



Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação.

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

Matheus Miranda de Oliveira¹

Katarine Fagundes Barbosa²

Ladir Antônio da Silva Júnior³

Lucas Roquete⁴

Vinícius Nicchio Alves⁵

Arlene Maria Cunha Sarmanho⁶

Resumo

Este estudo analisa a influência da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações no comportamento de um edifício em aço por meio de um estudo de caso. Inicialmente, um modelo estrutural de referência com pilares e vigas de perfis de seção aberta foi desenvolvido no *software* SAP2000. Em seguida, um novo dimensionamento foi realizado com pilares de perfis tubulares quadrados, permitindo a comparação dos resultados. Na segunda etapa, a edificação com pilares tubulares quadrados foi analisada considerando diferentes rigidezes de ligação (rígida, semirrígida e flexível). Para isso, um modelo numérico em elementos finitos desenvolvido no *software* ANSYS 18.2 e validado por Oliveira et al. (2022), foi utilizado para obter a rigidez das ligações soldadas entre colunas tubulares e vigas de seção I. A incorporação desses valores no SAP2000 possibilitou uma análise mais realista do comportamento estrutural. Os resultados indicaram que tanto a seção transversal dos pilares quanto a rigidez das ligações influenciam significativamente na deslocabilidade da estrutura. Pilares tubulares quadrados reduziram consideravelmente o peso de aço em relação aos perfis abertos. A consideração das ligações semirrígidas nos pórticos permitiu uma redistribuição dos esforços, reduzindo o momento solicitante máximo nas vigas.

Palavras-chave: Estrutura metálica; Perfis tubulares de aço; Rigidez; Ligações.

INFLUENCE OF COLUMN CROSS-SECTION AND CONNECTION STIFFNESS ON THE BEHAVIOR OF STEEL BUILDINGS: A CASE STUDY

Abstract

This study investigates the influence of column cross-section and connection stiffness on the behavior of a steel building through a case study. Initially, a reference structural model featuring open-section profiles for columns and beams was created using SAP2000 software. Subsequently, a new design utilizing square tubular columns was developed, enabling a direct comparison of the results. In the second stage, the building with square tubular columns was evaluated under varying connection stiffness levels (rigid, semi-rigid, and flexible). A finite element numerical model, developed in ANSYS 18.2 and validated by Oliveira et al. (2022), was employed to determine the stiffness of welded connections between tubular columns and I-section beams. Incorporating these values into SAP2000 allowed for a more realistic analysis of structural behavior. The results indicated that both the column cross-section and the connection stiffness significantly influence the structural displaceability. The use of square tubular columns led to a considerable reduction in steel weight compared to open-section profiles. The inclusion of semi-rigid connections in the frames allowed relative rotation between elements, which led to a redistribution of internal forces and a reduction in the maximum bending moments in the beams.

Keywords: Steel Structures; Hollow sections; Stiffness; Connections.

¹Engenheiro Civil, Doutor, Pesquisador de pós-doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

²Engenheira Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

³Engenheiro Civil, Doutorando, Aluno de Pós-graduação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

⁴Engenheiro Civil, Doutor, Professor de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São João del-Rei – Campus Alto Paraopeba, Ouro Branco, Minas Gerais, Brasil.

⁵Engenheiro de Controle e automação, Doutor, Professor de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

⁶Engenheira Civil, Doutora, Professora de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A construção de edifícios em estruturas metálicas tem se consolidado como uma alternativa eficiente e moderna, especialmente para obras de médio e grande porte. Dentre as diversas vantagens associadas ao uso do aço estrutural destacam-se a elevada resistência mecânica, a leveza, a durabilidade e a rapidez na execução [1]. Além disso, o uso de softwares avançados de modelagem estrutural tem potencializado o desempenho dessas estruturas, permitindo maior precisão na análise e no dimensionamento, e facilitando o desenvolvimento de soluções otimizadas [2].

Tradicionalmente, os perfis de seção aberta, como os perfis em “I” da série W (*wide flange*), têm sido amplamente empregados na construção de edifícios metálicos [3]. Contudo, o avanço das técnicas construtivas e a busca por alternativas mais eficientes têm estimulado o uso crescente de perfis tubulares, especialmente os de seção quadrada (SHS) e retangular (RHS), em pilares estruturais. Tais seções apresentam vantagens significativas, como maior rigidez à torção, melhor desempenho frente a esforços combinados e uma estética mais limpa [4]. A geometria fechada dos perfis tubulares também proporciona economia de material e redução da área exposta para pintura anticorrosiva, características valorizadas tanto do ponto de vista técnico quanto econômico [5].

No Brasil, o uso de perfis tubulares estruturais vem ganhando destaque a partir dos anos 2000, principalmente em edifícios comerciais, passarelas e coberturas. Esses perfis podem ser fabricados por laminação a quente ou conformação a frio, e apresentam grande versatilidade de aplicação [6]. No entanto, um dos desafios associados à adoção de colunas tubulares está relacionado ao desenvolvimento de ligações estruturais adequadas. A impossibilidade de acesso ao interior do tubo inviabiliza o uso de parafusos passantes, tornando a solda a alternativa mais comum [7]. As ligações soldadas, por sua vez, demandam análise criteriosa quanto à sua rigidez e ao modo de falha, uma vez que influenciam diretamente no comportamento global da estrutura.

A rigidez rotacional das ligações viga-pilar é um dos fatores fundamentais a serem considerados no projeto de estruturas metálicas. A depender do grau de rigidez, as ligações podem ser classificadas como rígidas, flexíveis ou semirrígidas, sendo esta última a mais comum em aplicações reais [3]. Ainda assim, muitos modelos estruturais adotam premissas simplificadas, assumindo ligações perfeitamente rígidas ou perfeitamente articuladas. Essa abordagem, embora prática, pode levar a resultados distantes do comportamento real da estrutura, especialmente no que se refere à distribuição de esforços e deslocamentos.

Pesquisas recentes têm evidenciado que grande parte das ligações metálicas utilizadas em edifícios não se enquadram nos extremos de rigidez absoluta ou flexibilidade total. Em geral, essas ligações apresentam comportamento intermediário, sendo classificadas como semirrígidas. A consideração dessa semirrígidez no modelo analítico permite representar de forma mais realista a interação entre vigas e pilares, o que se reflete em melhores estimativas dos esforços solicitantes e dos deslocamentos da estrutura [8].

Destaca-se, ainda, a relevância das pesquisas recentes que vêm sendo conduzidas com foco no comportamento mecânico das ligações entre colunas tubulares e vigas de seção I. Estudos numéricos e experimentais como os desenvolvidos por Serrano-López et al. [7,9], López-Colina et al. [10], Barros et

al. [11], Souza [12], Gracia et al. [13], Oliveira et al. [14] e Oliveira [15] têm contribuído significativamente para o entendimento da rigidez inicial, dos modos de falha e capacidade resistente das ligações. Tais investigações reforçam a necessidade de incorporar modelos mais realistas e atualizados ao projeto estrutural de edifícios com perfis tubulares.

Nesse contexto, este trabalho busca contribuir para o aprofundamento da compreensão sobre a influência conjunta da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações no comportamento global de estruturas metálicas. A proposta consiste na comparação entre dois modelos estruturais de um edifício com múltiplos pavimentos: um com pilares de perfis abertos (seção “I”) e outro com pilares tubulares quadrados (SHS). Além da comparação entre diferentes seções de pilares, o estudo incorpora a avaliação de diferentes níveis de rigidez das ligações — rígidas, semirrígidas e flexíveis — utilizando modelos numéricos previamente validados por Oliveira et al. [14].

Dessa forma, este artigo está organizado em seções que abordam de forma integrada os principais aspectos da pesquisa. A Introdução apresenta o contexto, a relevância e os objetivos do estudo. A seção de Materiais e Métodos descreve o edifício avaliado, a modelagem da estrutura no SAP2000 [2] com diferentes tipos de pilares e a modelagem numérica da ligação estudada no *software* ANSYS 18.2 [16]. Em Resultados e Discussões, são analisados o comportamento estrutural, a influência da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações e a deslocabilidade da estrutura. Por fim, a Conclusão resume as principais descobertas, destaca implicações práticas e recomendações para projetos futuros envolvendo estruturas em aço.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Descrição do projeto

A estrutura utilizada neste estudo foi extraída do material suplementar “Projeto Integrado” do livro Estruturas de Aço, de Pfeil [3]. Foram mantidos o sistema estrutural, o posicionamento das vigas e pilares, bem como os carregamentos originais. O projeto refere-se a um edifício comercial com planta retangular, medindo 24 m de comprimento por 15 m de largura, composto por cinco pavimentos tipo, cada um contendo oito salas, conforme apresentado na Figura 1.

O sistema estrutural proposto no Projeto Integrado prevê pilares nos quatro cantos externos obrigatórios, com os demais pilares externos dispostos ao longo dos eixos alinhados às paredes, formando vãos de 8 metros. Nos eixos internos, os pilares foram distribuídos igualmente, resultando em três vãos de 5 metros. Além disso, foram inseridas vigas secundárias no sentido do maior vão, criando vãos livres de 2,5 metros para as lajes, conforme mostrado na Figura 2.

Para resistir às ações horizontais do vento, a estrutura foi concebida da seguinte forma:

- na direção longitudinal, dois pórticos localizados nas fachadas externas, com quatro pilares cada, foram dispostos para resistir a ventos incidentes na fachada menor;
- na direção transversal, foram adotados contraventamentos em “X” nos vãos centrais de 5 metros das fachadas externas, para resistir a ventos nas fachadas maiores.

Com isso, o sistema estrutural do piso, juntamente com a nomenclatura das vigas principais e secundárias, está representado nas Figuras 3 e 4.

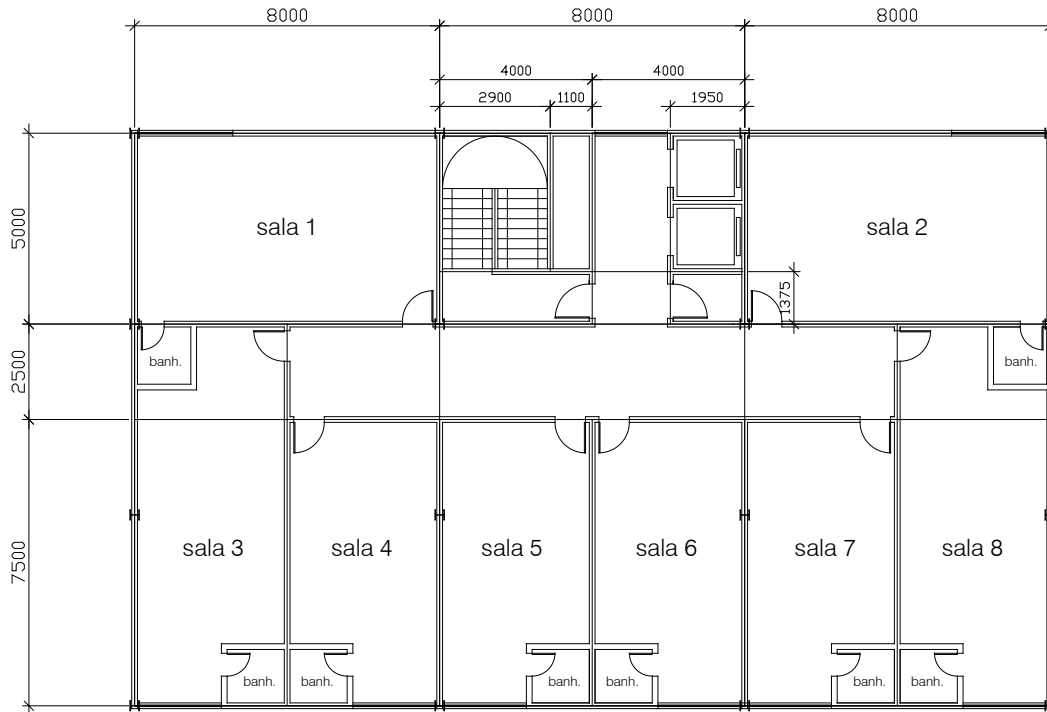


Figura 1. Planta Baixa do pavimento tipo – cotas em mm [3].

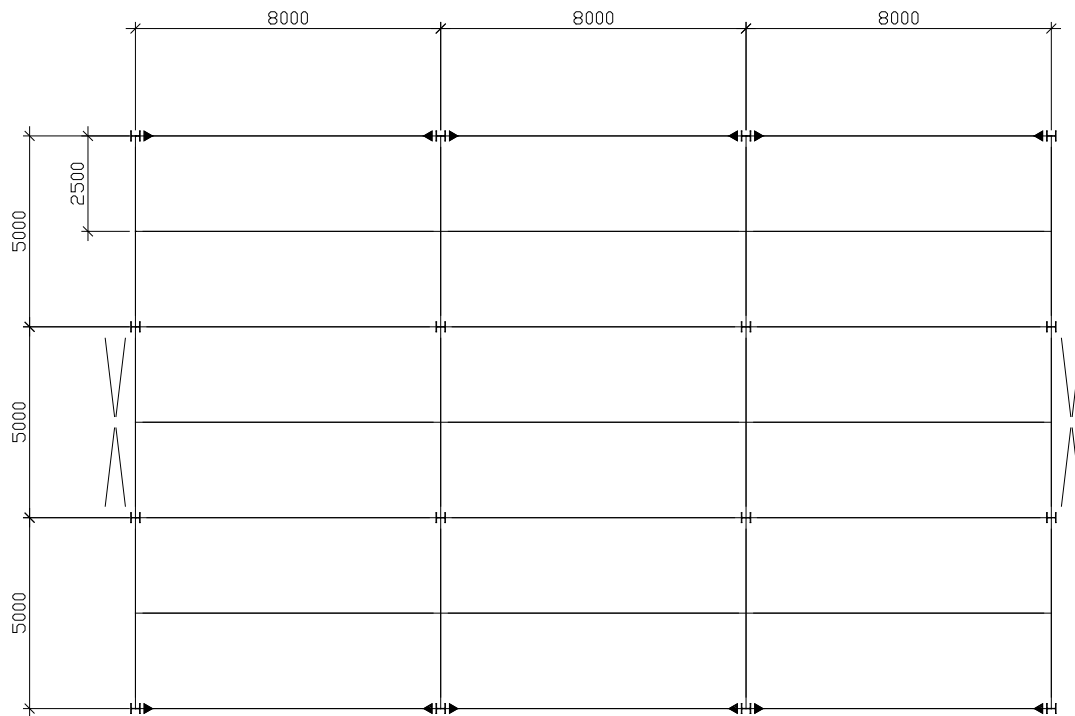


Figura 2. Estrutura adotada - cotas em mm [3].

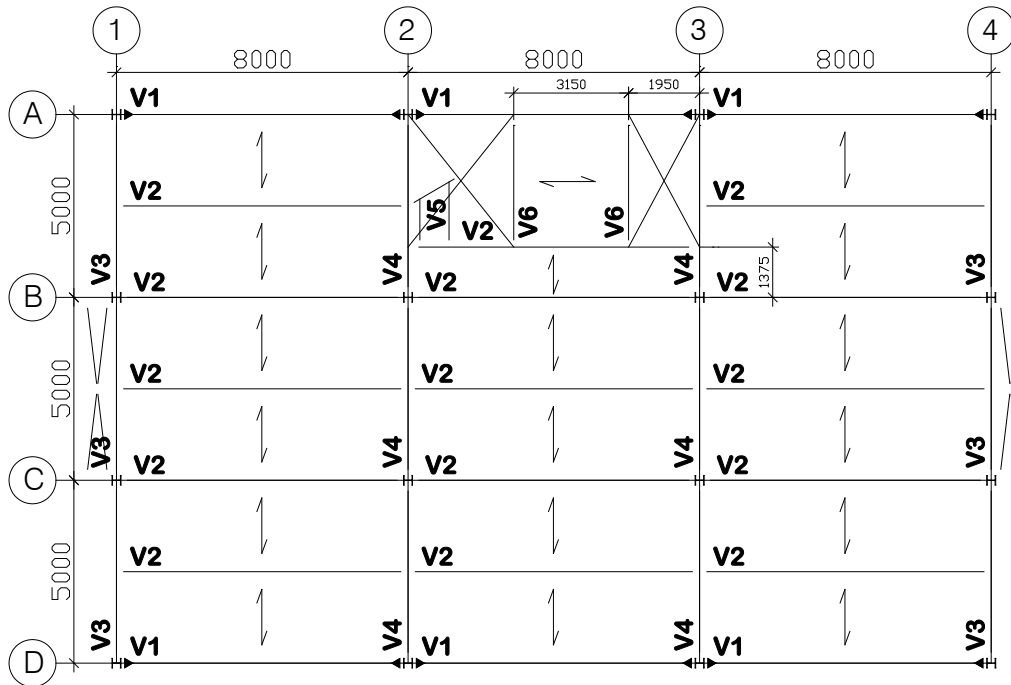


Figura 3. Sistema estrutural do piso e nomenclatura das vigas [3].

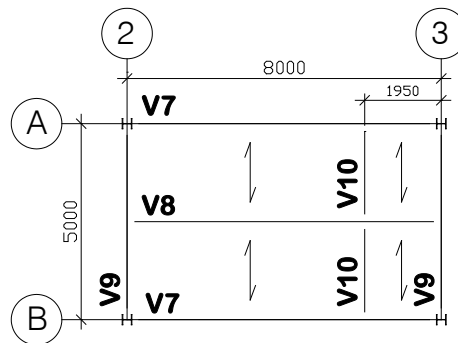


Figura 4. Sistema estrutural do piso da caixa d'água e nomenclatura das vigas [3].

O edifício possui 18,80 m de altura, distribuídos em cinco pavimentos com pé-direito de 3,0 m, além de uma casa de máquinas e caixa d'água com altura de 3,80 m. A nomenclatura dos pilares adotada no projeto está apresentada na Figura 5

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 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.

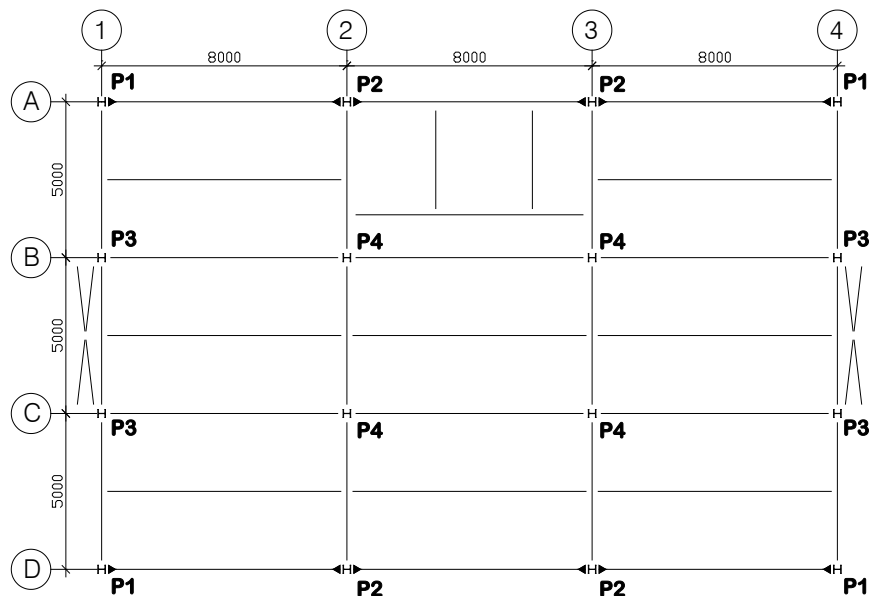


Figura 5. Nomenclatura dos pilares [3].

Tabela 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

2.1.1 Carregamentos e combinações

Foram mantidos os carregamentos utilizados no Projeto Integrado de Pfeil [3], divididos em cargas permanentes, cargas acidentais e cargas devidas ao vento. Os valores correspondentes estão apresentados brevemente nas subseções a seguir.

2.1.1.1 Cargas Permanentes (CP)

As cargas permanentes são aquelas que permanecem constantes ao longo da vida útil da edificação, sem variações significativas. Neste projeto, consideraram-se como cargas permanentes: o peso próprio da estrutura (CP_{est}), o peso da laje (CP_{laje}), dos revestimentos ($CP_{revestimento}$), da impermeabilização com manta asfáltica (CP_{imp}), das paredes externas com alturas de 80 cm ($Parede_{ext_80}$), 200 cm ($Parede_{ext_200}$) e 260 cm ($Parede_{ext_260}$), das paredes internas ($Parede_{int_260}$), da caixa d'água (CP_{cxd}) e das escadas (CP_{escada}). Os valores utilizados estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Cargas Permanentes

NOMENCLATURA	CARGA	UNIDADE	NOMENCLATURA	CARGA	UNIDADE
CP _{escada}	3,80	kN	CP _{revestimento}	0,57	kN/m ²
CP _{est}	0,39	kN/m ²	Parede _{ext_80}	1,13	kN/m
CP _{imp}	1,80	kN/m ²	Parede _{ext_200}	2,82	kN/m
CP _{cx}	4,79	kN/m ²	Parede _{ext_260}	3,67	kN/m
CP _{laje}	2,27	kN/m ²	Parede _{int_260}	1,63	kN/m

2.1.1.2. Cargas Acidentais (CA)

As cargas acidentais são aquelas que podem variar em intensidade e localização ao longo do tempo. Neste estudo, consideraram-se como cargas acidentais: a carga de piso (CA_{piso}), da escada (CA_{escada}), da cobertura (CA_{cob}) e da casa de máquinas (CA_{cdm}). Os valores estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Cargas Acidentais

NOMENCLATURA	CARGA	UNIDADE
CA _{escada}	3,50	kN
CA _{piso}	3,00	kN/m ²
CA _{cob}	1,00	kN/m ²
CA _{cdm}	30,00	kN/m ²

Fonte: Pfeil [3] – Adaptado

2.1.1.3. Cargas de Vento (CV)

As ações do vento foram aplicadas em cada nível de pórtico, considerando duas direções: frontal (VT 0) e lateral (VT 90). Os valores das cargas de vento estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 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 [3] – Adaptado

2.1.1.4. Forças Nocionais (FN)

As forças nocionais são ações fictícias utilizadas em análises estruturais para simular efeitos de instabilidade lateral. Segundo Pfeil [3], elas correspondem a 0,3% das cargas gravitacionais aplicadas nos pilares em cada pavimento, nas duas direções ortogonais da estrutura. Os valores dessas forças estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Forças Nacionais

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 [3] – Adaptado

2.1.1.5. Combinações de carga

Para garantir a segurança e o desempenho estrutural da edificação, foram consideradas as combinações das diferentes ações atuantes, conforme prescrito na norma ABNT NBR 8800:2024 [17]. Essas combinações possibilitam verificar tanto a resistência quanto os estados limites de utilização da estrutura.

2.2 Modelagem da edificação de referência (pilares em seção aberta)

Seguindo todas as características previamente descritas do edifício, e adotando os mesmos perfis e carregamentos, foi realizado o lançamento do modelo estrutural no software SAP2000 v15.0.0. Inicialmente, o modelo foi desenvolvido com pilares em perfil I, conforme proposto por Pfeil (2022) e ilustrado na Figura 6. Neste modelo, considerou-se a utilização de ligações flexíveis (rotuladas) tanto entre as vigas quanto entre as vigas e os pilares.



Figura 6. Modelo estrutural no SAP2000 [2].

Todos os carregamentos e combinações do Projeto Integrado foram mantidos, mas, como o SAP2000 não possui suporte à NBR 8800:2024 [17], adotou-se a norma americana AISC 360-05 [18] para o dimensionamento. Devido às diferenças entre as normas, os perfis indicados por Pfeil [3] não atenderam aos critérios da AISC [18]. No entanto, conforme demonstrado no Projeto Integrado, esses

perfis são adequados quando avaliados pela NBR 8800:2024[17], apresentando capacidade resistente suficiente frente aos esforços atuantes.

2.3 Modelagem da edificação com pilares em seção tubular

Partindo da estrutura proposta no Projeto Integrado de Pfeil [3], foi realizada a substituição dos pilares originalmente em perfis de seção aberta por perfis tubulares. Inicialmente, foram considerados perfis retangulares (RHS) e quadrados (SHS), com base em critérios de área, momento de inércia, massa linear e estabilidade global.

No projeto original, os pilares apresentavam duas seções: HP 250x62,0 e W 250x73,0. Com base nessas referências, foram identificados perfis SHS e RHS comercializados pela Vallourec, em aço ASTM A500 Grau C (VMB350), com resistência ao escoamento de 350 MPa e resistência última de 485 MPa. A comparação entre os perfis indicou desempenho superior dos perfis SHS, devido à simetria de inércia ($I_x = I_y$), conferindo melhor resposta frente a carregamentos em diferentes direções. Dessa forma, os estudos foram conduzidos com perfis SHS.

Para refinar a seleção, foi avaliada a capacidade resistente à compressão dos perfis, considerando flambagem por flexão em torno dos eixos x e y (N_{ex} e N_{ey}) e torção (N_{ez}). Para os perfis abertos, aplicaram-se as formulações da NBR 8800:2024 [17]; para os perfis tubulares, utilizaram-se as equações apresentadas também na NBR 16229:2013 [19]. Na Tabela 6 estão apresentados os valores obtidos.

Tabela 6. Forças resistentes a compressão

SEÇÕES ABERTAS							SEÇÕES TUBULARES QUADRADAS					
SEÇÃO (mmxkg/m)	MASSA LINEAR (kg/m)	ÁREA (cm ²)	N_{ex} (kN)	N_{ey} (kN)	N_{ez} (kN)	N_e (kN)	SEÇÃO SHS (bxbxt)	MASSA LINEAR (kg/m)	ÁREA (cm ²)	N_{ex} (kN)	N_{ey} (kN)	N_e (kN)
HP 250X62,0	62,0	79,6	19142,65	6568,77	7922,93	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	10108,77	8509,79	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							

Observou-se que, nos perfis abertos, a flambagem crítica ocorre em torno do eixo de menor inércia (y). Já nos perfis SHS, que apresentam inércias iguais, a resistência é simétrica. Houve aumento expressivo da resistência à torção (N_{ez}) nos perfis tubulares, o que confirma sua maior rigidez frente a esse tipo de instabilidade. Com base na equivalência entre os valores de N_e para perfis abertos e tubulares, foram definidos os seguintes substitutos:

- Para o perfil HP 250x62,0, os candidatos foram: SHS 175x175x12,5, SHS 180x180x10,0 e SHS 200x200x6,4. Embora este último fosse o mais leve e resistente, apresentou esbeltez local fora dos limites da NBR 16239:2013 [19]. Assim, adotou-se o perfil SHS 180x180x10,0.
- Para o perfil W 250x73,0, os candidatos foram: SHS 175x175x14,2, SHS 180x180x14,2 e SHS 200x200x8,8. Optou-se pelo perfil SHS 200x200x8,8, por apresentar o menor peso e atender aos critérios de resistência.

Na Tabela 7 estão apresentados os perfis tubulares adotados para os pilares, e a Figura 7 ilustra a modelagem final no SAP2000 [2] com as seções tubulares.

Tabela 7. 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

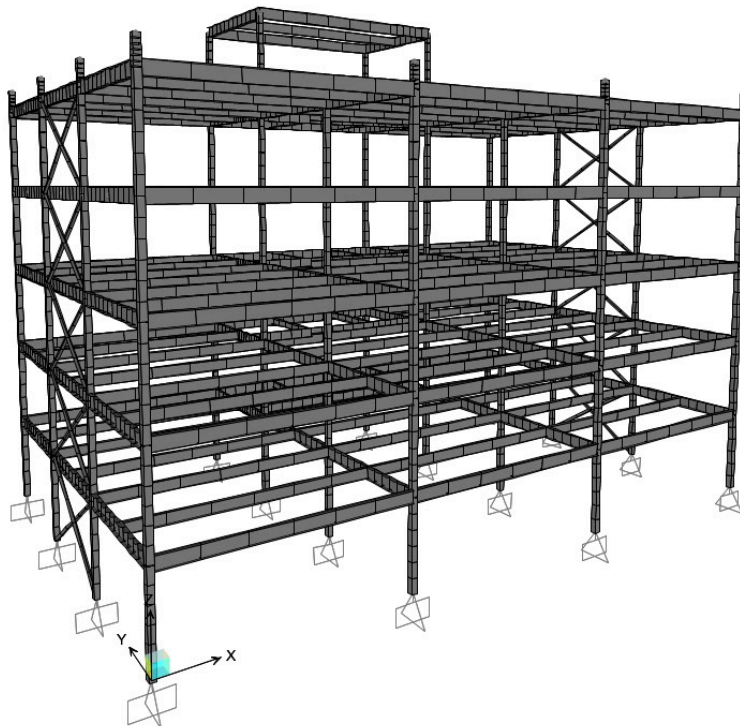


Figura 7. Modelo estrutural com pilares em seção SHS

2.4 Modelo numérico da ligação

Para a obtenção dos valores de rigidez das ligações, foi utilizado um modelo numérico em elementos finitos que representa a ligação soldada entre colunas tubulares retangulares e quadradas e vigas com seção transversal em “I”, previamente validado por Oliveira et al. [14]. A análise numérica foi conduzida por meio do método dos elementos finitos, utilizando o software comercial ANSYS 18.2 [16], amplamente empregado em estudos e análises estruturais.

Entre as diferentes abordagens para a representação do comportamento do aço nos componentes da ligação, adotou-se o diagrama bilinear com comportamento elasto-plástico, visando representar a não linearidade do material. Para isso, foram considerados os seguintes parâmetros: tensão de escoamento (f_{yo}), módulo de elasticidade de Young (E) e inclinação do encruamento (E_t), assumida como $E/100$. A resistência da solda foi fixada em 500 MPa. As propriedades mecânicas do aço foram obtidas a partir dos valores descritos nas Seções 2.2 e 2.3 deste trabalho.

Dois tipos de elementos finitos foram empregados no modelo: o elemento SHELL 281, com oito nós, foi utilizado para representar as vigas e colunas; já o elemento SOLID 185, também com oito nós, foi empregado na modelagem das soldas. A malha foi definida com elementos de 10 mm, garantindo uma discretização adequada e evitando concentrações excessivas de tensões na região da ligação.

As condições de contorno foram definidas de modo a simular o modelo experimental de ligação tipo T, com as extremidades da coluna fixadas (todas as translações e rotações restringidas). A aplicação da carga foi realizada por meio de deslocamentos verticais incrementais, aplicados a 800 mm da face da viga, com o objetivo de induzir momento fletor na ligação. O método de solução adotado foi o iterativo de Newton-Raphson. Na Figura 8 está ilustrado o modelo de elementos finitos utilizado.

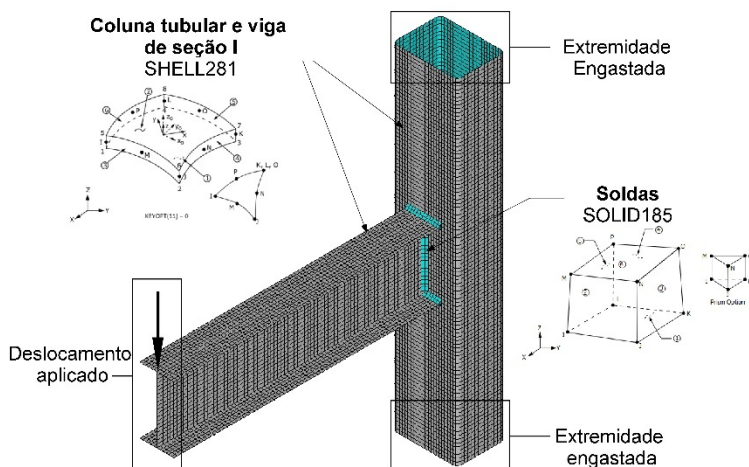


Figura 8. Modelo numérico da ligação [14].

A rotação da ligação (θ) foi obtida a partir do modelo numérico, com base nos deslocamentos horizontais medidos na coluna, em direção às linhas de centro das mesas superior e inferior da viga. Os valores de rigidez inicial foram determinados por meio de análise de regressão linear aplicada ao trecho elástico da curva momento-rotação. O término dessa fase foi definido pela rotação correspondente a 1/5 de 1% da largura da coluna (b_0), sendo que o valor de 1% de b_0 foi adotado como critério de deslocamento limite de serviço— critério também utilizado por Barros et al. [11].

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Comparação do peso do aço das estruturas

O peso do aço é um fator decisivo no projeto de estruturas metálicas, uma vez que a adoção de perfis mais leves pode resultar em economia de material e, conseqüentemente, na redução de custos da obra. Nesse contexto, a comparação entre o edifício com pilares em perfil “I” e aquele com pilares tubulares quadrados (SHS) evidenciou uma diferença significativa no peso total das estruturas.

A substituição das seções em perfil “I” por perfis SHS resultou em um modelo estrutural mais leve. Essa redução de peso deve-se às características geométricas dos perfis SHS, que apresentam áreas de seção transversal menores em relação aos perfis abertos. Como consequência, o modelo com pilares SHS demonstrou-se mais eficiente e econômico em termos de consumo de aço.

Além dos benefícios diretos na economia de material, a redução do peso estrutural também pode impactar positivamente em outros aspectos do projeto, como a logística de transporte, a facilidade de montagem e o tempo total de execução da obra. Estão apresentados na Tabela 8 os valores do peso de aço da estrutura considerando os dois tipos de pilares adotados.

Portanto, a escolha de perfis mais leves, como os perfis SHS, configura-se como uma alternativa viável e vantajosa em projetos que priorizam a eficiência estrutural e a racionalização do uso de materiais.

Tabela 8. 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

3.2 Análise da influência da rigidez

A implementação da rigidez das ligações no modelo estrutural desenvolvido no SAP2000 representa uma etapa fundamental para garantir maior fidelidade na análise do comportamento global da estrutura. Essa abordagem permite incorporar ao modelo informações mais realistas sobre o comportamento rotacional das ligações, aproximando os resultados numéricos das condições reais de funcionamento da estrutura.

A partir das premissas definidas na seção de Materiais e Métodos deste artigo, e com base no modelo numérico validado por Oliveira et al. [14], foi determinada a rigidez inicial da ligação entre colunas de seção quadrada (SHS) e vigas de seção aberta, para todas as configurações analisadas. A Tabela 9

apresenta os valores de rigidez inicial obtidos para as diferentes configurações de ligação entre colunas tubulares SHS e vigas com perfil em 'I'.

Tabela 9. 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 indicados referem-se à rigidez inicial específica de cada combinação entre pilares SHS e perfis de vigas. Esses dados foram incorporados ao modelo estrutural no SAP2000 [2], permitindo simular o comportamento real das ligações e aprimorar a confiabilidade dos resultados obtidos na análise.

Para analisar a influência da rigidez das ligações, foram utilizados os modelos com pilares SHS, realizando-se uma comparação entre ligações rotuladas e semirrígidas, bem como entre ligações engastadas e semirrígidas. As ligações rotuladas permitem rotação livre das vigas em relação aos pilares, caracterizando articulações simples. As ligações semirrígidas possuem certo grau de rigidez, permitindo rotação limitada. Já as ligações engastadas impedem tanto a rotação quanto o deslocamento relativo entre os elementos estruturais.

Inicialmente, foi realizada uma comparação entre dois pórticos localizados na Fila B (Figura 4), ambos com pilares SHS: um com ligações rotuladas e outro com ligações semirrígidas. Na Figura 9 estão ilustrados os diagramas de momento fletor (kNm) para cada caso.

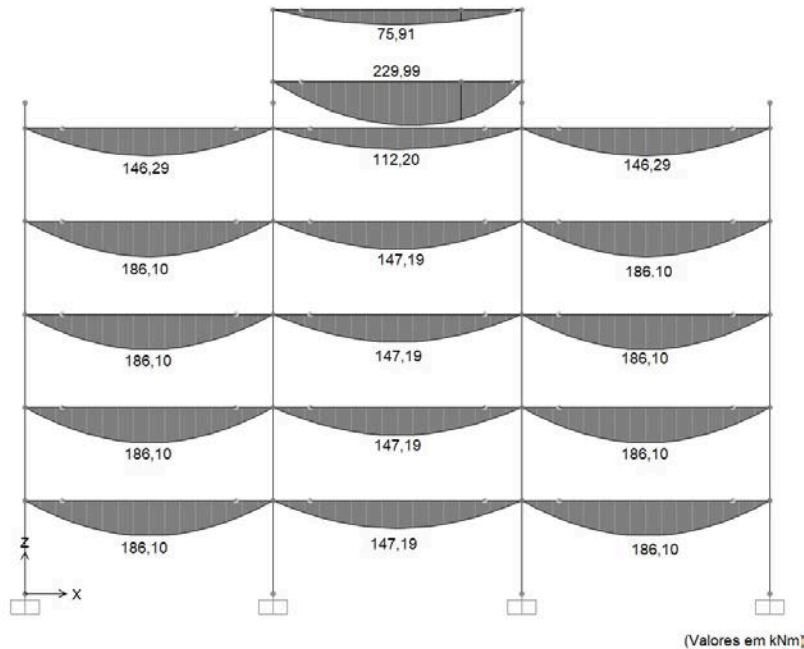
No modelo com ligações rotuladas (Figura 9 (a)), a flexibilidade das extremidades das vigas impede a transmissão de momentos aos pilares. Com isso, os momentos positivos nas vigas são mais elevados, uma vez que elas absorvem a maior parte das cargas. No modelo com ligações semirrígidas (Figura 9(b)), há transferência parcial de momentos das vigas para os pilares, promovendo uma distribuição mais equilibrada dos esforços. Isso resulta em menores momentos máximos nas vigas e maior solicitação nos pilares, evidenciando uma participação mais ativa desses elementos na rigidez do pórtico.

Posteriormente, foi realizada uma análise semelhante para dois pórticos localizados na Fila A (Figura 4), um com ligações engastadas e outro com ligações semirrígidas. Os diagramas de momento fletor estão ilustrados na Figura 10.

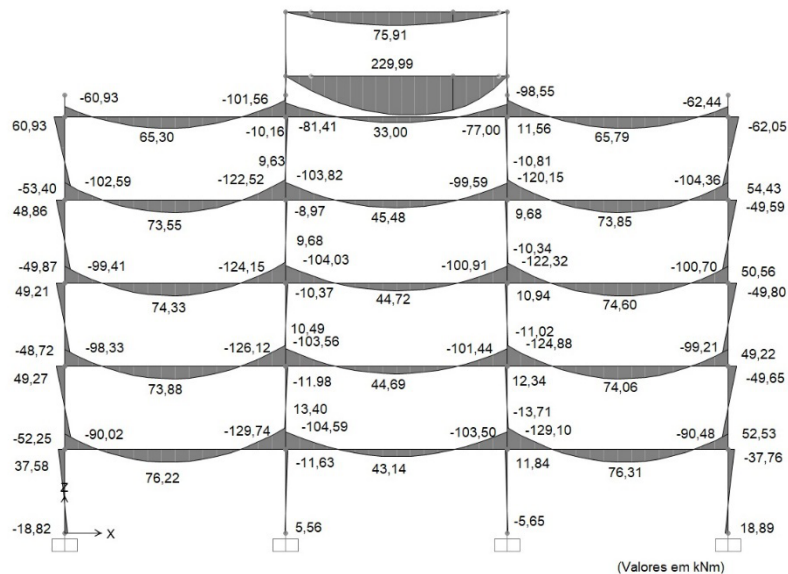
No modelo com ligações engastadas (Figura 10 (a)), a rigidez da ligação permite a transferência significativa de momentos negativos das extremidades das vigas para os pilares, reduzindo os momentos positivos nas regiões centrais. Isso contribui para uma maior rigidez do sistema, mas também aumenta a solicitação nas extremidades. Por outro lado, no modelo com ligações semirrígidas (Figura 10 (a)), observou-se uma redução nos momentos tanto nos pilares quanto nas vigas. A maior flexibilidade das ligações permite certa rotação relativa, reduzindo os picos de momento fletor.

A adoção de ligações semirrígidas influencia significativamente a distribuição dos esforços internos, resultando em menores momentos máximos nas vigas. Essa característica pode ser vantajosa, pois a

redução dos momentos pode levar a menores tensões e deformações, o que contribui para a durabilidade da estrutura e permite, eventualmente, a adoção de vigas mais leves — favorecendo o desempenho técnico e econômico do projeto

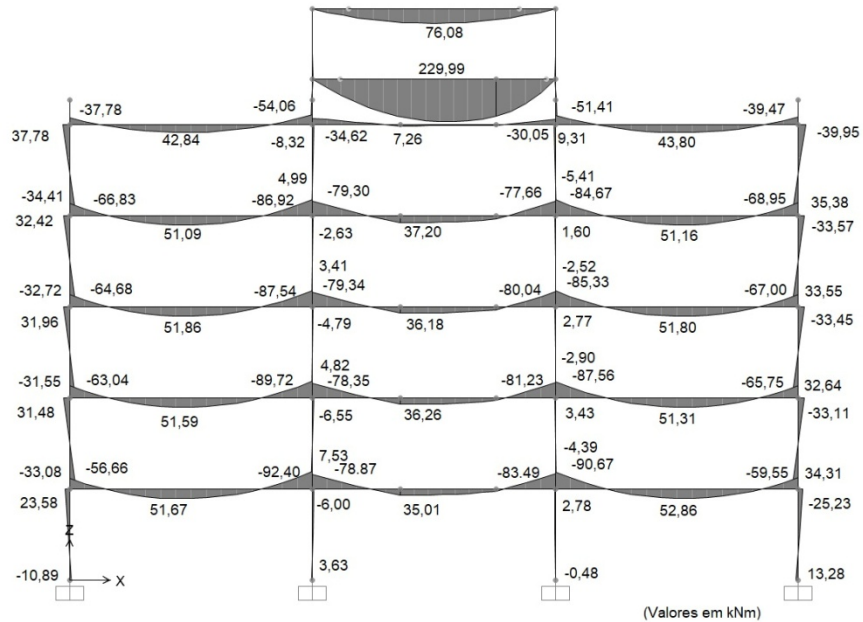


a) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações rotuladas

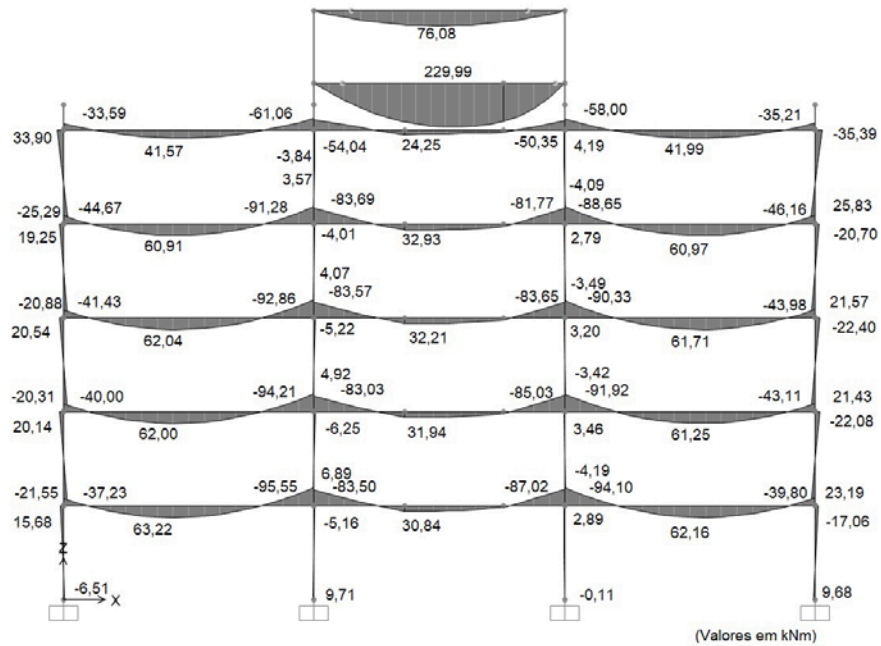


b) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações semirrígidas

Figura 9. Diagramas de Momento Fletor do pórtico com ligações rotuladas e semirrígidas – Fila B



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



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

Figura 10. Diagramas de Momento Fletor do pórtico com ligações engastadas e semirrígidas – Fila A

3.3 Avaliação da deslocabilidade da estrutura

A deslocabilidade refere-se à capacidade de uma estrutura de se deformar sob a ação das cargas sem comprometer sua integridade estrutural ou funcionalidade. Em outras palavras, mesmo que a edificação sofra deslocamentos, ela deve continuar a exercer sua função de forma segura, sem colocar em risco os ocupantes ou comprometer os sistemas construtivos.

Os deslocamentos são avaliados por meio de combinações de serviço, que representam as ações esperadas durante a vida útil da estrutura. Assim, a deslocabilidade torna-se um importante indicativo da qualidade do projeto estrutural, refletindo sua capacidade de suportar os carregamentos previstos sem apresentar deformações excessivas.

Para fins comparativos, foram avaliados quatro modelos estruturais distintos no SAP2000 [2]:

- Modelo 1 – Estrutura conforme o Projeto Integrado original de Pfeil[3], com pilares em perfil “I”;
- Modelo 2 – Estrutura com substituição dos pilares por seções tubulares SHS;
- Modelo 3 – Estrutura com pilares SHS e rigidezes das ligações inseridas a partir dos resultados obtidos no ANSYS 18.2 [16].
- Modelo 4 - Estrutura com pilares SHS e todas as ligações engastadas.

Na Tabela 10 estão apresentados os valores de deslocamento horizontal, em análises de primeira e segunda ordem, no topo do pilar P1, no sentido longitudinal da edificação, localizado na interseção da Fila D com o Eixo 4 (Figura 4).

Tabela 10. Análise dos deslocamentos horizontais do topo do pilar P1

ESTRUTURA	DESLOCAMENTO – 1ª ORDEM (mm)	DESLOCAMENTO – 2ª ORDEM (mm)	Δ_2/Δ_1
Modelo 1	15,36	15,85	1.03
Modelo 2	26,53	31,68	1.19
Modelo 3	25,88	29,76	1.15
Modelo 4	18,59	19,84	1.07

Na análise em primeira ordem, que considera predominantemente as ações gravitacionais e o carregamento do vento, observou-se que a estrutura com pilares SHS e ligações rotuladas (Modelo 2) apresentou os maiores deslocamentos quando comparado com a estrutura com pilares de seção “I” (Modelo 1). Isso se deve à menor inércia dos pilares SHS em relação aos pilares de seção “I”, no eixo de maior inércia. Desta forma permitindo que a estrutura se deforme mais neste sentido. Por outro lado, a estrutura com todas as ligações engastadas (Modelo 4) apresentou os menores deslocamentos quando comparado com a estrutura rotulada (Modelo 2), evidenciando o efeito da rigidez das conexões na estabilidade global do sistema.

Na análise em segunda ordem, que leva em conta os efeitos das deformações nas ações internas (efeito P- Δ), o comportamento das estruturas com ligações mais flexíveis também resultou em deslocamentos mais elevados. A estrutura com ligações semirrígidas apresentou um comportamento intermediário, posicionando-se entre os modelos com ligações totalmente rotuladas e os com ligações completamente engastadas.

A comparação entre os modelos com pilares de seção “I” e os com perfis SHS indica que a substituição por perfis tubulares pode levar a um aumento nos deslocamentos, mesmo que as áreas e as capacidades resistentes sejam semelhantes. Isso ocorre porque os perfis de seção “I” possuem maior inércia em um dos eixos principais, quando comparados aos perfis SHS que possui inércia igual nos dois sentidos. Desta forma, o pilar de seção “I” possui maior rigidez à flexão em determinado sentido, contribuindo para a redução das deformações horizontais.

A ABNT NBR 8800:2024 [17] classifica a sensibilidade estrutural aos deslocamentos laterais com base na razão entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem (Δ_2/Δ_1), como segue:

- Pequena deslocabilidade: $\Delta_2/\Delta_1 \leq 1,10$
- Média deslocabilidade: $1,10 < \Delta_2/\Delta_1 \leq 1,40$
- Grande deslocabilidade: $\Delta_2/\Delta_1 > 1,40$

Para a estrutura com pilares em seção SHS e ligações semirrígidas, obteve-se $\Delta_2/\Delta_1 \cong 1,15$, o que a enquadra como uma estrutura de média deslocabilidade, de acordo com os critérios normativos.

Vale ressaltar que, embora o modelo com pilares de seção SHS e ligações semirrígidas (Modelo 3) apresente maior deslocabilidade em comparação ao modelo com pilares de seção 'I' (Modelo 1), seu deslocamento no Estado Limite de Serviço permanece dentro dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 8800:2024 [17]. De acordo com a norma, o deslocamento horizontal máximo permitido no topo dos pilares, em relação à base, é de 47,0 mm (H/400), sendo que o deslocamento máximo verificado no pilar P1 foi de 29,76 mm.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho 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 em estrutura metálica. Os resultados obtidos demonstraram que a rigidez das ligações é um fator importante na análise e no dimensionamento estrutural, impactando significativamente os deslocamentos e o comportamento global da estrutura.

A avaliação das seções adotadas no projeto permitiu verificar que a substituição de perfis em seção “I” por seções tubulares quadradas (SHS) pode proporcionar uma redução expressiva no peso da estrutura. O estudo indicou uma diminuição de aproximadamente 4,23 toneladas, o que pode resultar em economia de material e redução de custos. Além disso, os perfis SHS apresentaram maior rigidez torsional, o que contribui para uma resposta estrutural mais eficiente em determinadas situações de carregamento.

A estrutura analisada foi classificada, conforme os critérios da ABNT NBR 8800:2024 [17], como de média deslocabilidade, com base na razão entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem. Na comparação entre os modelos com pilares em perfis “I” e em SHS, observou-se que os modelos com pilares tubulares apresentaram deslocamentos superiores. Essa diferença é explicada pela maior inércia dos perfis “I” em seu eixo principal, que proporciona maior rigidez à flexão em determinadas direções.

Adicionalmente, a análise do modelo com pilares SHS e rigidez de ligações incorporada evidenciou a importância da consideração adequada da rigidez das ligações na modelagem estrutural. Quando comparado ao modelo equivalente com ligações rotuladas, o modelo com rigidez semirrígida apresentou deslocamentos significativamente menores, reforçando a relevância desse parâmetro na previsão do desempenho estrutural.

Os resultados obtidos ressaltam que a rigidez das ligações deve ser cuidadosamente considerada em projetos de estruturas metálicas, uma vez que exerce influência direta na distribuição dos esforços, na deslocabilidade e na segurança da edificação. Este estudo contribui, portanto, para o avanço da engenharia estrutural ao evidenciar a importância do uso de modelos mais realistas, que considerem tanto a tipologia da seção transversal quanto o comportamento rotacional das ligações na análise global de edifícios em aço.

Agradecimentos

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) e Universidade Federal de São João del-Rei (UFSJ).

REFERÊNCIAS

1. Bernardes MS. *Projeto de edifícios de aço*. São Paulo: Ed. Blucher; 2011.
2. Computers and Structures Inc. *SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design*. Version 15. Berkeley (CA): CSI; 2011.
3. Pfeil M. *Estruturas de aço*. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC; 2022.
4. Wardenier JPL. *Hollow sections in structural applications*. CIDECT; 2010.
5. Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA). *Estruturas metálicas tubulares de aço* [Internet]. Rio de Janeiro: CBCA; 2009 [citado 2024 mai 29]. Disponível em: <https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/biblioteca/estruturas-metalias-tubulares-de-aco>
6. Araújo AH, Sarmanho AM, Batista ED, Requena JA, Fakury RH, Pimenta RJ. *Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço*. Belo Horizonte: Ed. do Autor; 2016.
7. Serrano-López MA, López-Colina C, González J, López-Gayarre F. A simplified FE simulation of welded I beam-to-RHS column joints. *Int J Steel Struct*. 2016;16(4):1095–1105.
8. Bernardes PR. *Análise não-linear de pórticos planos com ligações semirrígidas* [dissertação]. Recife: Universidade Federal de Pernambuco; 2016.
9. Serrano-López MA, López-Colina C, Wang YC, Lozano M, López-Gayarre F. Comparative behaviour of 'I beam–RHS column' joints with and without web weld. *J Constr Steel Res*. 2019;159:330–40.
10. Lopez-Colina C, Garcia-Martin E, Andres-Vallejo M. Stiffness of equal width welded I-beam to RHS column connection. *Eng Struct*. 2019;184:317–29.
11. Barros HT, Oliveira MM, Sarmanho AM, Alves VN. Stiffness assessment of welded I-beam to RHS column connections. *EngStruct*. 2022;267:114661.

12. Souza DLC. *Estudo da influência da parede lateral de pilares RHS no comportamento de ligações soldadas com viga de seção "I"* [dissertação]. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto; 2024.
13. Gracia J, Lozano M, López-Colina C, Serrano-López MA. Characterisation of new components of unequal-width welded I-beam–RHS-column connections. *J Build Eng.* 2024;86:108626.
14. Oliveira MM, Barros HTG, Sarmanho AMC, Alves VN, Roquete L. Estudo numérico de ligações soldadas entre colunas em perfis tubulares retangulares e vigas de seção I. In: *XXXIX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural – JSAAE 2022*; 2022; Brasil.
15. Oliveira MM. *Análise de ligações entre vigas de perfis I e colunas em perfis tubulares retangulares* [tese]. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto; 2024.
16. ANSYS Inc. *ANSYS Mechanical APDL Theory Reference*. Release 18.2. Canonsburg (PA): ANSYS Inc.; 2017.
17. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *NBR 8800:2024 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro: ABNT; 2024.
18. American Institute of Steel Construction (AISC). *Load and resistance factor design specification for steel hollow structural sections*. Chicago (IL): AISC; 2005.
19. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *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; 2013.