possível vantagem econômica frente aos outros perfis apresentados, a segunda seção selecionada foi a SHS 200x200x8,8.

A Figura 4.2 apresenta a modelagem final do projeto no SAP2000, seguindo as novas seções SHS escolhidas.

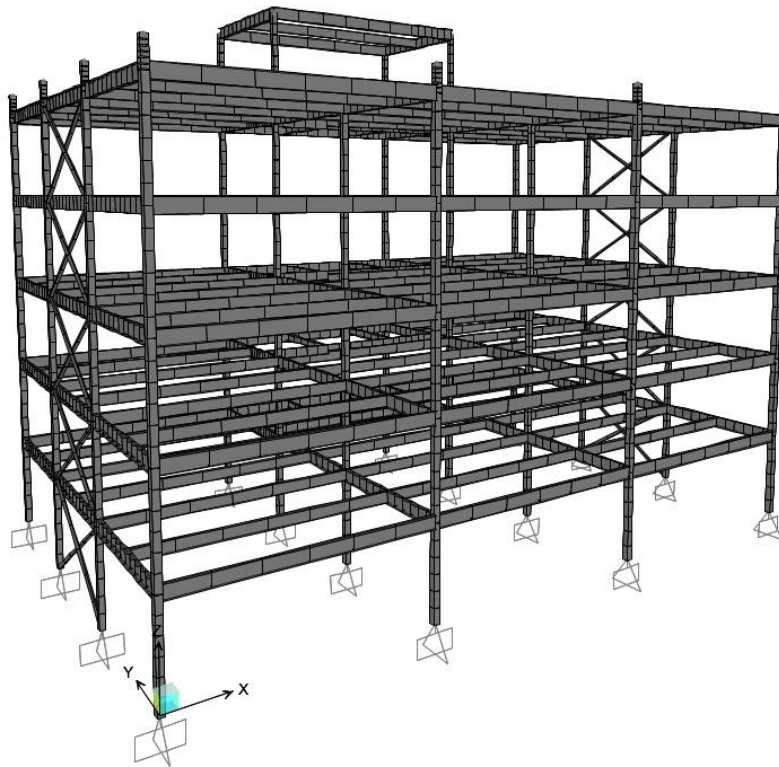


Figura 4.2 Modelo estrutural com pulares em seção SHS

A lista final dos perfis utilizados se encontra na Tabela 4.5.

**Tabela 4.5** – Lista de seções do projeto com pilares SHS

ELEMENTO	PERFIL	ELEMENTO	PERFIL
Pilares P1	SHS 200X200X8,8	Viga V4	W 410x46,1
Pilares P2	SHS 200X200X8,8	Viga V5	W 150x13,0
Pilares P3	SHS 180X180X10,0	Viga V6	W 250x32,7
Pilares P4A	SHS 200X200X8,8	Viga V7	W 410x46,1
Pilares P4B	SHS 180X180X10,0	Viga V8	W 410x67,0
Viga V1	W 410x46,1	Viga V9	W 410x67,0
Viga V2	W 360 x39,0	Viga V10	W 250x32,7
Viga V3	W 410x38,8	Contraventamentos	L 89x7,9

#### 4.1.1 VERIFICAÇÃO DO PESO FINAL DA ESTRUTURAS

O peso é um fator crucial para o projeto de estruturas metálicas, pois a utilização de perfis mais leves pode resultar em economia de material e redução de custos. Nesse contexto, a comparação entre o edifício com pilar I e o edifício com pilar SHS apresentou uma diferença significativa no peso das estruturas.

Ao substituir as seções dos pilares de perfil I por perfis SHS, o modelo estrutural tornou-se mais leve. Essa redução no peso foi devido às propriedades geométricas do perfil SHS, que apresentam áreas menores de seção transversal em comparação com o perfil I. Como resultado, o modelo com pilares SHS mostrou-se mais econômico e eficiente em termos de uso de materiais.

Além disso, a redução de peso também pode influenciar em outros aspectos do projeto, como a facilidade de transporte e montagem das peças, bem como a redução do tempo de construção. A Tabela 4.6 apresenta peso final da estrutura em pilares abertos e em pilares tubulares.

**Tabela 4.6** – Peso total das estruturas

TIPO DE PILAR DA ESTRUTURA	PESO FINAL DO EDIFÍCIO (tf)
PILARES ABERTOS – SEÇÃO “I”	67,33
PILARES TUBULARES – SEÇÃO SHS	63,10

Portanto, a escolha de perfis mais leves, como o perfil SHS, pode ser uma opção viável para projetos estruturais que buscam economia e eficiência na utilização de materiais.

## 4.2. IMPLEMENTAÇÃO DAS RIGIDEZES DAS LIGAÇÕES

A implementação da rigidez no modelo estrutural feito no SAP2000 é uma importante etapa para garantir a precisão dos resultados obtidos na análise da estrutura. Essa implementação permite incorporar informações mais precisas sobre o comportamento das ligações. Assim, o valor da rigidez da ligação soldada entre colunas tubulares retangulares e vigas de seção transversal I foi determinada por meio do modelo numérico de elementos finitos desenvolvido por Oliveira (2021) no *software* ANSYS 18.2. Na tabela 4.7 estão apresentados os valores de rigidez obtidos.

**Tabela 4.7** – Rigidez inicial para ligações entre colunas tubulares e vigas de seção transversal I

PILAR	VIGA	RIGIDEZ (kNm/rad)
SHS180X180X10,0	W 410X38,8	16694,38
	W410X46,1	17086,55
	W360X39,0	31750,78
SHS200X200X8,8	W410X38,8	10167,09
	W410X46,1	30035,48
	W410X67,0	31434,69
	W360X39,0	21251,42

Os valores apresentados na Tabela 4.7 são referentes às rigidezes em cada ligação envolvendo os pilares de seção SHS. Os valores de rigidez obtidos foram incorporados ao modelo estrutural no SAP2000, aprimorando a precisão da análise estrutural e garantindo que as propriedades da ligação sejam adequadamente consideradas na simulação.

Por fim, para análise e comparação das estruturas, foram avaliados 3 modelos estruturais no SAP2000. O primeiro modelo, seguindo as características originais do Projeto Integrado proposto por Walter Pfeil (2022), o segundo em que foram alterados

os pilares do edifício, passando para seções SHS e o terceiro em que foram implementadas as rigidezes obtidas pelo ANSYS 18.2 no modelo com seções SHS.

### 4.3. ANÁLISE DA DESLOCABILIDADE

A deslocabilidade é a capacidade de um edifício ou estrutura de sofrer deslocamentos sem perder sua integridade estrutural ou funcionalidade. Isso significa que, mesmo que um edifício sofra deslocamentos, ele deve continuar a desempenhar sua função sem prejudicar a segurança de seus ocupantes.

Os deslocamentos são avaliados por meio de combinações de serviço, que consideram as cargas e as ações a que a estrutura será submetida durante sua vida útil. A deslocabilidade é um indicador da qualidade do projeto estrutural, pois reflete a capacidade do edifício de suportar as cargas a que está sujeito sem comprometer sua integridade.

Os valores dos deslocamentos em primeira e segunda ordem retirados no topo do pilar P1 localizado na Fila D e Eixo 4 estão apresentados na Tabela 4.8.

**Tabela 4.8** – Análise dos deslocamentos

<b>ESTRUTURA</b>	<b>DESLOCAMENTO – 1ª ORDEM (mm)</b>	<b>DESLOCAMENTO – 2ª ORDEM (mm)</b>
Perfil I rotulado	15,36	15,85
Perfil SHS rotulado	26,53	31,68
Perfil SHS com ligações semirrígidas	25,88	29,76
Perfil SHS com todas as ligações engastadas	18,59	19,84

Quando se avalia a estrutura em primeira ordem, geralmente se considera apenas as cargas gravitacionais e o efeito do vento sobre a estrutura. Nessa análise, a estrutura SHS com ligações rotuladas apresenta maior deslocamento quando comparada a uma estrutura com todas as ligações engastadas. Isso ocorre porque a rigidez das ligações rotuladas é menor do que a rigidez das ligações engastadas,

permitindo maior liberdade de movimento nas ligações e, conseqüentemente, maiores deslocamentos nas extremidades das vigas.

Realizando a análise em segunda ordem, que leva em conta o efeito das deformações da estrutura nas cargas, observa-se que as ligações flexíveis também apresentam maior valor de deslocamento. Nessa análise, a estrutura SHS com ligações semirrígidas também apresenta deslocamento intermediário entre a estrutura com todas as ligações engastadas e a estrutura SHS rotulada.

O resultado da comparação entre os modelos estruturais com pilares de seção transversal "I" e perfis SHS mostrou que a adoção de perfis SHS pode resultar em deslocamentos maiores no edifício. Mesmo com as propriedades geométricas dos perfis sendo semelhantes em relação à menor inércia, a maior inércia dos perfis "I" proporciona uma maior resistência à flexão, resultando em menores deslocamentos.

A norma NBR 8800 estabelece a classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, calculado a partir da relação entre o deslocamento em segunda ordem ( $\Delta_2$ ) e o deslocamento em primeira ordem ( $\Delta_1$ ). A classificação é feita em três categorias: pequena deslocabilidade, quando  $\Delta_2/\Delta_1 \leq 1,1$ , média deslocabilidade, quando  $1,1 \leq \Delta_2/\Delta_1 \leq 1,4$  e grande deslocabilidade, quando  $\Delta_2/\Delta_1 \geq 1,4$ . Realizando esse cálculo para categorizar a estrutura com pilares em seção SHS e com ligações semirrígidas, temos que o edifício é de média deslocabilidade, pois:  $\Delta_2/\Delta_1 \cong 1,15$ .

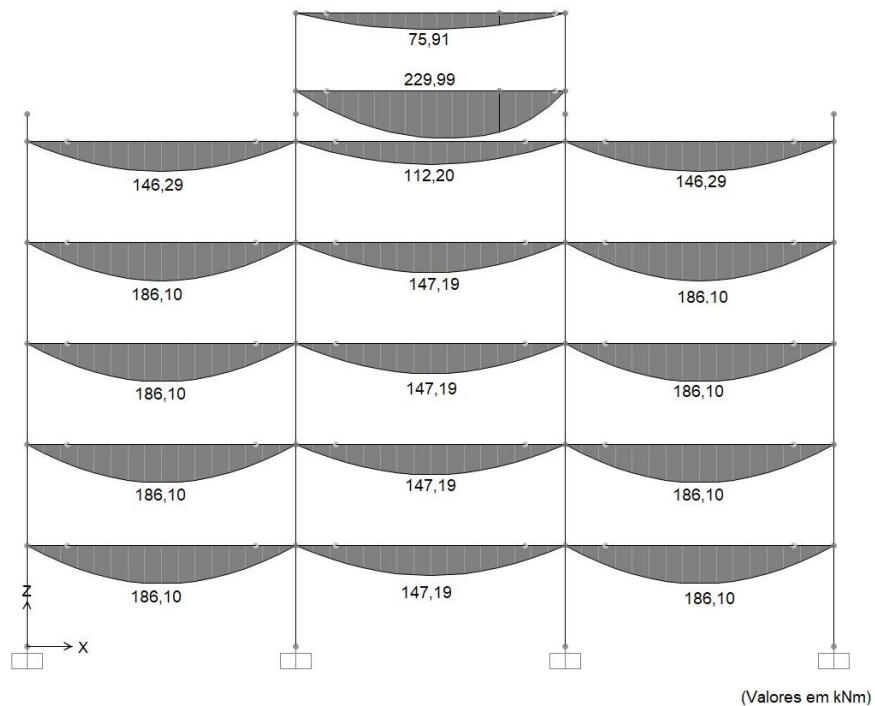
#### **4.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ**

Para verificar a influência da rigidez nas ligações, serão utilizados os edifícios com seções SHS, realizando uma análise comparativa entre as ligações rotuladas e semirrígidas, bem como entre as ligações engastadas e semirrígidas.

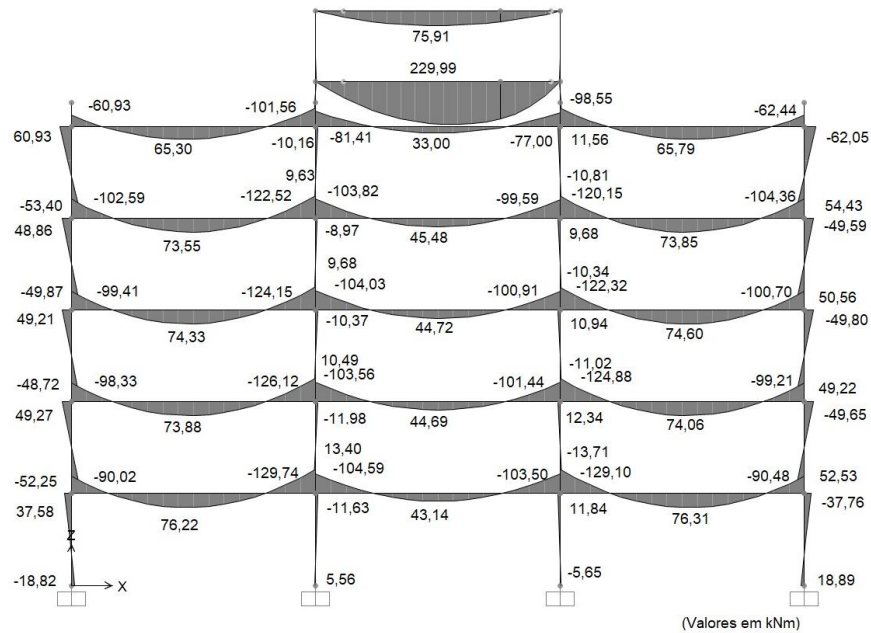
As ligações rotuladas são aquelas em que as extremidades dos elementos estruturais estão apoiadas em uma articulação simples, permitindo a rotação livre dos elementos em torno de seu eixo. Já as ligações semirrígidas possuem algum grau de rigidez, impedindo a rotação livre dos elementos. Por outro lado, as ligações

engastadas são as mais rígidas, pois impedem a rotação e o deslocamento dos elementos estruturais em todas as direções. Já as ligações semirrígidas permitem algum grau de rotação e deslocamento.

Inicialmente, foi realizada uma comparação entre dois pórticos de seção SHS, localizados na fila B do edifício, sendo um com ligações rotuladas entre as vigas e os pilares e o outro com a aplicação de semirrígidez nas ligações. A Figura 4.3 apresenta os valores dos momentos na unidade kNm nos pórticos em estudo.



a) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações rotuladas



b) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações semirrígidas

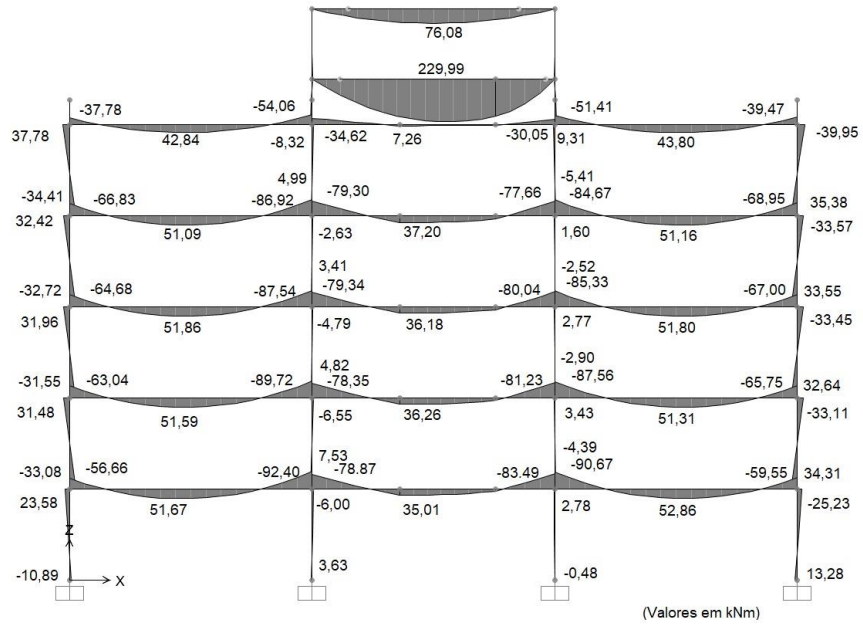
Figura 4.3 Diagramas de Momento Fletor do pórtico com ligações rotuladas e semirrígidas

O primeiro pórtico mencionado (Figura 4.3 (a)) tem ligações rotuladas, o que significa que as conexões entre as vigas e os pilares são flexíveis e permitem que as vigas girem livremente sem transmitir momentos aos pilares. Isso faz com que os momentos positivos resultantes nas vigas sejam maiores, pois não há transferência de momento para os pilares, e, assim, as vigas suportam a maior parte das cargas.

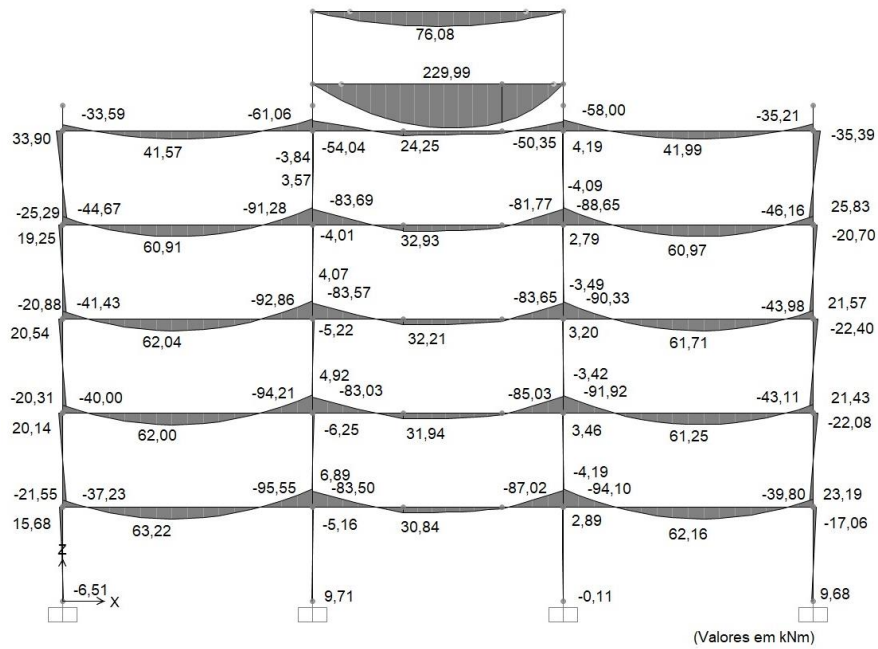
O segundo pórtico (Figura 4.3 (b)), por sua vez, possui ligações semirrígidas, o que permite uma transferência parcial dos momentos negativos das vigas para os pilares. Isso significa que parte dos momentos gerados pelas cargas são transmitidas para os pilares, aumentando sua solicitação e reduzindo os momentos positivos nas vigas. Portanto, a carga é distribuída de forma mais equilibrada entre as vigas e os pilares, o que resulta em menor solicitação nas vigas.

Além da comparação entre pórticos com ligações rotuladas e semirrígidas, também foi realizada uma análise comparativa entre dois pórticos localizados na fila A do edifício, sendo um com ligações engastadas entre as vigas e os pilares e o outro

com a aplicação de semirrígidez nas ligações. A Figura 4.4 apresenta os diagramas de momento fletor (kNm) para os casos citados.



a) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações engastadas



b) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações semirrígidas

Figura 4.4 Diagramas de Momento Fletor do pórtico com ligações engastadas e semirrígidas



Na comparação entre os dois pórticos, foi observado que os valores dos momentos nas vigas foram diferentes. Isso ocorreu porque as ligações dos pórticos eram diferentes: no primeiro pórtico, as ligações eram engastadas, ou seja, as vigas e pilares não podiam se movimentar livremente, enquanto no segundo pórtico, as ligações eram semirrígidas, permitindo uma maior flexibilidade.

A adoção de ligações engastadas em vigas implica em uma transferência de momento na ligação, o que resulta em um aumento dos momentos negativos nas ligações e uma diminuição do momento positivo na região central da viga. Esse fenômeno ocorre devido à rigidez da ligação, que impede a rotação relativa entre as vigas e pilares e, portanto, promove a transferência de momento fletor negativo da extremidade da viga.

Adicionalmente, ao comparar os valores de momento nos pilares dos pórticos engastados e semirrígidos, foi possível observar que o pórtico semirrígido apresenta valores menores de momento. Isso ocorre devido à presença das ligações semirrígidas nas ligações das vigas, o que permite uma certa rotação relativa entre a viga e a coluna.

A presença de semirrígidez nas conexões pode ter um efeito significativo na distribuição de momentos na estrutura, resultando em uma redução nos momentos nas vigas. Isso ocorre porque as conexões semirrígidas permitem uma maior flexibilidade nas ligações entre as vigas e os pilares se comparado a ligações rígidas, o que significa que as cargas são transferidas para os pilares de forma mais gradual do que em ligações rígidas.

A redução nos momentos nas vigas pode trazer benefícios para a estrutura, pois menores momentos podem levar a uma redução nas tensões e deformações nas vigas, o que pode aumentar a vida útil da construção e, possivelmente, permitir o uso de vigas mais leves, o que pode ser economicamente vantajoso.

## 5. CONCLUSÃO

Esse estudo teve como objetivo analisar a influência da tipologia da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações por meio de um estudo de caso de um edifício. Os resultados encontrados mostraram que a rigidez das ligações é um fator crítico na análise e no dimensionamento estrutural, e pode influenciar significativamente o deslocamento e comportamento da estrutura.

A avaliação das seções utilizadas no projeto estrutural permitiu verificar que a troca das seções I para as seções SHS pode trazer uma redução significativa de peso. O estudo mostrou uma queda de peso de 4,23 toneladas com a adoção das seções SHS, o que pode resultar em economia de materiais e, conseqüentemente, redução de custos no projeto. Além disso, a adoção das seções SHS pode contribuir para uma maior eficiência estrutural, uma vez que essas seções apresentam maior rigidez torsional. A estrutura estudada foi classificada pela NBR8800:2008 como estrutura de média deslocabilidade.

Ao comparar os modelos estruturais com pilares com seção transversal "I" e perfis SHS, foi observado que o edifício com pilares SHS apresentou um deslocamento maior. Isso ocorreu mesmo as propriedades geométricas dos perfis sendo semelhantes em relação ao eixo de menor inércia. O aumento do deslocamento pode ser explicado pela diferença entre as maiores inércias entre os tipos de seção transversal.

Além disso, a análise estrutural do modelo com perfis SHS e rigidez preestabelecida mostrou que a rigidez das ligações pode influenciar significativamente o deslocamento da estrutura. Comparando esse modelo com o modelo SHS sem a aplicação da rigidez da ligação, foi observado um aumento significativo no deslocamento da estrutura. Isso sugere que a rigidez das ligações deve ser cuidadosamente escolhida para garantir a segurança e a estabilidade da estrutura.

Os resultados destacam a importância da rigidez das ligações estruturais na análise e no dimensionamento estrutural, e podem contribuir para o avanço da

engenharia estrutural e para o desenvolvimento de estruturas mais seguras e eficientes.

## REFERÊNCIAS

- ABNT. (1988). NBR 6123:1988. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT. (2008). NBR 8800:2008. Projeto de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT. (2013). NBR 16239:2013. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro: ABNT.
- AISC. (2005). American Institute of Steel Construction. Load and resistance factor design specification for steel hollow structural sections. Chicago, IL: AISC.
- ANSYS. (2017). ANSYS 18.2 [Software de simulação]. Recuperado de <https://www.ansys.com/products/platform>
- ARAÚJO, A. H., SARMANHO, A. M., BATISTA, E. D., REQUENA, J. A., FAKURY, R. H., & PIMENTA, R. J. (2016). Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço. Belo Horizonte: Ed. do Autor.
- BARROS, H.T. (2021). Análise numérica de ligações soldadas entre pilar de seção RHS e viga de seção "I". Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- BARROS, H.T., OLIVEIRA, M.M., SARMANHO, A.M., & ALVES, V.N. (2022). Stiffness assessment of welded I-beam to RHS column connections. *Engineering Structures* 267 (2022) 114661.
- BERNARDES, M. S. (2011). Projeto de Edifícios de Aço. São Paulo: Editora Blucher.
- BERNARDES, P. R. (2016). Análise não-linear de pórticos planos com ligações semirígidas. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.
- CBCA. Estruturas metálicas tubulares de aço. [Recurso eletrônico]. Rio de Janeiro: CBCA, 2009. Disponível em: <https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/biblioteca/estruturas-metalicas-tubulares-de-aco>.

COMPUTERS & STRUCTURES, INC. (n.d.). SAP2000 - Structural Analysis and Design. Berkeley, CA: Computers & Structures, Inc.

EUROCODE 3. (2005). Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.

GONÇALVES, R. M., CASTRO, J. P. M. de, & CASTRO, A. M. G. de. (2008). Análise comparativa de estruturas de aço em pórticos, treliças e arcos. *Revista Escola de Minas*, 61(2), 215-221.

LOPEZ-COLINA, C., GARCIA-MARTIN, E., & ANDRES-VALLEJO, M. (2019). Stiffness of equal width welded I-beam to RHS column connection. *Engineering Structures*, 184, 317-329.

Lu, L. H. (1997). The static strength of I-beam to rectangular hollow section column. *Engineering Structures*, 19(10), 834-842.

OLIVEIRA, M. M. Análise de ligações entre vigas de perfis I e colunas em perfis tubulares retangulares. Qualificação de Doutorado. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, 2021.

SERRANO-LÓPEZ, M. A., LÓPEZ-COLINA, C., GONZÁLEZ, J., & LÓPEZ-GAYARRE, F. (2016). A simplified FE simulation of welded I beam-to-RHS column joints. *International Journal of Steel Structures*, 16(4), 1095-1105.

SERRANO-LÓPEZ, M. A., LÓPEZ-COLINA, C., WANG, Y.C., LOZANDO, M., & LÓPEZ-GAYARRE, F. (2019). Comparative behaviour of 'I beam- RHS column' joints with and without web weld. *Journal of Constructional Steel Research*, 159, 330-340.

WARDENIER, J. (1982). *Hollow Section Joints*. Delft: Delft University Press.

WARDENIER, J. P.-L. (2010). *Hollow sections in structural applications*. CIDECT.