

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM AÇO CONSIDERANDO A DEFORMABILIDADE AO MOMENTO FLETOR DAS LIGAÇÕES VIGA-COLUNA

Marina Prata Melo¹; Gerson Moacyr Sisniegas Alva²

¹ Graduanda, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil

² Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil

RESUMO

As ligações viga-coluna das estruturas de aço apresentam comportamento intermediário entre a situação idealizada de perfeitamente rígida e o de perfeitamente articulada. A simulação da deformabilidade ao momento fletor nessas ligações é importante para a avaliação mais precisa dos esforços solicitantes na estrutura, dos efeitos causados pelas ações horizontais e dos efeitos globais de segunda ordem. O objetivo desse trabalho é avaliar os resultados de esforços e deslocamentos de um edifício de múltiplos andares em estrutura de aço com a consideração da deformabilidade ao momento fletor, simulando-se algumas tipologias de ligação viga-coluna. Esses resultados são comparados com os obtidos da situação de ligações idealizadas (perfeitamente flexíveis e perfeitamente rígidas). A deformabilidade das ligações foi considerada a partir de modelos analíticos da literatura e a análise estrutural foi realizada com auxílio do programa ANSYS, incluindo a análise em segunda ordem. A consideração da deformabilidade das ligações resultou em momentos fletores menores na região das ligações viga-coluna e em aumento do momento positivo no vão das vigas. Esta consideração proporciona esforços mais próximos dos reais atuantes na estrutura, o que resulta em um dimensionamento mais fiel dos elementos e ligações estruturais.

Palavras chaves: Ligações viga-coluna, Ligações Semirrígidas, Análise Estrutural, Deformabilidade das Ligações.

1 INTRODUÇÃO

As ligações das estruturas metálicas ganharam ênfase devido ao modo construtivo onde as peças são fabricadas na indústria e posteriormente transportadas e montadas no canteiro de obras. As ligações viga-coluna podem seguir diferentes modelos de ligação, usualmente consideradas rígidas ou flexíveis, mas sabe-se que muitas dessas ligações não apresentam comportamento nem perfeitamente rígido, nem perfeitamente flexível e sim um comportamento intermediário chamado de ligação semirrígida (TSUTAKE, 2019).

O comportamento de uma estrutura de aço está ligado ao desempenho das ligações entre os elementos da estrutura. De acordo com Prelorentzou (1991), por não se tratar de uma estrutura com monolitismo natural como nas estruturas de concreto armado, a influência das ligações entre elementos é maior nas estruturas de aço e passam a determinar o comportamento estrutural individual e do conjunto.

As ligações rígidas são as ligações com transmissão total do momento fletor e rotação nula entre os elementos estruturais conectados após o carregamento. As ligações articuladas (flexíveis) têm rotação livre entre elementos estruturais e não apresentam transmissão do momento fletor. Segundo Higaki (2014), a consideração da ligação como perfeitamente rígida resulta em um projeto com deslocamentos menores que os reais e esforços superestimados na região da ligação e a adoção da ligação como perfeitamente flexível tem como consequência a superestimação dos momentos fletores positivos no vão da viga, resultando em uma viga robusta. Além disso, como as ligações viga-coluna influenciam os deslocamentos horizontais nos edifícios, essas também exercem influência sobre os efeitos globais de segunda ordem (P- Δ) nos mesmos.

Com base nas discussões acima, este trabalho tem como objetivo identificar as diferenças de resultados quando se considera a deformabilidade ao momento fletor em ligações viga-coluna de estruturas de aço que são comumente consideradas como perfeitamente rígidas ou perfeitamente flexível. A deformabilidade das ligações foi considerada via modelos analíticos de curva momento-rotação propostos por Frye e Morris (1975), os quais são bastante conhecidos na literatura. A análise estrutural com ligações deformáveis ao momento fletor foi realizada com auxílio do programa ANSYS, incluindo análise de segunda ordem.

Foi elaborado um exemplo numérico de edifício de quatro andares formado por pórticos de aço. As tipologias das ligações viga-coluna usadas na análise foram: i) chapa de topo sem enrijecedores de alma; ii) chapa de topo com enrijecedores de alma; iii) dupla cantoneira de alma e iv) chapa de topo soldada à alma da viga. As tipologias i) e ii) são consideradas em projeto como rígidas e as tipologias iii) e iv) como flexíveis.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item apresenta-se a revisão da literatura acerca do tema deste trabalho, englobando abordagem teórica da deformabilidade das ligações viga-coluna ao momento fletor, classificação das ligações segundo Eurocode 3 (2010) e ABNT NBR 8800 (2008), análise

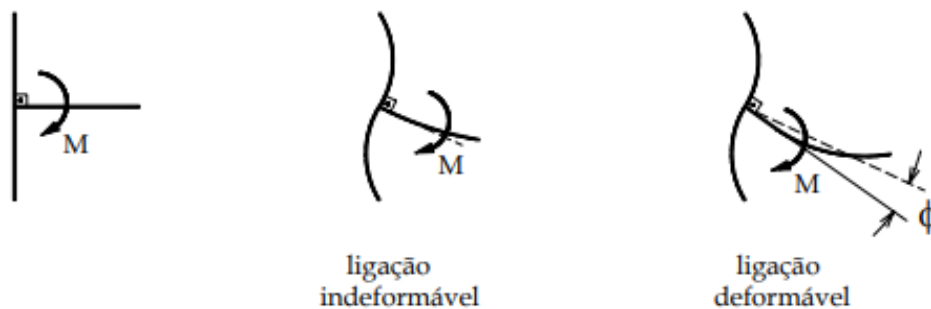
estrutural de segunda ordem pela ABNT NBR 8800 (2008) e a apresentação dos modelos analíticos para obtenção da rigidez das ligações em estrutura de aço.

2.1 DEFORMABILIDADE AO MOMENTO FLETOR

A deformabilidade das ligações é definida segundo El Debs (2000 *apud* MIOTTO, 2002), como a relação do deslocamento relativo entre os elementos estruturais conectados com o esforço solicitante que causou o deslocamento, ou seja, o deslocamento causado por uma sollicitação unitária na sua direção.

A Figura 1 ilustra a deformabilidade ao momento fletor em uma ligação viga-coluna. É observado que a deformabilidade da ligação está relacionada à rotação relativa da viga em relação ao nó indeformado. Na Figura 1, antes da atuação do momento fletor M , o ângulo entre os eixos de viga e coluna no nó de interseção é de 90° ; após a aplicação do momento fletor, há um acréscimo de rotação de ϕ entre os eixos, sendo esta a rotação relativa entre os elementos.

Figura 1 – Deformabilidade da ligação viga-coluna ao momento fletor



Fonte: El Debs (2000 *apud* MIOTTO, 2002)

Os parâmetros de deformabilidade e rigidez da ligação são definidos pelas equações (1) e (2), respectivamente, onde D_m é a deformabilidade ao momento fletor da ligação, R_m é a rigidez ao momento fletor, ϕ é a rotação da ligação e M é o momento fletor na ligação.

$$D_m = \frac{\phi}{M} \quad (1)$$

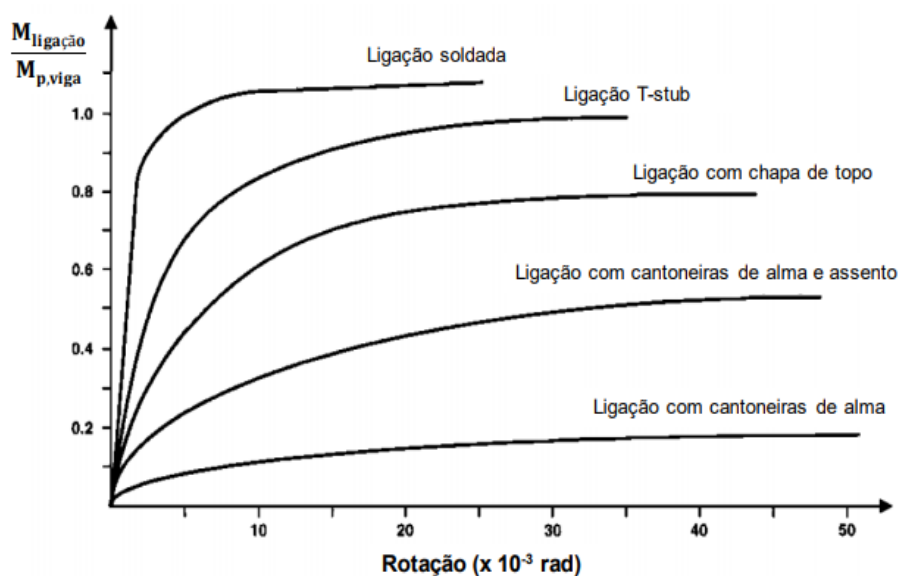
$$R_m = \frac{M}{\phi} = \frac{1}{D_m} \quad (2)$$

2.2 CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO

A curva momento-rotação mostra o comportamento de uma ligação por meio da representação da relação entre o momento fletor e a rotação relativa dos elementos conectados. Na Figura 2 são apresentadas curvas momento-rotação para diferentes ligações em aço. As curvas que se aproximam do eixo das ordenadas (momento fletor) apresentam comportamento próximo do rígido e sua capacidade rotacional é reduzida. Curvas que se aproximam do eixo das abscissas (rotação relativa) tem comportamento próximo do rotulado e têm maior capacidade rotacional.

É observado que todas as curvas se encontram entre os eixos e nenhuma ligação tem comportamento perfeitamente rígido ou perfeitamente articulado.

Figura 2 – Curvas momento-rotação de ligações de aço usuais



Fonte: Swanson (1999, *apud* Visintainer, 2017)

Morris e Packer (1987, *apud* VISINTAINER, 2017), afirmam que a curva momento-rotação da ligação depende dos seguintes fatores:

1. Tipo e diâmetro dos parafusos;
2. Distância dos parafusos à face da coluna;
3. Espessura da cantoneira e chapas de ligação;
4. Altura da viga e da ligação;
5. Presença ou não de enrijecedores na coluna;

6. Modo de ligação da viga à coluna (mesa ou alma);
7. Espessura da mesa (ou alma) da coluna, e
8. Limite de escoamento do material da viga, da coluna e dos elementos da ligação.

2.3 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES DE ESTRUTURAS DE AÇO

2.3.1 Classificação segundo ABNT NBR 8800 (2008)

O item 6.1.2 da NBR 8800 (2008) classifica as ligações das estruturas de aço quanto à rigidez na análise estrutural elástica. Uma ligação viga-coluna é considerada rotulada quando:

$$S_i \leq \frac{0,5 \cdot E \cdot I_v}{L_v} \quad (3)$$

Por outro lado, a ligação é considerada rígida se:

$$S_i \geq \frac{25 \cdot E \cdot I_v}{L_v} \quad (4)$$

Nas Equações 3 e 4, I_v e L_v correspondem ao momento de inércia da viga no plano da estrutura e ao vão da viga de eixo a eixo dos pilares, respectivamente. E é o módulo de elasticidade do aço.

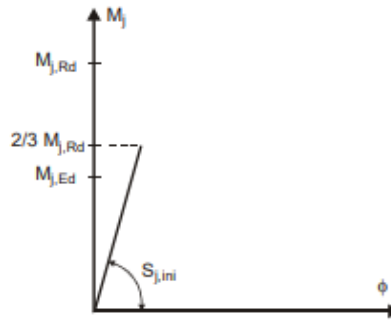
A ligação semirrígida apresenta comportamento intermediário entre os das Equações 3 e 4. A ABNT NBR 8800 (2008) ainda ressalta que, em qualquer caso, a ligação pode ser considerada semirrígida com rigidez S_i constante durante todo o carregamento para a análise elástica.

2.3.2 Rigidez da ligação viga-coluna

O item 5.1.2 do Eurocode 3 (2010) apresenta a rigidez rotacional a ser utilizada na análise global elástica. As ligações deverão ser classificadas segundo sua rigidez rotacional e deverão ter resistência suficiente para transmitir os esforços atuantes na estrutura.

Para momentos menores que $2/3 M_{j,rd}$ (onde $M_{j,rd}$ é o valor de cálculo do momento resistente de uma ligação), adota-se a rigidez rotacional inicial ($S_{j,ini}$) como sendo a inclinação da reta que passa pelo ponto inicial da curva momento-rotação e o ponto da curva de momento $2/3 M_{j,rd}$, para o uso em análises elásticas, conforme Figura 3.

Figura 3 – Rigidez rotacional utilizada na análise global elástica



Fonte: Eurocode 3 (2010)

Para qualquer valor de momento fletor na ligação, pode-se assumir, como simplificação, que a rigidez rotacional S_j seja considerada igual a $S_{j,ini}/\eta$, sendo η um coeficiente de redução definido de acordo com o tipo de ligação viga-coluna, conforme Eurocode 3 (2010). Os valores de η para ligações viga-pilar soldadas, com chapa de topo parafusada e com cantoneiras de assento e topo é igual a 2.

De acordo com a AISC (2016), para ligações que não exibem um pico de momento fletor resistente, deve-se adotar a resistência como sendo o momento para a rotação 0,02 rad.

2.3.3 Fator de restrição à rotação

O fator de restrição à rotação (α_R) é um parâmetro utilizado para classificar o quão próximo uma ligação se situa da condição de perfeitamente rígida ou perfeitamente rotulada. Ligações com α_R próximas de 0 apresentam comportamento próximo do perfeitamente rotulado e ligações com α_R próximo de 1 apresentam comportamento mais próximo do perfeitamente rígido.

A Equação 5 mostra o cálculo do fator de restrição à rotação apresentado inicialmente por Monforton e Wu (1963) para estruturas em geral. Na equação, EI é a rigidez à flexão da viga considerada na análise estrutural, S_i é a rigidez rotacional ao momento fletor da ligação viga-coluna e L é o vão da viga.

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{S_i L}} \quad (5)$$

2.3.4 Análise estrutural de segunda ordem pela ABNT NBR 8800 (2008)

A rigor, os esforços solicitantes devem ser determinados a partir da análise de segunda ordem, para a representação mais realista da resposta da estrutura. De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), para estruturas de pequena deslocabilidade, pode ser feita a análise de primeira ordem.

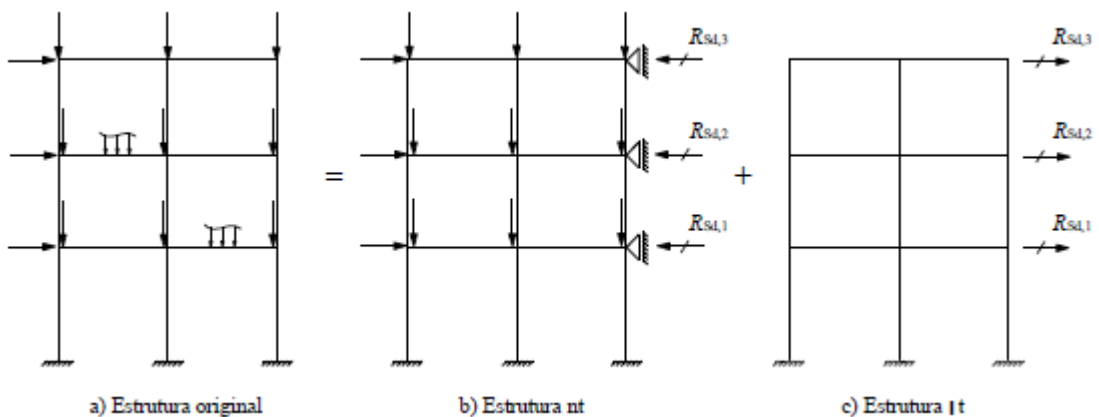
No anexo D da norma tem-se a aproximação aceitável para a análise de segunda ordem. Em cada andar da estrutura analisada, o momento fletor (M_{sd}) e a força axial de cálculo (N_{sd}) são calculados conforme Equação 6 e 7.

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (6)$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (7)$$

onde M_{nt} e N_{nt} são o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, respectivamente, obtidos pela análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar horizontalmente (Figura 4.b). M_{lt} e N_{lt} são o momento fletor e força axial solicitante de cálculo obtidos na análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas os efeitos dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura (Figura 4.c).

Figura 4 – Modelo para análise de segunda ordem



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

Neste trabalho, a obtenção do coeficiente B_2 de efeito global de segunda ordem foi feita a partir dos resultados na análise estrutural realizada pelo software ANSYS Mechanical APDL, com a ativação da não-linearidade geométrica. A classificação da estrutura quanto à

sensibilidade a deslocamentos laterais é feita a partir da relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e o obtido na análise de primeira ordem. Na Equação 8 Δh é o deslocamento lateral do andar analisado.

$$B_2 = \frac{\Delta h_{2^{\text{ª}} \text{ ordem}}}{\Delta h_{1^{\text{ª}} \text{ ordem}}} \quad (8)$$

Quando esta relação for igual ou inferior a 1,1, a estrutura é considerada como de pequena deslocabilidade. Para valores entre maiores que 1,1 e menores ou igual a 1,4, considera-se a estrutura como de média deslocabilidade. Se a relação resultar em valores maiores que 1,4, a estrutura é de grande deslocabilidade.

2.3.5 Modelo analítico para obtenção da rigidez das ligações viga-pilar

Para a simulação da deformabilidade ao momento fletor das ligações foram empregados os modelos de Frye e Morris (1975), os quais são baseados no comportamento polinomial desenvolvido por Sommer em 1967 para curvas momento-rotação de ligações de chapa de topo. A expressão utilizada por Frye e Morris (1975) para a representação da curva momento-rotação para outros tipos de ligações é dada pela Equação 9.

$$\theta = C_1(KM) + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (9)$$

onde,

θ : rotação relativa entre os elementos conectados (rad);

M: momento fletor na ligação (in.kip);

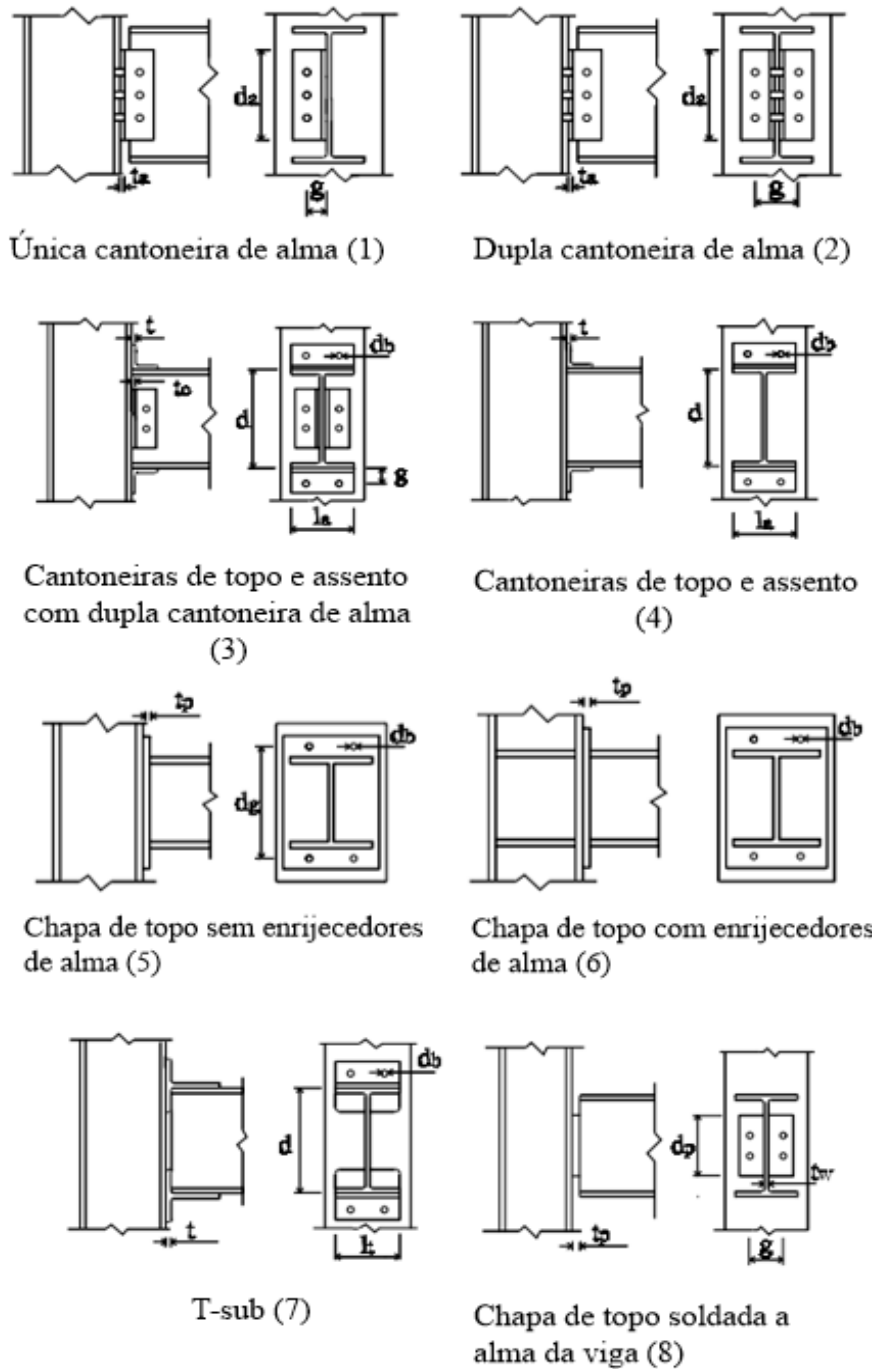
K: parâmetro que depende da geometria e do tipo da ligação;

C_1 , C_2 e C_3 : constantes de ajuste da curva.

As unidades utilizadas nos modelos de Frye e Morris (1975) estão do sistema inglês de unidades. As unidades de força são representadas em kips (1 kip = 4,45 kN) e as unidades de comprimento em polegadas (1 in = 2,54 cm).

Os modelos são aplicados a oito tipos de ligações, ilustradas na Figura 5.

Figura 5 – Ligações simuladas pelos modelos de Frye e Morris (1975)



Fonte: Adaptação de Hayalioglu e Degerketin (2005)

As constantes de ajuste da curva e o parâmetro K para cada tipo de ligação são obtidos segundo Tabela 1.

Tabela 1 – Coeficientes da função polinomial de Frye e Morris (1975)

Tipo de Ligação	Constantes de ajuste de curva	Parâmetro K
Única cantoneira de alma	$C_1 = 4,28 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1,45 \times 10^{-9}$ $C_3 = 1,51 \times 10^{-16}$	$K = d_a^{-2,4} t_a^{-1,81} g^{0,15}$
Dupla cantoneira de alma	$C_1 = 3,66 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1,15 \times 10^{-6}$ $C_3 = 4,57 \times 10^{-8}$	$K = d_a^{-2,4} t_a^{-1,81} g^{0,15}$
Cantoneiras de topo e assento com dupla cantoneira de alma	$C_1 = 2,23 \times 10^{-5}$ $C_2 = 1,85 \times 10^{-8}$ $C_3 = 3,19 \times 10^{-12}$	$K = d^{-1,287} t^{-1,128} t_c^{-0,415} l_a^{-0,694} g^{1,35}$
Cantoneiras de topo e assento	$C_1 = 8,46 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1,01 \times 10^{-4}$ $C_3 = 1,24 \times 10^{-8}$	$K = d^{-1,5} t^{-0,5} l_a^{-0,7} d_b^{-1,1}$
Chapa de topo sem enrijecedores de alma	$C_1 = 1,83 \times 10^{-3}$ $C_2 = -1,04 \times 10^{-4}$ $C_3 = 6,38 \times 10^{-6}$	$K = d_g^{-2,4} t_p^{-0,4} d_b^{-1,5}$
Chapa de topo com enrijecedores de alma	$C_1 = 1,79 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1,76 \times 10^{-4}$ $C_3 = 2,04 \times 10^{-4}$	$K = d_g^{-2,4} t_p^{-0,6}$
T-sub	$C_1 = 2,10 \times 10^{-4}$ $C_2 = 6,20 \times 10^{-6}$ $C_3 = -7,60 \times 10^{-9}$	$K = d^{-1,5} t^{-0,5} l_t^{-0,7} d_b^{-1,1}$
Chapa de topo soldada a alma da viga	$C_1 = 5,10 \times 10^{-5}$ $C_2 = 6,20 \times 10^{-10}$ $C_3 = 2,40 \times 10^{-13}$	$K = d_p^{-2,3} t_p^{-1,6} t_w^{-0,5} g^{1,6}$

Fonte: Adaptado de Hayalioglu e Degertekin (2005)

onde,

- d_a : altura da cantoneira;
- d_b : diâmetro do furo;
- d_g : distância entre os parafusos externos;
- d_p : altura da chapa;
- d : altura do perfil I;
- t_a : espessura da cantoneira;
- t : espessura da cantoneira de topo;

t_c : espessura da cantoneira de alma;

t_p : espessura da chapa de topo;

t_w : espessura da alma da viga;

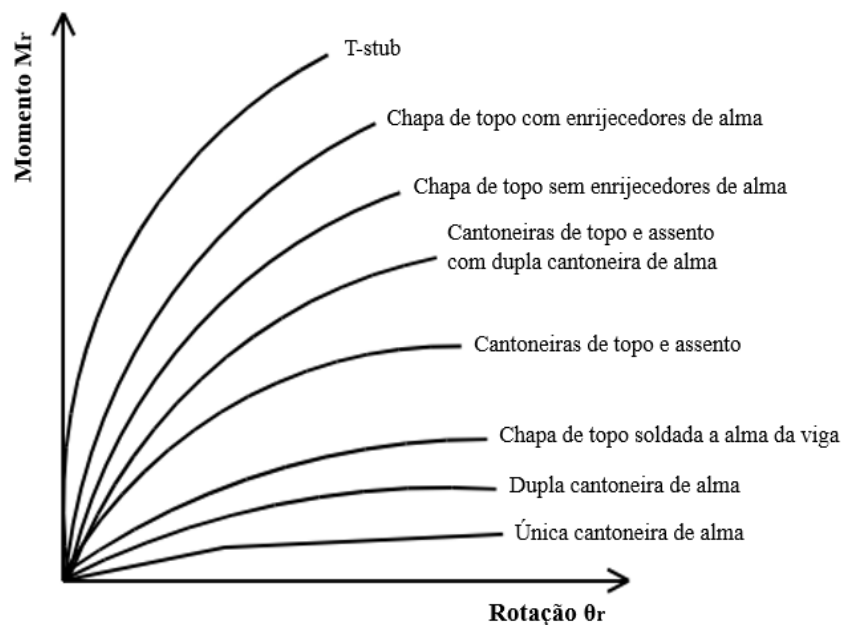
l_a : largura da cantoneira de topo;

l_t : largura da conexão;

g : para ligações de cantoneira na alma é a largura da mesa em relação a conexão. Na conexão simples de alma será tomado metade da largura da mesa, enquanto para conexão de dupla cantoneira de alma será tomado a largura da mesa. Nas cantoneiras de topo e assento g é a distância entre o topo do perfil I e o centro dos parafusos de fixação da cantoneira de topo.

Cada ligação viga-coluna mostrada na Figura 5 tem uma curva momento-rotação que caracteriza a ligação, conforme Figura 6. A ligação T-Stub é a que mais se aproxima do comportamento rígido por ter sua capacidade rotacional reduzida, enquanto a ligação com única cantoneira de alma é com comportamento mais próximo do flexível e apresenta grande capacidade rotacional.

Figura 6 – Curva momento-rotação de ligações em estrutura de aço



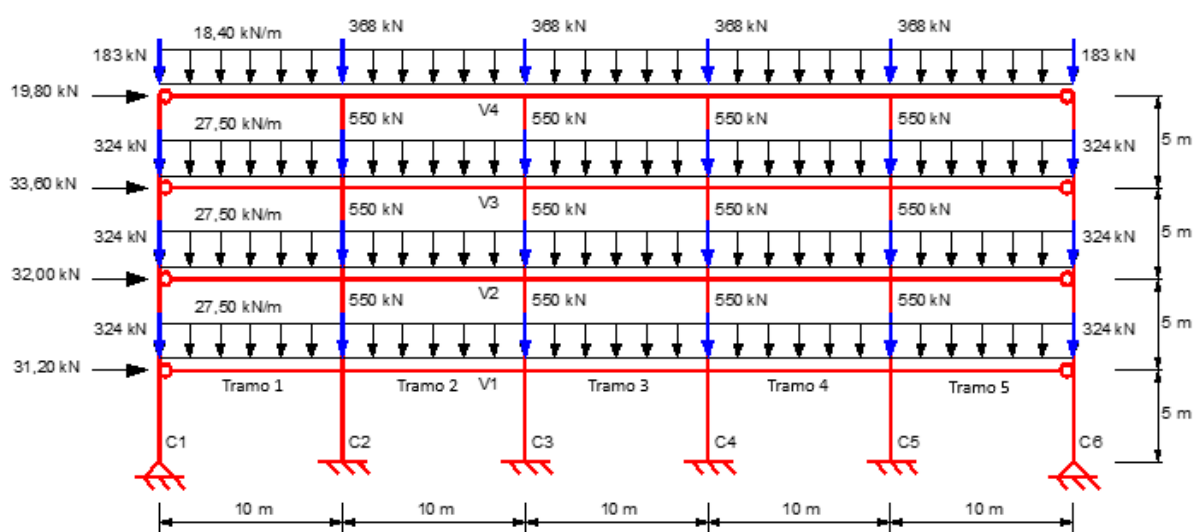
Fonte: Adaptação de Hayalioglu e Degertekin (2005)

3 EXEMPLO NUMÉRICO

O exemplo numérico apresentado é uma adaptação de Andrade e Velasco (2016) e consiste em um pórtico de 4 pavimentos de altura igual a 5,0m e cinco vãos iguais de 10,0m, conforme Figura 7. Os objetivos do exemplo são: i) comparar os momentos fletores nas ligações consideradas como perfeitamente rígidas e perfeitamente flexíveis (consideração idealizada) com os momentos fletores nas ligações deformáveis empregando o modelo analítico de Frye e Morris (1975); ii) analisar as diferenças dos deslocamentos horizontais dos pavimentos e dos coeficientes B2 avaliador dos efeitos globais de segunda ordem obtidos para as ligações viga-coluna idealizadas e deformáveis.

Os resultados dos esforços e deslocamentos de segunda ordem foram obtidos a partir da modelagem estrutural pelo software ANSYS Mechanical APDL.

Figura 7 – Pórtico analisado e carregamentos atuantes



Fonte: Andrade e Velasco (2016)

As vigas da estrutura são de perfis laminados W 530x74, as colunas externas C1 e C6 são de perfis laminados HP 310x79 com flexão no eixo de menor inércia e as colunas internas, C2 a C6, são compostas por perfis soldados CVS 450x130 com flexão em torno do eixo de maior inércia. Os dados dos perfis metálicos são mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 – Dimensões dos perfis metálicos do pórtico analisado

Elemento	Perfil	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	d (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	h (mm)
C1 e C6	HP310x79	100	5258	299	306	11	11	277
C2 a C5	CVS450x130	135,5	60261	450	300	12,5	19	412
V1 a V4	W530x74	95,1	40969	529	166	9,7	13,6	502

Fonte: Autora (2022)

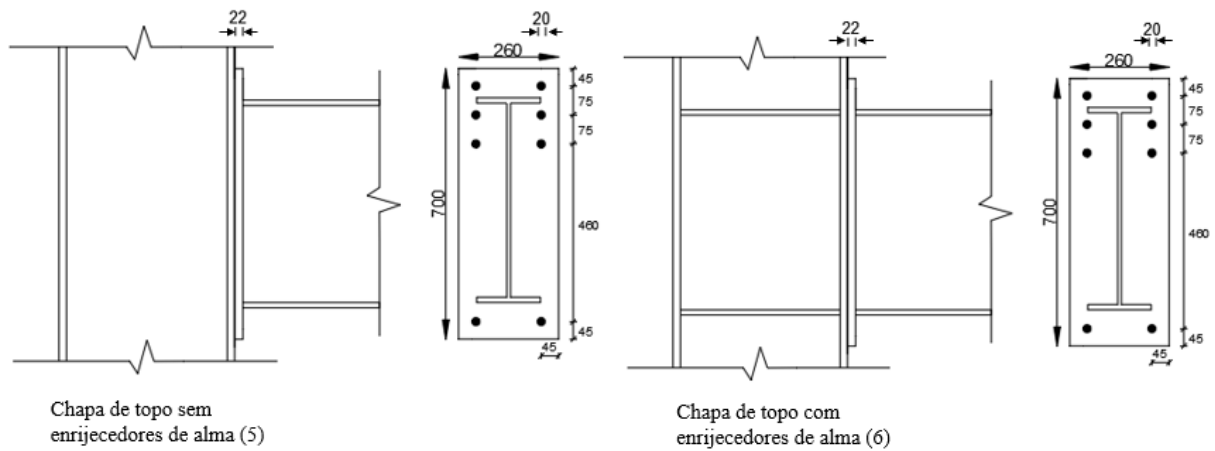
Na Tabela 2, A é a área da seção transversal do perfil analisado, d é a altura perfil, b é a largura da mesa, t_w é a espessura da alma, t_f é a espessura da mesa e h é a altura interna do perfil.

3.2 LIGAÇÕES VIGA-COLUNA SEGUNDO MODELO DE FRYE E MORRIS (1975)

As ligações viga-coluna idealizadas como perfeitamente rígidas foram substituídas por ligações deformáveis de tipologias (5) e (6), sendo a tipologia (5) ligação com chapa de topo sem enrijecedores de alma e tipologia (6) ligação com chapa de topo com enrijecedores de alma. As ligações idealizadas como perfeitamente flexíveis foram substituídas por ligações de dupla cantoneira de alma (2) e chapa de topo soldada a alma da viga (8). A deformabilidade das ligações foi simulada a partir dos modelos polinomiais de Frye e Morris (1975).

O dimensionamento das ligações foi feito a partir da extração de esforços solicitantes pelo *software* Ftool admitindo-se ligações idealizadas, considerando-se os efeitos de segunda ordem com o método aproximado da ABNT NBR 8800 (2008) que emprega o coeficiente B2. A chapa de topo das ligações de tipologias (5) e (6) tem dimensões 700cm x 260cm e as propriedades dos elementos são: parafusos ASTM A325, f_u = 825 MPa, d_b = 20 mm; chapa ASTM A36, f_u = 400 MPa. Foram utilizados 8 parafusos na ligação e chapa de topo com espessura de 20 mm, conforme Figura 8.

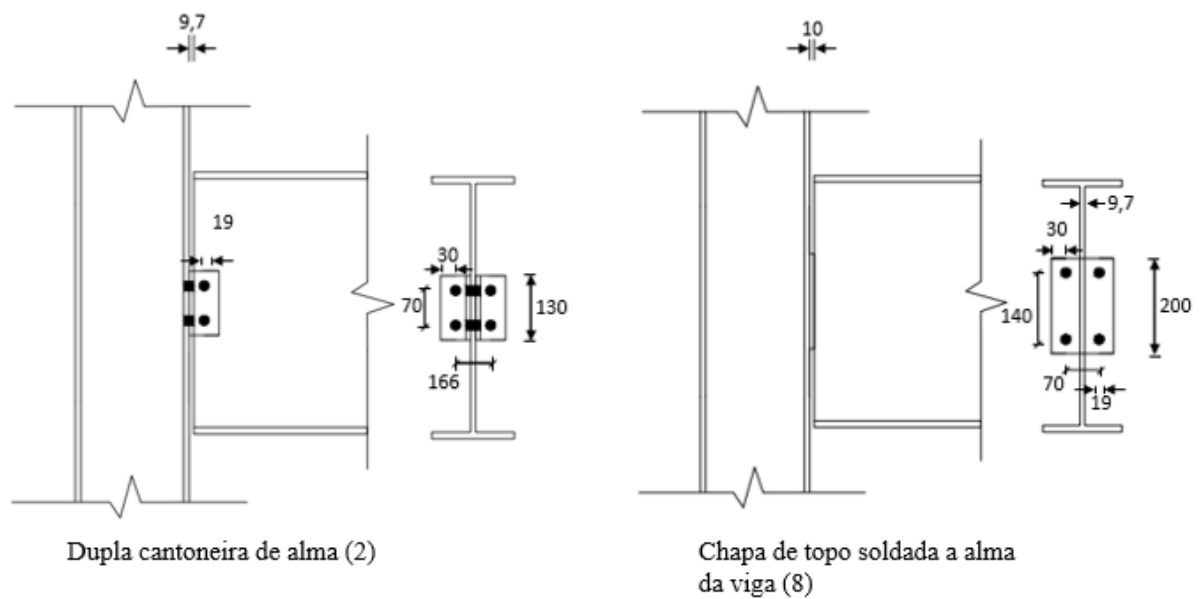
Figura 8 – Detalhamento das ligações viga-coluna internas



Fonte: Autora (2022)

As propriedades adotadas nos elementos das ligações dupla cantoneira de alma e chapa de topo soldada a alma da viga são as mesmas utilizadas nas ligações viga-coluna internas com chapa de topo. Para a ligação com dupla cantoneira de alma utilizou-se cantoneiras de dimensões 50,8 x 9,7 mm e espessura de 9,7 mm. A chapa de topo da ligação de tipologia (8) tem dimensões 200 mm de altura e 130 mm de comprimento. Os detalhes dessas ligações flexíveis são mostrados na Figura 9.

Figura 9 – Detalhamento das ligações viga-coluna de extremidade



Fonte: Autora (2022)

Foram definidas 4 combinações de ligações viga-coluna, a saber:

- ligação com chapa de topo sem enrijecedores de alma (5) nas ligações viga-coluna internas e ligação de dupla cantoneira de alma (2) nas ligações viga-coluna de extremidade;
- ligação com chapa de topo sem enrijecedores de alma (5) nas ligações viga-coluna internas e ligação com chapa de topo soldada a alma da viga (8) nas ligações viga-coluna de extremidade;
- ligação com chapa de topo com enrijecedores de alma (6) nas ligações viga-coluna internas e ligação de dupla cantoneira de alma (2) nas ligações viga-coluna de extremidade;
- ligação com chapa de topo com enrijecedores de alma (6) nas ligações viga-coluna internas e ligação com chapa de topo soldada a alma da viga (8) nas ligações viga-coluna de extremidade.

Na Tabela 3 estão os coeficientes da função polinomial de Frye e Morris (1975), para as quatro ligações estudadas.

Tabela 3 – Coeficientes da função polinomial de Frye e Morris (1975)

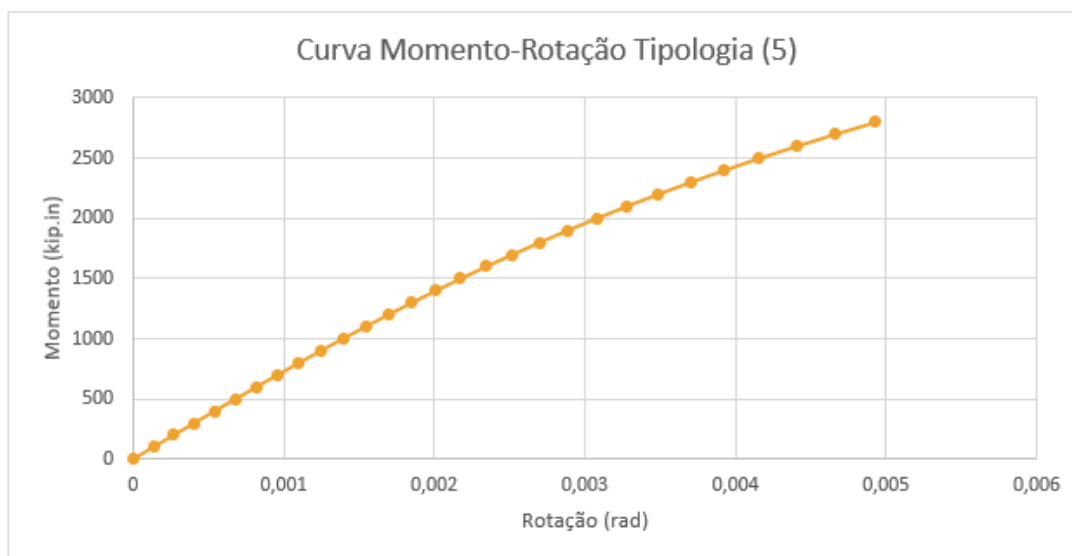
Tipologia da Ligação	C1	C2	C3	k
(5)	$1,8300 \times 10^{-3}$	$1,0400 \times 10^{-4}$	$6,3800 \times 10^{-6}$	$7,3702 \times 10^{-4}$
(6)	$1,7900 \times 10^{-3}$	$1,7600 \times 10^{-4}$	$2,0400 \times 10^{-4}$	$5,3000 \times 10^{-4}$
(2)	$3,6600 \times 10^{-4}$	$1,1500 \times 10^{-6}$	$4,5700 \times 10^{-8}$	$1,5036 \times 10^{-1}$
(8)	$5,1000 \times 10^{-5}$	$6,2000 \times 10^{-10}$	$2,4000 \times 10^{-13}$	$3,1681 \times 10^{-1}$

Fonte: Autora (2022)

3.3 CURVAS MOMENTO-ROTAÇÃO

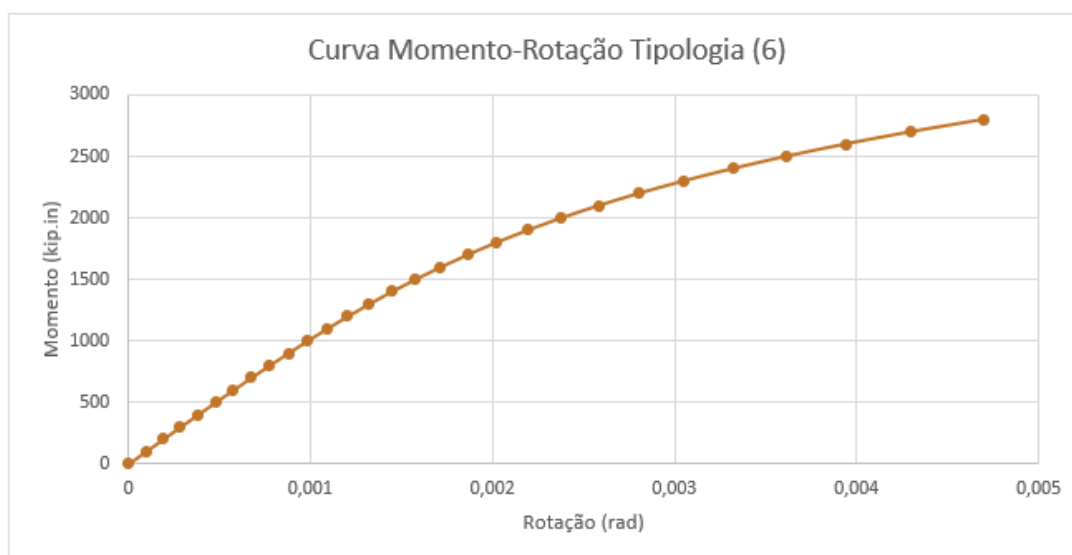
As Figuras 10 e 11 mostram as curvas momento-rotação para as ligações com chapa de topo sem enrijecedores de alma (tipologia 5) e ligações com chapa de topo com enrijecedores de alma (tipologia 6), obtidas a partir dos modelos de Frye e Morris (1975). Como esperado, o formato da curva da ligação de tipologia (6) indica maior rigidez da ligação com uso de enrijecedores de alma.

Figura 10 – Curva momento-rotação da ligação com chapa de topo sem enrijecedores de alma



Fonte: Autora (2022)

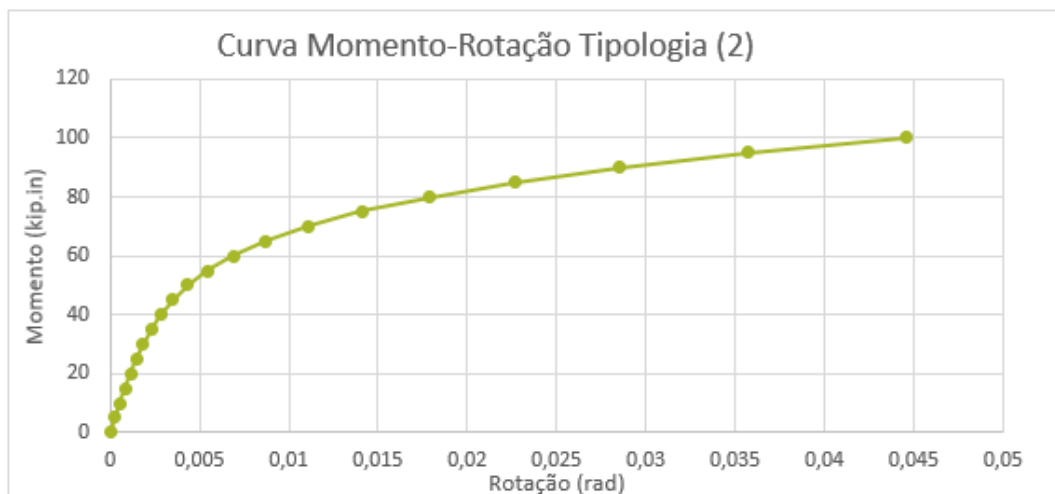
Figura 11 – Curva momento-rotação da ligação com chapa de topo com enrijecedores de alma



Fonte: Autora (2022)

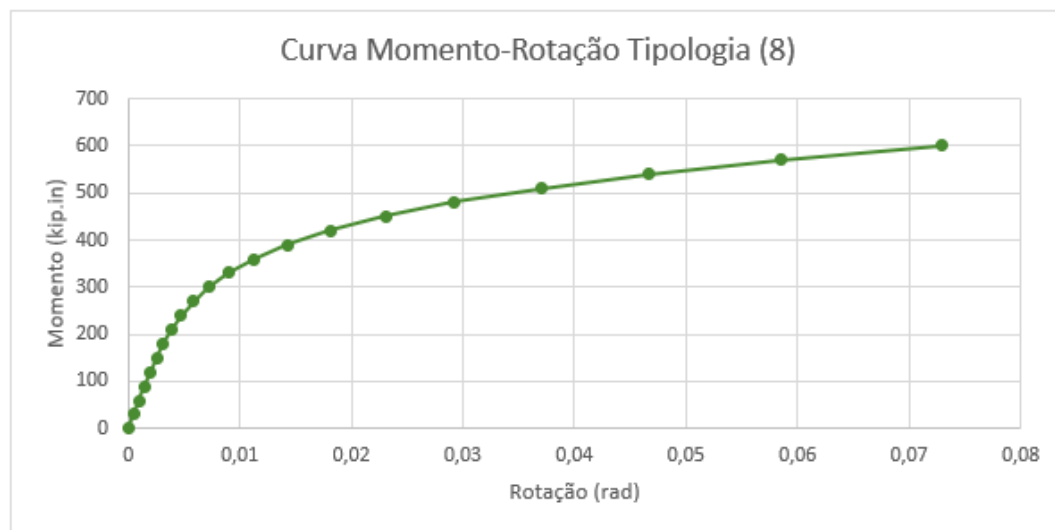
Nas Figuras 12 e 13 são ilustradas as curvas momento-rotação para as ligações com dupla cantoneira de alma (tipologia 2) e ligação com chapa de topo soldada à alma da viga (tipologia 8).

Figura 12 – Curva momento-rotação da ligação com dupla cantoneira de alma



Fonte: Autora (2022)

Figura 13 – Curva momento rotação da ligação com chapa de topo soldada à alma da viga

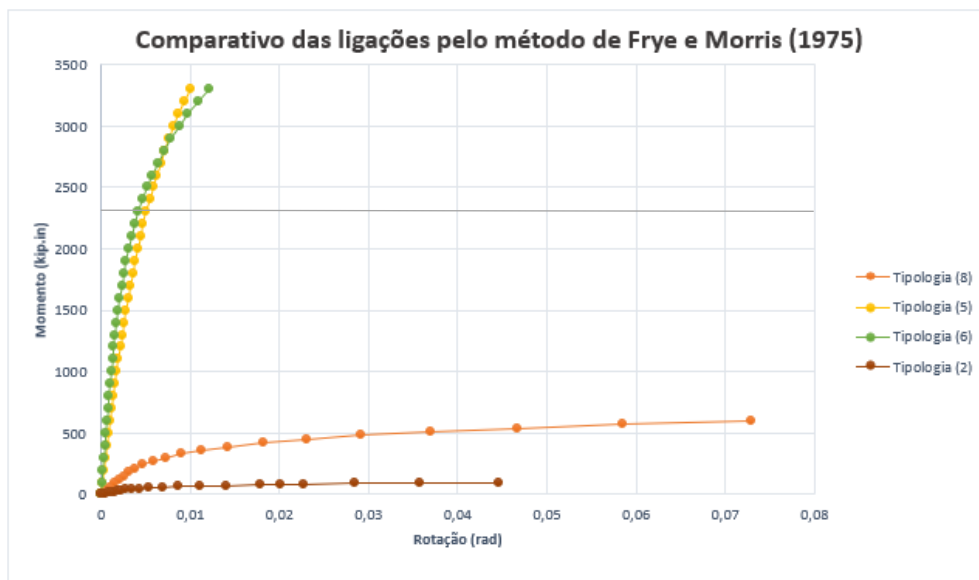


Fonte: Autora (2022)

Na Figura 14 estão ilustradas as quatro curvas momento-rotação das ligações estudadas segundo os modelos de Frye e Morris (1975). Observou-se que próximo da resistência da ligação, de aproximadamente 3427 kip.in, a ligação com chapa de topo com enrijecedores de alma (6) se torna menos rígida que a ligação com chapa de topo sem enrijecedores de alma (5). Apesar disso, considerando um momento 2/3 da resistência da ligação para fins de análise simplificada, percebe-se que a ligação de tipologia (6) é mais rígida que a de tipologia (5). Na

Figura 14, o traçado em cinza corresponde ao valor 2285,15 kip.in ($2/3 M_{j,rd}$). A tipologia (8) – chapa de topo soldada à alma da viga – se mostrou mais rígida que a tipologia (2) – dupla cantoneira de alma.

Figura 14 – Comparativo das curvas momento-rotação pelo método de Frye e Morris (1975)



Fonte: Autora (2022)

3.4 RIGIDEZ INICIAL DAS LIGAÇÕES

O cálculo da rigidez inicial das ligações de tipologia (5) e (6) foi feito conforme Eurocode 3 (2005), tomando-se a inclinação da reta que passa pelo ponto inicial da curva momento-rotação e o ponto da curva de momento $2/3 M_{j,rd}$. Admitiu-se como momento resistente da ligação e momento resistente da viga $M_{j,rd} = 387,43 \text{ kN.m}$. Após calcular a rigidez inicial, obteve-se o fator de restrição à rotação.

As tipologias (2) e (8) não apresentam momentos solicitantes maiores que $2/3$ do momento resistente de cálculo, logo a rigidez rotacional foi calculada como $S_{j,ini}/\eta$, sendo η o coeficiente de redução igual a 2. Segundo recomendações da AISC (2016), o momento resistente da ligação é o momento referente a 0,02 rad, obtido a partir da curva momento-rotação da ligação. Para a ligação de tipologia (2) – dupla cantoneira de alma – o momento foi de 9,32 kN.m e para a ligação (8) – chapa de topo soldada à alma da vida – o momento foi de 48,94 kN.m.

Os valores de rigidez rotacional (S_j) das ligações e seus fatores de restrição à rotação são mostrados na Tabela 4.

Tabela 4 – Rigidez inicial e fator de restrição à rotação das ligações estudadas, conforme Eurocode 3 (2005)

Tipologia da Ligação por Frye e Morris (1975)	S_j (kN.cm/rad)	α_r
Chapa de topo sem enrijecedores de alma	4190186	0,6100
Chapa de topo com enrijecedores de alma	5957372	0,6697
Dupla cantoneira de alma	102698	0,0401
Chapa de topo soldada a alma da viga	350475	0,1248

Fonte: Autora (2022)

As Equações 10 e 11 mostram intervalos que, segundo ABNT NBR 8800 (2008) classificam as ligações viga-coluna em rotuladas, rígidas ou semirrígidas. As ligações com dupla cantoneira de alma e chapa de topo soldada à alma da viga apresentaram valores de rigidez inferiores a 409690 kN.cm/rad ($0,5 \cdot E \cdot I_v / L_v$), logo são classificadas como rotuladas.

$$S_i \leq \frac{5 \cdot E \cdot I_v}{L_v} = 409690 \text{ kN.cm/rad} \rightarrow \alpha_R = 0,143 \quad (10)$$

Por outro lado, a ligação com chapa de topo sem enrijecedores de alma e a ligação com chapa de topo com enrijecedores de alma, comumente classificadas como rígidas, apresentaram valores intermediários de rigidez inicial, logo são classificadas como semirrígidas.

$$S_i \geq \frac{25 \cdot E \cdot I_v}{L_v} = 20484500 \text{ kN.cm/rad} \rightarrow \alpha_R = 0,893 \quad (11)$$

Os valores de rigidez e fator de restrição à rotação mostram que a ligação viga-coluna com dupla cantoneira de alma é a que mais se aproxima do comportamento articulado e a ligação com chapa de topo com enrijecedores de alma é a ligação com maior rigidez e restrição à rotação.

4 RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL COM LIGAÇÕES DEFORMÁVEIS

A análise de deslocamentos horizontais do pórtico e de esforços de extremidade da barra (momento fletor) foi feita com o emprego do software ANSYS Mechanical APDL. Foram comparados os resultados na situação idealizada – admitindo ligações perfeitamente rígidas e

perfeitamente rotuladas – com os resultados das 4 combinações de ligações dos modelos de Frye e Morris (1975). Os resultados de deslocamentos horizontais são mostrados na Tabela 6.

O elemento finito utilizado na análise estrutural realizada pelo ANSYS Mechanical APDL foi o elemento de mola. Os nós dos elementos de mola coincidem com os nós das ligações dos elementos conectados e os elementos de mola tem comprimento nulo, com rigidez rotacional desejada. No caso do exemplo numérico analisado, a deslocabilidade das ligações foi considerada a partir da inserção de pontos da curva momento-rotação das ligações viga-coluna internas e externas, analisadas pelos métodos de Frye e Morris (1975). O elemento do software ANSYS Mechanical APDL utilizado para a simulação com elemento de mola é o COMBIN 39.

Apenas a deformabilidade ao momento fletor foi considerada com os pontos da curva momento-rotação. Para as direções x e y simulou-se elementos de mola indeslocáveis.

Na Figura 15 é mostrado o arquivo de entrada para a análise estrutural das ligações de tipologia (5) e (2). Os dados de entrada para as ligações das colunas de extremidade e colunas internas são os pontos da curva momento-rotação, como já mencionado, gerando elementos deslocáveis ao momento fletor.

A modelagem do pórtico do exemplo numérico processada pelo ANSYS é mostrada na Figura 16, assim como a extração de momentos fletores no pórtico com ligações de tipologia (5) e (2) para fins de exemplificação. Os dados extraídos e utilizados nessa análise passaram pela análise de segunda ordem.

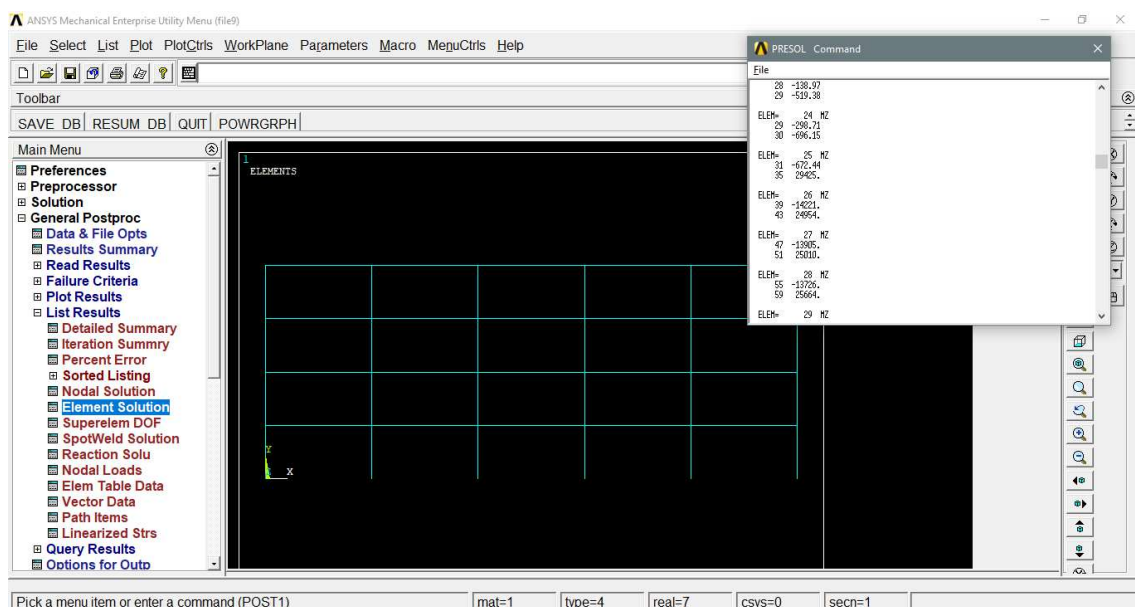
Figura 15 – Dados de entrada ANSYS Mechanical APDL

```

Andrade_Velasco5-2 - Bloco de Notas
Arquivo  Editar  Formatar  Exibir  Ajuda
!
R, 3, 95.1, 40969.0
!
! Molas: Ligacoes colunas extremidade - ROTZ (tipologia 2)
!
! Teta1(rad),M1(kN.cm),Teta2(rad),M2(kN.cm),Teta3(rad),M3(kN.cm),
!
! Inserir no maximo 3 pontos da curva teta-M por linha
!
R,4,0.000276,56.515,0.000841,169.545,0.001471,282.575,
RMORE,0.002278,395.605,0.002811,452.12,0.003481,508.635,
RMORE,0.004338,565.15,0.005444,621.665,0.006877,678.18,
RMORE,0.008725,734.695,0.011095,791.21,0.01411,847.725,
RMORE,0.017911,904.24,0.02266,960.755,0.028539,1017.27,
RMORE,0.035752,1073.785,0.044529,1130.3
!
! Molas: Ligacoes colunas internas - ROTZ (tipologia 5)
!
! Inserir no maximo 3 pontos da curva teta-M por linha
!
R,5,0.000135,1130.3,0.000406,3390.9,0.00068,5651.5,
RMORE,0.000959,7912.1,0.001101,9042.4,0.001245,10172.7,
RMORE,0.001392,11303,0.001541,12433.3,0.001694,13563.6,
RMORE,0.00185,14693.9,0.00201,15824.2,0.002174,16954.5,
RMORE,0.002343,18084.8,0.002517,19215.1,0.002697,20345.4,
RMORE,0.002883,21475.7,0.003045,22606,0.003275,23736.3,
RMORE,0.003482,24866.6,0.003698,25996.9,0.003923,27127.2,
RMORE,0.004158,28257.5,0.004403,29387.8,0.00466,30518.1,
RMORE,0.004929,31648.4,0.005211,32778.7,0.005508,33909,
RMORE,0.005819,35039.3,0.006146,36169.6,0.00649,37299.9
!
! Molas indeslocaveis: UX
!
! dx(cm),fx(kN)
!
R,6,1.0E-10,1e+03
<
  
```

Fonte: Autora (2022)

Figura 16 – Extração de momento fletores pelo ANSYS Mechanical APDL



Fonte: Autora (2022)

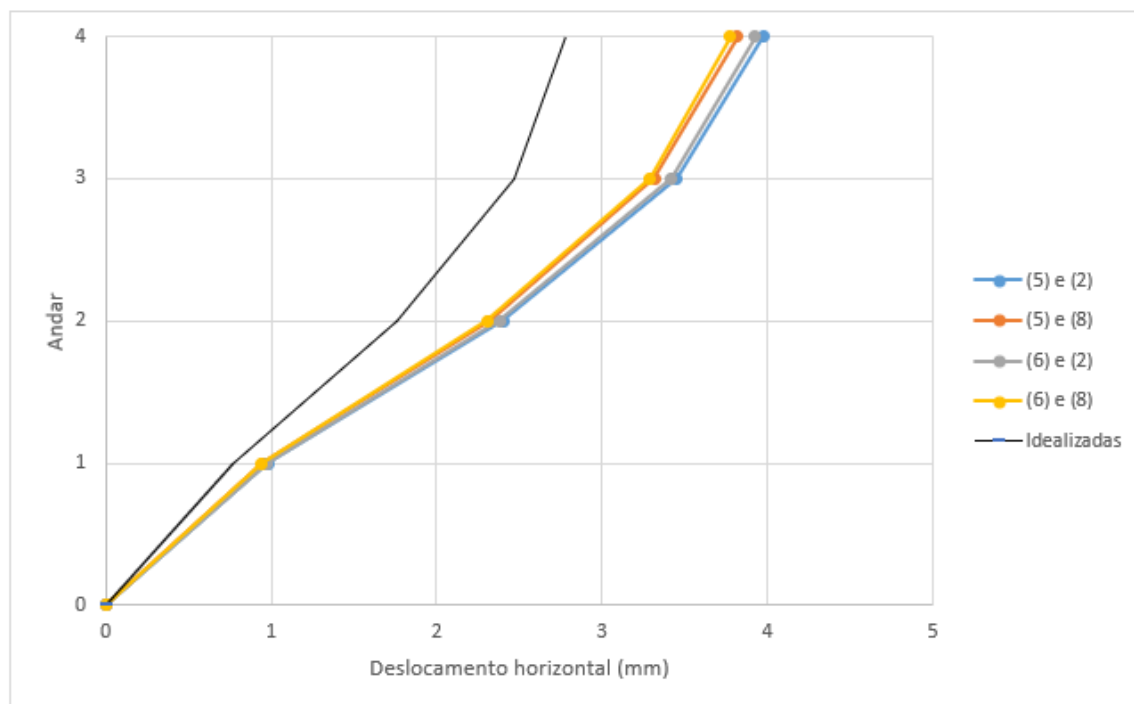
Tabela 5 – Deslocamentos horizontais dos andares: análises de primeira e segunda ordem

Ligação Idealizada				
Análise de Primeira Ordem		Análise de Segunda Ordem		Coefficiente B2
Andar	Deslocamento (cm)	Andar	Deslocamento (cm)	
1	0,7091	1	0,76993	1,086
2	1,5752	2	1,7638	1,120
3	2,1926	3	2,4669	1,125
4	2,4633	4	2,7775	1,128
Ligação chapa de topo sem enrijecedores de alma (5) e dupla cantoneira de alma (2)				
Análise de Primeira Ordem		Análise de Segunda Ordem		Coefficiente B2
Andar	Deslocamento (cm)	Andar	Deslocamento (cm)	
1	0,8451	1	0,9825	1,163
2	1,9969	2	2,4005	1,202
3	2,8549	3	3,4498	1,208
4	3,2884	4	3,9737	1,208
Ligação chapa de topo sem enrijecedores de alma (5) e chapa de topo soldada à alma da viga (8)				
Análise de Primeira Ordem		Análise de Segunda Ordem		Coefficiente B2
Andar	Deslocamento (cm)	Nó	Deslocamento (cm)	
1	0,8254	1	0,9501	1,151
2	1,9536	2	2,3193	1,187
3	2,7817	3	3,3172	1,193
4	3,2057	4	3,8183	1,191
Ligação chapa de topo com enrijecedores de alma (6) e dupla cantoneira de alma (2)				
Análise de Primeira Ordem		Análise de Segunda Ordem		Coefficiente B2
Andar	Deslocamento (cm)	Andar	Deslocamento (cm)	
1	0,8391	1	0,9771	1,164
2	1,9784	2	2,3820	1,204
3	2,8252	3	3,4189	1,210
4	3,2443	4	3,9260	1,210
Ligação chapa de topo com enrijecedores de alma (6) e chapa de topo soldada à alma de viga (8)				
Análise de Primeira Ordem		Análise de Segunda Ordem		Coefficiente B2
Andar	Deslocamento (cm)	Andar	Deslocamento (cm)	
1	0,8207	1	0,9459	1,153
2	1,9380	2	2,3033	1,188
3	2,7564	3	3,2901	1,194
4	3,1665	4	3,7758	1,192

Fonte: Autora (2022)

A Figura 17 contém os gráficos comparativos de deslocamentos horizontais nos andares (análise de segunda ordem), para as quatro combinações de tipologias de ligações viga-coluna analisadas.

Figura 17 – Deslocamentos horizontais nos andares para as tipologias de ligações viga-coluna analisadas



Fonte: Autora (2022)

Os resultados obtidos na Tabela 5 e na Figura 17 indicam que a consideração de ligações como perfeitamente rígidas e perfeitamente rotuladas subestima os valores de deslocamento horizontais nos andares do pavimento. A configuração do pórtico com ligação de tipologia (2) – dupla cantoneira de alma – combinada com a tipologia (5) – chapa de topo sem enrijecedores de alma foi a que apresentou maiores valores de deslocamentos horizontais, seguido pela combinação da tipologia (2) com a tipologia (6) – chapa de topo com enrijecedores de alma.

A análise dos esforços foi feita nas ligações coluna-fundação do pórtico e nas ligações viga-coluna na viga mais solicitada (Tramo 1 da viga V1). Os nós 6, 11, 16, 21 correspondem a ligações perfeitamente rígidas das colunas C2, C3, C4 e C5 junto à fundação. Os demais nós são da viga V1 junto às colunas, sendo os nós 31 e 67 considerados como perfeitamente rotulado.

A Tabela 6 contém os momentos fletores nas ligações coluna-fundação e viga-coluna considerando ligações idealizadas (ligações articuladas e perfeitamente rígidas). Os nós 31 e 67 representam ligações perfeitamente flexíveis e os demais nós representam ligações perfeitamente rígidas.

Tabela 6 – Momentos fletores nas ligações coluna-fundação e viga-coluna: ligações idealizadas

Ligações Idealizadas	
Coluna-Fundação	
Nó	M (kN.cm)
6	-13089
11	-11277
16	-11277
21	-8531,7
Viga-Coluna V1	
31 (Tramo 1)	0
35 (Tramo 1)	36449
39 (Tramo 2)	17770
43 (Tramo 2)	28539
47 (Tramo 3)	16976
51 (Tramo 3)	28777
55 (Tramo 4)	16397
59 (Tramo 4)	30293
63 (Tramo 5)	29972
67 (Tramo 5)	0

Fonte: Autora (2022)

Os momentos fletores negativos nas ligações coluna-fundação e viga-coluna mais solicitada para situação de ligações deformáveis estão indicadas na Tabela 8. Nesta tabela é também mostrada a diferença percentual em relação à situação de ligações idealizadas. Percebe-se que a consideração da deformabilidade das ligações resulta em aumento dos momentos fletores nas ligações coluna-fundação, mas há diminuição dos momentos negativos nas ligações viga-coluna, como esperado.

Tabela 7 – Momentos fletores nas ligações coluna-fundação e viga-coluna mais solicitada considerando ligações deformáveis

Ligação (5) e (2)			Ligação (5) e (8)		
Coluna-Fundação			Coluna-Fundação		
Nó	M (kN.cm)	%	Nó	M (kN.cm)	%
6	-14313	9,35	6	-13783	5,30
11	-13168	16,77	11	-12821	13,69
16	-13040	15,63	16	-12757	13,12
21	-11240	31,74	21	-11268	32,07
Viga-coluna V1			Viga-coluna V1		
31 (Tramo 1)	672,44	-	31 (Tramo 1)	2636,8	-
35 (Tramo 1)	29425	-19,27	35 (Tramo 1)	28649	-21,40
39 (Tramo 2)	14221	-19,97	39 (Tramo 2)	14366	-19,16
43 (Tramo 2)	24954	-12,56	43 (Tramo 2)	24783	-13,16
47 (Tramo 3)	13905	-18,09	47 (Tramo 3)	14100	-16,94
51 (Tramo 3)	25010	-13,09	51 (Tramo 3)	24826	-13,73
55 (Tramo 4)	13726	-16,29	55 (Tramo 4)	13945	-14,95
59 (Tramo 4)	25664	-15,28	59 (Tramo 4)	25399	-16,16
63 (Tramo 5)	22470	-25,03	63 (Tramo 5)	21513	-28,22
67 (Tramo 5)	831,73	-	67 (Tramo 5)	3848,9	-

Ligação (6) e (2)			Ligação (6) e (8)		
Coluna-Fundação			Coluna-Fundação		
Nó	M (kN.cm)	%	Nó	M (kN.cm)	%
6	-14302	9,27	6	-13796	5,40
11	-13149	16,60	11	-12817	13,66
16	-13021	15,47	16	-12752	13,08
21	-11133	30,49	21	-11163	30,84
Viga-coluna V1			Viga-coluna V1		
31 (Tramo 1)	668,19	-	31 (Tramo 1)	2597	-
35 (Tramo 1)	30162	-17,25	35 (Tramo 1)	29426	-19,27
39 (Tramo 2)	14817	-16,62	39 (Tramo 2)	14962	-15,80
43 (Tramo 2)	25638	-10,17	43 (Tramo 2)	25479	-10,72
47 (Tramo 3)	14482	-14,69	47 (Tramo 3)	14678	-13,54
51 (Tramo 3)	25696	-10,71	51 (Tramo 3)	25525	-11,30
55 (Tramo 4)	14290	-12,85	55 (Tramo 4)	14511	-11,50
59 (Tramo 4)	26363	-12,97	59 (Tramo 4)	26109	-13,81
63 (Tramo 5)	23449	-21,76	63 (Tramo 5)	22547	-24,77
67 (Tramo 5)	828,57	-	67 (Tramo 5)	3811,3	-

Fonte: Autora (2022)

Na Tabela 7 são mostrados os máximos momentos positivos no vão da viga, incluindo a comparação de valores das ligações deformáveis em relação às ligações idealizadas. Como

esperado, o momento no vão da viga apresentou aumento em todas as situações analisadas, quando comparado às ligações idealizadas.

Tabela 8 – Comparação dos momentos positivos no vão da viga mais solicitada: ligações indeformáveis x ligações idealizadas

Viga V1 - Tramo 1		
Ligação	M_{máx.} (kN.m)	%
Análise Idealizada	185,11	-
Ligação (5) e (2)	207,83	12,27
Ligação (5) e (8)	199,28	7,65
Ligação (6) e (2)	204,68	10,57
Ligação (6) e (8)	196,72	6,27
Viga V1 - Tramo 2		
Ligação	M_{máx.} (kN.m)	%
Análise Idealizada	114,12	-
Ligação (5) e (2)	149,80	31,27
Ligação (5) e (8)	149,87	31,33
Ligação (6) e (2)	143,42	25,67
Ligação (6) e (8)	143,45	25,70
Viga V1 - Tramo 3		
Ligação	M_{máx.} (kN.m)	%
Análise Idealizada	117,38	-
Ligação (5) e (2)	151,30	28,90
Ligação (5) e (8)	154,94	32,00
Ligação (6) e (2)	145,03	23,56
Ligação (6) e (8)	144,81	23,37
Viga V1 - Tramo 4		
Ligação	M_{máx.} (kN.m)	%
Análise Idealizada	113,70	-
Ligação (5) e (2)	149,34	31,35
Ligação (5) e (8)	149,39	31,39
Ligação (6) e (2)	143,06	25,82
Ligação (6) e (8)	143,09	25,85
Viga V1 - Tramo 5		
Ligação	M_{máx.} (kN.m)	%
Análise Idealizada	210,15	-
Ligação (5) e (2)	235,63	12,12
Ligação (5) e (8)	222,28	5,77
Ligação (6) e (2)	231,60	10,21
Ligação (6) e (8)	218,21	3,84

Fonte: Autora (2022)

5 CONCLUSÃO

O exemplo numérico analisado apresentou resultados condizentes com a bibliografia para ligações com dupla cantoneira de alma (2) e chapa de topo soldada à alma da viga (8), segundo os modelos de Frye e Morris (1975). Estas ligações obtiveram valores de rigidez inicial menores que $0,5 \cdot E \cdot I_v / L_v$, sendo consideradas como articuladas pela ABNT NBR 8800 (2008).

As ligações com chapa de topo sem enrijecedores de alma (5) e chapa de topo com enrijecedores de alma (6) são comumente consideradas como rígidas na bibliografia, porém apresentaram valores menores que $25 \cdot E \cdot I_v / L_v$ e foram classificadas como semirrígidas segundo critérios da ABNT NBR 8800 (2008). Em termos de fator de restrição, essas duas tipologias apresentaram valores de 0,7765 e 0,8035. Há uma diferença não desprezível em relação ao valor de fator de restrição a partir do qual a ligação pode ser considerada como rígida (0,893).

Após análise de segunda ordem pelo software ANSYS Mechanical APDL e obtenção dos deslocamentos horizontais, concluiu-se que a estrutura é de média deslocabilidade, tanto no pórtico com ligações idealizadas como perfeitamente rígidas e perfeitamente rotuladas, quanto nas 4 combinações de ligações com os modelos de Frye e Morris (1975).

O momento fletor nas ligações coluna-fundação apresentou aumento nas 4 combinações em relação à situação idealizada. Na coluna C5, por exemplo, houve aumento de cerca de 30% no momento fletor.

A viga mais solicitada nesse exemplo foi a viga V1. Como esperado, houve diminuição do momento negativo nas ligações viga-coluna e aumento do momento positivo com a consideração da deformabilidade das mesmas. A configuração que apresentou maiores variações de momentos negativos e positivos em relação ao pórtico com ligações idealizadas como perfeitamente rígidas e perfeitamente rotuladas foi o pórtico com ligação com chapa de topo sem enrijecedores de alma (5) e chapa de topo soldada à alma da viga (8).

O estudo realizado indicou variação considerável nos valores de momento fletor das ligações viga-coluna, das ligações pilar-fundação e do momento positivo no vão da viga, mostrando a importância da consideração da deformabilidade das ligações para uma análise estrutural mais econômica e fiel ao comportamento real da estrutura.

REFERÊNCIAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360-16**: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2016..

ANDRADE S., VELLASCO P. **Comportamento e projeto de estruturas de aço**. 1º edição. Gen LTC, 2016.

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

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EM 1993-1-8** – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. Brussels, 2005. 133 p.

FRYE, M. J.; MORRIS, G. A. **Analysis of flexibly connected steel frames**. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 2, n. 3, p. 280-291, Sept. 1975.

HIGAKI, Bruno. **Contribuição à análise estrutural de edifícios de aço com ênfase nas ligações semi-rígidas**. Orientador: Roberto Martins Gonçalves. 2014. 272 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor**. 2002. 263 f. Tese (Doutorado) Curso de Engenharia das Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 2002.

MONFORTON, GR, Wu TS. **Matrix analysis of semi-rigidly connected frames**. *Journal of Structural Engineering* 1963. 89 f.

PRELORENTZOU, Pierre Antoine. **Um estudo sobre ligações viga-coluna em estruturas de aço**. 1991. 229 f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, 1991.

TSUTAKE, A. G. **Deformabilidade ao momento fletor de ligações viga-pilar monolíticas e pré-moldadas com armadura de continuidade em edifícios de concreto**. 2019. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019.

VISINTAINER, Michael. **Análise numérica de ligações viga-pilar com dupla cantoneira e com chapa de topo estendida em estruturas de aço.** Orientador: Prof. Dr. João Kaminski Junior. 2017. 152 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2017.