



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL  
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ISRAEL MARTINS PACHECO**

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA DA CONSIDERAÇÃO DE LIGAÇÕES  
SEMIRRÍGIDAS EM PROJETOS DE ESTRUTURAS DE AÇO**

**FORTALEZA**

**2017**

ISRAEL MARTINS PACHECO

ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA DA CONSIDERAÇÃO DE LIGAÇÕES  
SEMIRRÍGIDAS EM PROJETOS DE ESTRUTURAS DE AÇO

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque

FORTALEZA

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

P119a Pacheco, Israel Martins.

Análise de viabilidade técnica da consideração de ligações semirrígidas em projetos de estruturas de aço / Israel Martins Pacheco. – 2017.

45 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2017.

Orientação: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque.

1. Estabilidade estrutural. 2. Ligações semirrígidas. 3. Estrutura de aço. I. Título.

CDD 620

---

ISRAEL MARTINS PACHECO

ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA DA CONSIDERAÇÃO DE LIGAÇÕES  
SEMIRRÍGIDAS EM PROJETOS DE ESTRUTURAS DE AÇO

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovada em: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Profa. Marcela Moreira da Rocha Almeida  
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará (IFCE)

Á Deus.

Ao meus pais, Socorro e Raulino.

Á minha irmã, Nataly.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque, pela excelente orientação e tempo dedicado.

Aos professores participantes da banca examinadora Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota e Profa. Marcela Moreira da Rocha Almeida pelo tempo e pela colaboração.

Aos colegas de turma, pela sugestões e críticas.

## RESUMO

A crescente busca por estruturas mais leves e feitas em menor tempo de construção, fez com que o aço ganhasse destaque como sistema estrutural em grandes obras. Porém a sua utilização como estrutura, assim como a do concreto armado, necessita de parâmetros que estabeleçam segurança, sendo a análise de estabilidade global a principal forma de avaliar a estrutura. Nesse contexto, o presente projeto busca avaliar a estabilidade global de uma estrutura de aço, a qual é modelada por ligações semirrígidas, sendo necessário, antes dessa análise, estabelecer a rigidez das ligações utilizando software ANSYS de modelagem numérica. Após a análise de estabilidade da estrutura, é feita uma comparação entre o comportamento da estrutura ao se utilizar ligações semirrígidas com o comportamento da mesma estrutura ao se utilizar ligações flexíveis, mostrando o ganho de estabilidade da estrutura sem a necessidade da utilização de ligações mais caras, como as ligações rígidas.

**Palavras-chave:** Estabilidade estrutural. Ligações semirrígidas. Estrutura de aço.

## **ABSTRACT**

The increasing search for lighter and quicker build structures turned steel-based structures renowned as an excellent structural system for tall buildings. However, steel's use in structure, as well as in the reinforced concrete, requires the compliance of some security parameters, being the global stability analysis the main form of assessing those parameters. In this context, this project aims to assess the overall stability of a steel structure, which is modeled with semi-rigid joints, being necessary to establish the rigidity of the connections using the software ANSYS that applies numerical modeling before the initiation of the stability analysis. After the stability analysis, a comparison between the behavior of the structure with semi-rigid joints and the behavior of that same structure with flexible joints takes place, evidencing the gain in stability of the structure without the necessity of use of a more expensive joint, such as the rigid joints.

**Palavras-chave:** Structure stability. Semi-rigid joints. Steel structure.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Modelos estruturais .....	14
Figura 2 – Zonas de classificação das ligações .....	18
Figura 3 – Ligação viga pilar sem continuidade .....	19
Figura 4 – Ligação viga pilar com continuidade .....	20
Figura 6 – Parâmetros retirados da curva momento x rotação.....	21
Figura 7 – Modelos lineares .....	23
Figura 8 – Comportamento da ligação devido ao fator de forma.....	26
Figura 9 – Esforços em cada componente .....	28
Figura 10 – Representação da ligação.....	29
Figura 11 – Perfil em formato de $I$ .....	31
Figura 12 – Parafuso.....	31
Figura 13 – Malha de elementos finitos.....	32
Figura 14 – Força aplicada.....	33
Figura 15 – Carregamento pórtico 1.....	34
Figura 16 – Carregamento pórtico 2.....	34
Figura 17 – Dimensionamento do pórtico.....	35
Figura 18 – Momento x rotação para ligação em estudo com chapas diferentes.....	37
Figura 19 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) no pórtico 1 .....	38
Figura 20 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) no pórtico 2.....	39

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros das funções polinomiais.....	25
Tabela 2 – Propriedades dos materiais.....	30
Tabela 3 – Propriedades dos perfis.....	31
Tabela 4 – Pares de contato .....	32
Tabela 5 – Relação $\frac{K_b}{K_p}$ para a ligação em estudo .....	36
Tabela 6 – Limites de classificação das ligações segundo a NBR 8800 (2008).....	36
Tabela 7 – Rigidez das ligações.....	37
Tabela 8 – Parâmetro $B_2$ para pórtico 1 .....	41
Tabela 9 – Parâmetro $B_2$ para pórtico 2 .....	42

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>10</b>
<b>1.1</b>	<b>Considerações iniciais.</b> .....	<b>10</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivos</b> .....	<b>11</b>
1.2.1	Objetivo Geral.....	11
1.2.2	Objetivos Específicos . .....	12
<b>1.3</b>	<b>Organização do trabalho.</b> .....	<b>12</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.</b> .....	<b>13</b>
<b>2.1</b>	<b>Estabilidade estrutural .</b> .....	<b>13</b>
2.1.1	Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais .....	14
<b>2.2</b>	<b>Classificação das ligações metálicas .</b> .....	<b>16</b>
2.2.1	Segundo a NBR 8800 (2008) . .....	16
2.2.2	Segundo o Eurocode 3 - parte 1.8 (2010) . .....	17
2.2.2.1	<i>Quanto a rigidez</i> .....	17
2.2.2.2	<i>Quanto à resistência.</i> .....	19
<b>2.3</b>	<b>Determinação da rigidez das ligações .</b> .....	<b>20</b>
2.3.1	Modelo experimental . .....	22
2.3.2	Modelos analíticos . .....	22
2.3.2.1	<i>Modelos lineares</i> .....	22
2.3.2.2	<i>Modelo polinomial.</i> .....	24
2.3.2.3	<i>Modelo Ramberg-Osgood</i> . .....	26
2.3.2.4	<i>Modelo b-spline cúbico.</i> .....	26
2.3.3	Modelo mecânico. ....	27
2.3.4	Modelo numérico . .....	29
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>30</b>
<b>3.1</b>	<b>Modelagem das ligações .</b> .....	<b>30</b>
<b>3.2</b>	<b>Análise da estrutura .</b> .....	<b>33</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .</b> .....	<b>36</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>43</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>44</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações iniciais

Hoje, com a busca por estruturas cada vez mais altas, leves e com menor tempo de construção, as estruturas metálicas ganharam bastante espaço. O aço já vem, há bastante tempo, sendo utilizado como principal alternativa à utilização do concreto no cenário internacional, sendo um constante alvo de pesquisas, a fim de aprimorar cada vez mais a sua utilização.

No Brasil, a utilização do aço como sistema estrutural, segundo Rodrigues e Peixoto (2016), vem crescendo a partir da década de 50. Apesar do aço apresentar um custo mais elevado do que o concreto armado, convencionalmente utilizado no país, apresenta grandes vantagens. A principal vantagem dele é o tempo de construção, pois como as peças já são pré-fabricadas e mais leves, se comparadas ao concreto, a montagem da estrutura é realizada em menor tempo. Uma outra vantagem é ter um canteiro de obras mais limpo, sem desperdício de material, diminuindo, assim, os impactos ambientais provenientes dos rejeitos de obras.

No entanto, o projeto de estruturas metálicas ainda precisa de um grande estudo, já que muitos dos modelos utilizados para a concepção do projeto possuem simplificações que muitas vezes inviabilizam os empreendimentos. Segundo Silva Júnior (2000, p.10):

Dentre os fatores que influenciam no custo de uma estrutura, a seleção do sistema estrutural é de suma importância no custo total da obra. Por se tratar de uma das primeiras fases da realização de uma construção, a modelagem adequada de como a estrutura realmente se comporta irá influenciar significativamente nas outras fases de execução da obra e, conseqüentemente, no custo final da edificação.

Os tipos de ligações adotados no cálculo estrutural são importantes para a determinação da transmissão dos esforços na estrutura. Segundo Barbosa (2006, p.21) “Os meios de ligação e o arranjo de como vão ser abordadas as forças devem ser pensados previamente de forma a otimizar o projeto aproveitando ao máximo a capacidade de resistência das conexões.”

Segundo Santos (1998), *apud* Reis (2012, p.13):

[...] as ligações de estruturas de aço eram consideradas monolíticas, pois facilitavam a análise estrutural e diminuía o tempo de elaboração de projetos. Após vários estudos sobre ligações percebeu-se que o

comportamento real era diferente do idealizado. Com isso ocorreu uma revisão dos conceitos e procedimentos de cálculo de ligações de estruturas de aço.

Isso mostra que é preciso um avanço e aprimoramento nas tecnologias atuais. O desenvolvimento de softwares mais sofisticados e o aumento da capacidade de armazenamento de dados, vem diminuindo cada vez mais as simplificações nos cálculos de estruturas metálicas, tentando aproximar as fórmulas empíricas, do comportamento real da estrutura. Como exemplo de simplificações que precisam ser aprimoradas, está a consideração de ligações perfeitamente rígidas ou perfeitamente flexíveis nos projetos de estruturas metálicas, ao invés da consideração de ligações semirrígidas.

A consideração desse tipo de ligação semirrígida em projetos é muito importante, pois além de serem o mais próximo do comportamento real, ela pode garantir à estrutura uma melhoria em sua estabilidade. Segundo Souza (2017, p. 190):

O uso de ligações semirrígidas pode trazer vantagens econômicas para o projeto estrutural, uma vez que estas ligações aliam facilidades de execução inerentes às ligações flexíveis e, ao mesmo tempo, podem garantir comportamento adequado para a estrutura resistir a solicitações horizontais.

Para Ramires (2010), a utilização de ligações semirrígidas faz com que se obtenham, no diagrama de esforços da estrutura, momentos fletores negativos menores, se comparado à ligações rígidas e momentos positivos menores, se comparados à ligações flexíveis, fazendo, assim, um maior equilíbrio na distribuição dos esforços. Com isso, pode-se obter uma redução da seção da estrutura, sem o comprometimento das condições de deformação no centro. Sabendo isso, o presente trabalho se justifica pela necessidade de se verificar se a consideração de ligações semirrígidas na concepção de projetos, ao contrário do que é feito convencionalmente, poderia proporcionar uma maior estabilidade para a estrutura.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

O objetivo geral deste trabalho é avaliar como a consideração de ligações semirrígidas em projetos de estruturas de aço são viáveis tecnicamente, garantindo

estabilidade suficiente para a estrutura ao contrário do que ocorre ao simplificar esse tipo de ligação.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

Para atingir o objetivo geral é preciso seguir alguns objetivos específicos:

- a) Determinar o coeficiente de rigidez para uma ligação simplificada classificada como flexível e verificar, segundo a norma, como essa ligação pode ser classificada.
- b) Verificar os esforços e deslocamentos na estrutura, utilizando a rigidez encontrada para esse tipo de ligação, e determinar a deslocabilidade da estrutura, determinando o parâmetro  $B_2$ .
- c) Verificar a estabilidade da estrutura, comparando-a a outros modelos estruturais e mostrar se é viável considerar o incremento de rigidez nas ligações.

### **1.3 Organização do trabalho**

O presente trabalho será dividido em 5 capítulos. Após esta breve introdução, apresentada neste primeiro capítulo, uma pequena revisão será feita, no capítulo 2, onde será mostrado como se calcula o parâmetro de estabilidade da estrutura; como as ligações podem ser classificadas, verificando o que é adotado nas normas NBR 8800 (2008) e na Eurocode 3 - parte 1.8 (2010); e quais os tipos de modelos podem ser usados para determinação da rigidez das ligações.

No capítulo 3 será apresentada a metodologia. Nela será descrito o passo a passo de como serão utilizados os softwares ANSYS e SAP2000, para determinação da rigidez da ligação em estudo, no caso uma ligação de dupla cantoneira de alma, e para determinação da deslocabilidade da estrutura que será adotada neste trabalho, respectivamente.

No capítulo 4 serão apresentados os resultados dos softwares e será feita uma discussão desses resultados, mostrando o porquê dos resultados encontrados e qual a vantagem em utiliza-los. Por fim, no capítulo 5, será feita a conclusão, onde será verificado se os objetivos mostrados no capítulo 1 foram atingidos.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Estabilidade estrutural

Toda estrutura, ao ser projetada, deve atender aos critérios estabelecidos por normas técnicas, afim de garantir a segurança e o desempenho da estrutura. Uma das verificações necessárias é a avaliação da estabilidade global da estrutura.

De acordo com a Associação Brasileira De Normas Técnicas (2008) na NBR 8800 (2008) define-se como objetivo de uma análise estrutural, a determinação dos efeitos das ações nas estruturas para a verificação dos estados limites últimos e de serviço. Para essa análise, deve-se levar em consideração todos os esforços solicitantes na estrutura e as interações entre os elementos estruturais, representando de forma realista o comportamento da mesma.

Os esforços internos na estrutura são determinados em duas fases. A primeira é chama de análise de primeira ordem ou análise linear, onde leva-se em conta a geometria indeformada da estrutura. Já a segunda, é conhecida como análise de segunda ordem ou análise não linear, onde deve-se considerar a deformação da estrutura, sendo necessário um procedimento mais complexo para a determinação dos esforços.

A análise de segunda ordem deve sempre ser usada quando os deslocamentos nas estruturas influenciarem de forma significativa na determinação dos esforços internos. Para isso, alguns parâmetros são determinados pela análise de primeira ordem, que podem indicar a necessidade ou não da consideração dessa análise não linear. Um desses parâmetros é o coeficiente  $B_2$ , dado pela Fórmula 1, a qual aproxima, de forma aceitável, a relação entre os deslocamentos laterais obtidos de uma análise de 1ª ordem ( $\Delta_1$ ) e os deslocamentos laterais de 2ª ordem ( $\Delta_2$ ) da estrutura, classificando-a quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais e, também, servindo como um fator de amplificação dos esforços. A Figura 1, mostra os modelos estruturais que são utilizados na determinação das variáveis utilizadas para estabelecer o parâmetro  $B_2$ .

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \sim B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad (1)$$

Onde:

$\sum N_{sd}$  é a carga gravitacional total que atua no andar considerado;

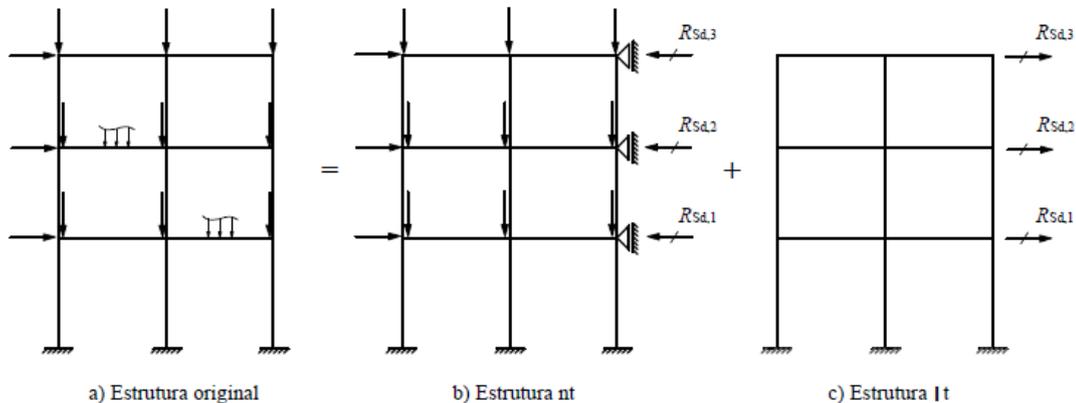
$R_s$  é um coeficiente de ajuste que pode ser de 0,85, se o sistema de contraventamento é formado por pórticos nos quais a estabilidade é assegurada pela rigidez a flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos, ou de 1,0 para os demais casos;

$\Delta_h$  é deslocamento horizontal entre dois níveis consecutivos obtidos a partir da análise de primeira ordem, na estrutura original (Figura 1-a) ou na estrutura lt (Figura 1-c). Se no pavimento houver valores diferentes para os deslocamentos, deve-se fazer uma ponderação em função da proporção de cargas gravitacionais atuantes, ou de modo conservador, o maior valor;

$\sum H_{sd}$  é a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar  $\Delta_h$ , obtidas na estrutura original (Figura 1-a) ou na estrutura lt (Figura 1-c);

$h$  é a altura do andar (distância entre eixos da viga).

Figura 1 – Modelos estruturais



Fonte: NBR 8800 (2008).

### 2.1.1 Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

Como foi dito anteriormente, as estruturas podem ser classificadas quanto aos deslocamentos laterais. Essa classificação divide as estruturas em três tipos: estruturas de pequena deslocabilidade, estruturas de média deslocabilidade e estruturas de grande deslocabilidade. Essas três classificações são importantes para saber quais às ações devem ser tomadas na hora de analisar cada uma dessas estruturas, logo são indispensáveis em uma análise estrutural.

As estruturas de pequena deslocabilidade são estruturas onde na análise de primeira ordem encontra-se um valor de  $B_2 \leq 1,1$ . Quando se tem essa situação, a análise global de segunda ordem pode ser desconsiderada desde que em nenhuma das barras que contribuam para estabilidade lateral da estrutura tenham ações superiores a 50% da força correspondente ao escoamento da seção e desde que seja considerada as imperfeições geométricas iniciais da estrutura. Nesse caso, apenas os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados.

As estruturas de média deslocabilidade são estruturas onde na análise de primeira ordem encontra-se um valor de  $1,1 < B_2 \leq 1,4$ . Quando se tem essa situação, os esforços solicitantes devem ser obtidos considerando os efeitos globais e locais de segunda ordem e uma redução das rigidezes à flexão e axial para 80% do valor original, devido às imperfeições iniciais de material.

As estruturas de grande deslocabilidade são estruturas onde na análise de primeira ordem encontra-se um valor de  $B_2 > 1,4$ . Quando se tem essa situação, deve ser feita uma análise mais rigorosa, levando-se em conta as não linearidade geométrica e física.

Bastos (2014), em seu projeto de graduação, analisa o efeito da deslocabilidade lateral em um edifício aporticado de 8 pavimentos, feito em estrutura mista de aço e concreto armado, onde as ligações viga/pilar foram idealizadas como rígidas, logo, participando do sistema de contraventamento da estrutura. Ele calculou as cargas atuantes na estrutura e classificou a estrutura quanto a deslocabilidade, sendo ela de média deslocabilidade. Com essa classificação ele utilizou o método de amplificação dos esforços solicitantes, descrito na NBR 8800:2008.

Além disso, Bastos (2014) fez uma comparação entre o comportamento da estrutura utilizando uma análise de segunda ordem e utilizando a simplificação do  $B_2$ . Por fim, aplicou, à estrutura, um sistema treliçado de contraventamento e analisou a melhoria de estabilidade estrutural.

Rodrigues e Peixoto (2016) fizeram uma análise global de dois tipos de edifício, um de 4 pavimentos e outro de 10 pavimentos. Ambos os edifícios foram projetados utilizando dois tipos de estrutura, sendo elas de estrutura mista e estrutura de concreto armado.

No edifício de 4 pavimentos, tanto para estrutura mista, quanto para a estrutura de concreto, os deslocamentos relativos de primeira e segunda ordem, não foram significativamente diferentes, sendo desnecessária a consideração dos efeitos

de segunda ordem para a análise. Já para o edifício de 10 pavimentos, a estrutura mista apresentou um grande deslocamento de segunda ordem em relação à primeira, sendo necessário a consideração dos efeitos de segunda. No entanto, foi proposto no trabalho deles a substituição de alguns pilares centrais em aço por pilares de concreto, obtendo assim uma maior rigidez da estrutura, garantindo a desconsideração dos efeitos de segunda ordem.

Para ambos os trabalhos, os autores deram destaque para o tipo de ligação existente entre as vigas e os pilares, pois afeta diretamente a estabilidade estrutural, pois modifica a configuração dos esforços na estrutura. No caso de ligações flexíveis, ao contrário das ligações rígidas, não há a formação de pórticos, sendo necessário um sistema adicional para contraventar a estrutura. No entanto, ao se utilizar o comportamento semirrígido das ligações, substituindo essas ligações idealmente flexíveis, os pórticos que antes não faziam parte do contraventamento, passam a fazer, e assim a estrutura acaba ganhando estabilidade e muitas vezes o sistema adicional é desnecessário. Porém a escolha desse tipo de ligação não é nada fácil e cabe ao projetista analisar a melhor opção.

## **2.2 Classificação das ligações metálicas**

Quando um modelo de ligação é adotado, como por exemplo, dupla cantoneira de alma, ou chapa de topo soldada, deve-se estimar qual seria o comportamento dela na estrutura. Para isso, alguns parâmetros devem ser determinados, dentre eles, destaca-se a rigidez rotacional da ligação. Com posse desse dado, pode-se classificar, através de normas, a qual tipo de ligação ela pertence, com destaque para as normas NBR 8800 (2008) e Eurocode 3 - parte 1.8 (2010).

### **2.2.1 Segundo a NBR 8800 (2008)**

Segundo a NBR 8800 (2008), as ligações, dependendo de sua rigidez, podem ser classificadas de três formas:

- a) ligações articuladas: São as ligações que possuem  $S_j \leq 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b$ ;

- b) ligações rígidas: São as ligações que possuam  $S_j \geq 25 \cdot E \cdot I_b / L_b$ . Esse limite para ligações rígidas, só é válido para estruturas em que, em cada andar, a relação  $\frac{K_b}{K_p} \geq 0,1$ ;
- c) ligações semirrígidas: São as ligações que estejam no intervalo  $0,5 \cdot E \cdot \frac{I_b}{L_b} < S_j < 25 \cdot E \cdot I_b / L_b$ , para  $\frac{K_b}{K_p} \geq 0,1$ , ou para  $S_j \geq 25 \cdot E \cdot I_b / L_b$ , para  $\frac{K_b}{K_p} < 0,1$ . Para uma análise elástica a norma brasileira permite a consideração da ligação como semirrígida com a rigidez inicial ( $S_{j,ini}$ ) constante durante todo carregamento.

Onde:

$K_b$  é o valor médio de  $\frac{I_b}{L_b}$  para cada viga do pavimento;

$K_p$  é o valor médio de  $\frac{I_p}{L_p}$  para cada pilar do pavimento;

$S_j$  é a rigidez da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo, ou, simplificada, a rigidez inicial;

$I_b$  é o momento de inércia da viga;

$I_p$  é o momento de inércia do pilar;

$L_b$  é o vão da viga;

$L_p$  é a altura do pilar;

$E$  é o módulo de elasticidade.

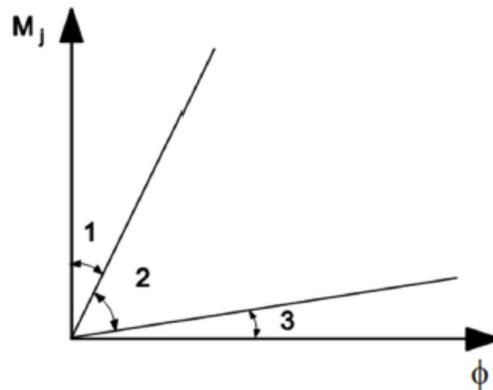
### **2.2.2 Segundo o Eurocode 3 - parte 1.8 (2010)**

O Eurocode 3 - parte 1.8 (2010), classifica as ligações quanto à rigidez, semelhante à classificação feita pela NBR 8800 (2008), mas ainda possui um outro tipo de classificação que é quanto a resistência em relação ao momento resistente plástico da ligação. Nesse caso, é necessário conhecer as resistências da ligação e de seus componentes aos momentos aplicados.

#### **2.2.2.1 Quanto a rigidez**

A Figura 2 a seguir divide as zonas para classificação das ligações quanto a rigidez. Ela é dividida, em relação ao momento e rotação da ligação, em:

Figura 2 – Zonas de classificação das ligações



Fonte: Deutsches Institut Für Normung (2010).

a) zona 1: Nessa zona, as ligações são consideradas rígidas, se suas rigidezes iniciais ( $S_{j,ini}$ ), atenderem ao limite dado na Fórmula 2, onde:

$$S_{j,ini} \geq K_b \cdot E \cdot I_b / L_b \quad (2)$$

- $K_b = 8$  para pórticos em que o sistema de contraventamento reduz o deslocamento horizontal em 80%;
- $K_b = 25$  nos demais casos, se  $\frac{K_b}{K_p} \geq 0,1$  em todos os andares. Se  $\frac{K_b}{K_p} < 0,1$ , ela é classificada como semirrígida.

b) zona 2: nessa zona as ligações são classificadas como semirrígidas se obedecerem ao intervalo da Equação 3:

$$0,5 \cdot E \cdot \frac{I_b}{L_b} < S_{j,ini} < K_b \cdot E \cdot \frac{I_b}{L_b} \quad (3)$$

c) zona 3: nessa zona as ligações são flexíveis se obedecerem à Fórmula 4:

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot E \cdot \frac{I_b}{L_b} \quad (4)$$

Onde:

$K_b$  é o valor médio de  $\frac{I_b}{L_b}$  para cada viga do pavimento;

$K_p$  é o valor médio de  $\frac{I_p}{L_p}$  para cada pilar do pavimento;

$S_j$  é a rigidez da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo;

$I_b$  é o momento de inércia da viga;

$I_p$  é o momento de inércia do pilar;

$L_b$  é o vão da viga;

$L_p$  é a altura do pilar;

$E$  é o módulo de elasticidade.

### 2.2.2.2 Quanto à resistência

Nesse tipo de classificação, as ligações são classificadas quanto à ao momento resistente plástico. Assim, elas podem ser classificadas em:

a) Completamente resistente: O momento resistente de cálculo para estas ligações deve ser maior ou igual ao momento resistente plástico dos elementos conectados, desde que siga os seguintes critérios:

- Para ligação viga/pilar, onde não há continuidade do pilar, mostrado na Figura 3, o momento resistente de cálculo da ligação deve ser maior que o momento resistente plástico de cálculo da viga ( $M_{v,pl,Rd}$ ) e do pilar ( $M_{p,pl,Rd}$ ), como mostrado na Fórmula 5:

$$M_{j,Rd} \geq M_{v,pl,Rd} \text{ e } M_{j,Rd} \geq M_{p,pl,Rd} \quad (5)$$

Figura 3 – Ligação viga pilar sem continuidade



Fonte: Deutsches Institut Für Normung (2010).

- Quando há continuidade do pilar, mostrado na Figura 4, o momento resistente de cálculo da ligação deve ser maior que o momento resistente plástico de cálculo da viga ( $M_{v,pl,Rd}$ ) e maior do que duas

vezes o momento resistente plástico de cálculo do pilar ( $M_{p,pl,Rd}$ ), como mostrado na Fórmula 6:

$$M_{j,Rd} \geq M_{v,pl,Rd} \text{ e } M_{j,Rd} \geq 2 \cdot M_{p,pl,Rd} \quad (6)$$

Figura 4 – Ligação viga pilar com continuidade



Fonte: Deutsches Institut Für Normung (2010).

- b) Flexíveis: São as ligações em que o momento resistente de cálculo não deve ultrapassar 25% dos limites inferiores do momento resistente de cálculo da ligação completamente resistente;
- c) Resistência parcial: São as ligações que não se enquadram entre nem em flexíveis nem em completamente resistentes.

### 2.3 Determinação da rigidez das ligações

Segundo Santos (1998 *apud* REIS ,2012), as ligações semirrígidas apresentam comportamento não linear da curva momento-rotação, comprovado a partir de estudos experimentais. A largura e comprimento das vigas; flambagem locais das abas das vigas; plastificação dos elementos de ligação; e imperfeições geométricas; são alguns dos principais fatores que influenciam a perda de rigidez da ligação.

Uma grande vantagem de se utilizar ligações semirrígidas é que esse comportamento não linear (curva momento-rotação), de acordo com Batelo e colab (2016), apresenta uma melhor capacidade de dissipar energia, melhorando, assim, o amortecimento da estrutura, tornando mais resistente a vibrações.

A seguir, na Figura 5, é representado o comportamento de algumas ligações muito usadas em projetos estruturais, onde é mostrado a relação entre a rotação e o quociente do momento total atuante e com o momento de plastificação da viga. A partir dessas curvas, podem ser definidos alguns parâmetros descritos na Figura 6, onde:

$M_u$  é o momento último da ligação;

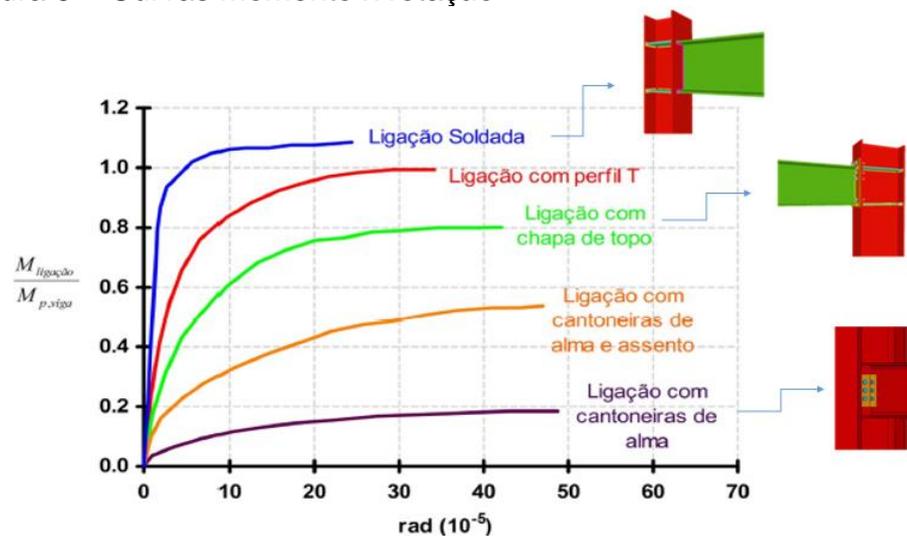
$\phi_u$  é a rotação referente ao momento último;

$M_{ser}$  é o momento de serviço da ligação;

$S_{ini}$  é a rigidez inicial da ligação, referente a inclinação para o momento de  $2/3M_u$  ;

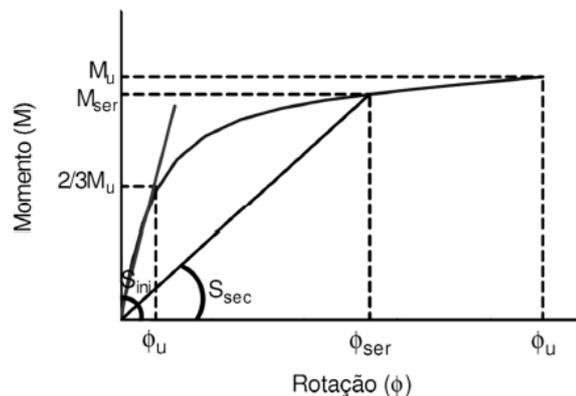
$S_{sec}$  é a rigidez secante da ligação, referente a inclinação para o momento de serviço.

Figura 5 – Curvas momento x rotação



Fonte: elaborado pelo autor (2017), com auxílio de Swanson (1999), *apud* Higaki (2014).

Figura 6 – Parâmetros retirados da curva momento x rotação



Fonte: Higaki (2014).

A incerteza no comportamento da ligação quando solicitada, estimulou vários pesquisadores a criarem modelos que representassem esse comportamento por meio de uma curva momento-rotação. Essas curvas podem ser obtidas através

de modelos experimentais, analíticos, mecânicos e numéricos, como mostrados a seguir.

### **2.3.1 Modelo experimental**

Esse modelo consiste em fazer ensaios experimentais para determinar o comportamento das ligações. De acordo com Higaki (2014), em seu trabalho, relata que o primeiro estudo experimental, com o objetivo de avaliar o comportamento de uma ligação, foi realizado por Wilson e Moore em 1917. Posteriormente, por volta da década de 30, conforme citação de Jones et al. (1983), *apud* Higaki (2014), muitos estudos foram realizados onde avaliaram apenas a região da ligação. Com o avanço nos estudos, surgiu a necessidade de avaliar, também, o comportamento global dos pórticos com ligações semirrígidas e formas de modelagem da ligação na análise estrutural.

O modelo experimental é a forma mais precisa e confiável para determinar o comportamento das ligações semirrígidas. No entanto, esse método é muito caro e dispense de muito tempo para ser feito, por isso seu uso, no Brasil, é mais frequente em pesquisas acadêmicas.

### **2.3.2 Modelos analíticos**

Esses modelos representam o comportamento das curvas momento-rotação, através de expressões matemáticas, podendo elas serem lineares ou não lineares. Segundo Pires (2009) a principal vantagem desses modelos é ter uma aproximação dos parâmetros que influenciam o comportamento da curva momento-rotação, sem ter que recorrer à ensaios experimentais, ficando estes restritos à comparação e ao traçado completo da curva. A seguir será mostrado alguns desses modelos analíticos:

#### **2.3.2.1 Modelos lineares**

O modelo linear é o mais simples de representar o comportamento da ligação, devido à facilidade de sua aplicação e por apresentar, segundo Pires (2009),

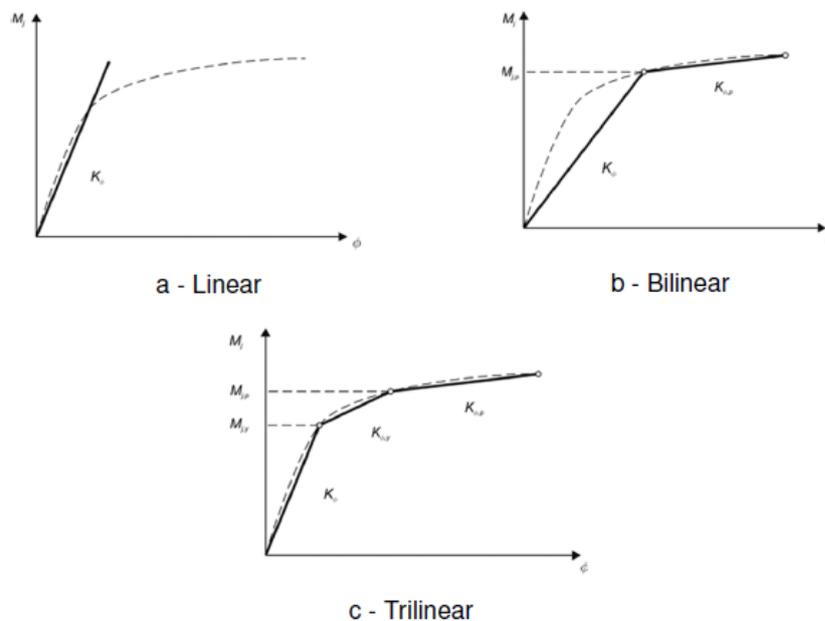
apenas um parâmetro que é a rigidez inicial ( $S_{ini}$ ), como mostrado na Fórmula 7. Porém, a medida que a solicitação na peça aumenta o método se torna menos preciso, dando ao modelo, resultados incoerentes.

$$M_r = S_{ini} \cdot \theta_r \quad (7)$$

Onde:  $M_r$  é o momento na ligação e  $\theta_r$  é a rotação da ligação.

Posteriormente, a fim de aprimorar o modelo linear, foram criados os modelos bilineares, onde a aproximação se dava por duas retas, e trilineares, onde se aproximava a curva por três retas, como podem ser mostrados na Figura 7. Mesmo com esses aprimoramentos, os modelos lineares continuaram bastante imprecisos.

Figura 7 – Modelos lineares



Fonte: Higaki (2014).

A adoção do modelo multilinear proposto por Prakit Premthamkorn, segundo Pires (2009), é o modelo linear que mais se aproxima da realidade. Ele é representado pela Fórmula 8:

$$\phi = \sum_{i=1}^j \frac{M_i - M_{i-1}}{S_{j,ini} \left[ 1 - \left( \frac{M_i}{M_{j,p}} \right)^n \right]} \quad (8)$$

Onde  $M_{j,p}$  representa o momento de plastificação da ligação,  $n$  é o fator de forma e  $i$  é o tramo linear em consideração. Com o uso de dados experimentais e regressão linear, pesquisadores conseguiram estimar esse fator de forma através da Fórmula 9, para ligações aparafusadas com cantoneiras; da Fórmula 10, para ligações com chapa de topo; e da Fórmula 11, para ligações soldadas.

$$n = 1,2575 + \frac{0,0014 S_{j,ini}}{M_{j,p}} \quad (9)$$

$$n = 1,7472 + \frac{0,0012 S_{j,ini}}{M_{j,p}} \quad (10)$$

$$n = 1,2923 + \frac{0,0039 S_{j,ini}}{M_{j,p}} \quad (11)$$

### 2.3.2.2 Modelo polinomial

Segundo Reis (2012), o modelo polinomial foi proposto primeiramente por SOMMER em 1969 e posteriormente foi expandido por FRYE e MORRIS em 1975 para os demais tipos de ligações. Esse modelo, utiliza o método dos mínimos quadrados para determinar as constantes de uma equação polinomial, a qual tenta aproximar a curva momento-rotação, representada pela Fórmula 12:

$$\theta_r = C_1(kM) + C_2(kM)^3 + C_3(kM)^5 \quad (12)$$

Onde:

$k$  é um parâmetro padronizado e depende da geometria da ligação

$C_1; C_2; C_3$  = São constantes obtidas pelo ajuste da curva.

O modelo polinomial representa bem o comportamento da ligação, porém apresenta erros a partir de determinados valores de carregamento ou apresentar valores negativos. A Tabela 1, mostra alguns desses parâmetros para determinados tipos de ligações.

Tabela 1 – Parâmetros das funções polinomiais

Tipo de ligação	Constantes de ajuste das curvas	Parâmetros de padronização	Representação da ligação
Com uma cantoneira de alma	$C_1 = 4,28 \times 10^{-3}$	$k = d_a^{-2,4} t_a^{-1,84} g_a^{0,15}$	
Dupla cantoneira de alma	$C_1 = 3,66 \times 10^{-4}$	$k = d_a^{-2,4} t_a^{-1,84} g_a^{0,15}$	
Com cantoneira de topo e assento e dupla cantoneira de alma	$C_1 = 2,23 \times 10^{-5}$	$k = d^{-1,287} t^{-1,128} t_0^{-0,415} I^{-0,694} g$	
Com cantoneira de topo e assento	$C_1 = 8,46 \times 10^{-4}$	$k = d^{-1,5} t^{-0,5} I_a^{-0,7} d_b^{-1,1}$	
Com chapa de topo estendida sem enrijecedores de alma	$C_1 = 1,83 \times 10^{-3}$	$k = d_g^{-2,4} t_p^{-0,4} t_f^{-1,5}$	
Com chapa de topo estendida com inrijecedores de alma	$C_1 = 1,79 \times 10^{-3}$	$k = d_g^{-2,4} t_p^{-0,4}$	
T-stub	$C_1 = 2,10 \times 10^{-4}$	$k = d^{-1,5} t^{-0,5} I_t^{-0,7} d_b^{-1,1}$	
Com chapa de topo soldada à alma da viga	$C_1 = 5,10 \times 10^{-5}$	$k = t_p^{-1,6} g^{1,6} h_p^{-2,3} t_w^{-0,5}$	

Fonte: elaborado pelo autor (2017), utilizando Reis (2012) e Higaki (2014).

### 2.3.2.3 Modelo Ramberg-Osgood

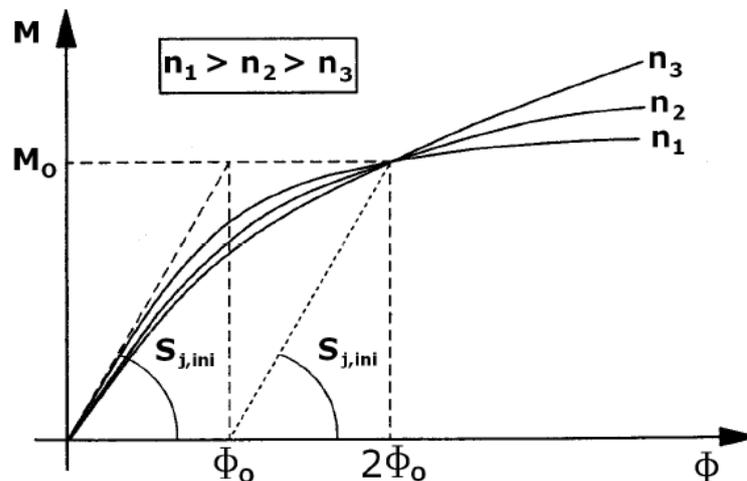
Segundo Pires (2009), esse modelo foi utilizado pela primeira vez por Ang e Morris em 1984 e depende de três parâmetros, mostrado na Fórmula 13:

$$\phi = \frac{M}{S_{j,ini}} + \left(\frac{M}{S_j}\right)^n \quad (13)$$

Onde  $S_{j,ini}$  é a rigidez inicial;  $S_j$  é expresso por um fator de referência  $M_0$ , mostrado na Fórmula 14; e  $n$  é o fator de forma. Na Figura 8 pode ser verificado que quanto maior o fator de forma, o fator de referência  $M_0$  pode ser interpretado como momento plástico resistente da ligação  $M_{j,p}$ .

$$\phi_0 S_j^n = M_0^n \quad (14)$$

Figura 8 – Comportamento da ligação devido ao fator de forma



Fonte: Pires (2009).

### 2.3.2.4 Modelo b-spline cúbico

O modelo b-spline cúbico foi proposto por Jones et al. (1980, *apud* HIGAKI, 2014) e divide a curva experimental em intervalos ajustados por funções do terceiro grau, onde a primeira e segunda derivadas apresentem continuidade entre os intervalos, suprimindo, assim, os problemas encontrados no modelo polinomial. Apesar de garantir resultados muito próximos aos experimentais, esse método necessita de um grande

número de dados particulares de cada ensaio experimental, restringindo-o a usos específicos.

### 2.3.3 Modelo mecânico

O modelo mecânico, mais conhecido como método das componentes, consiste na combinação dos componentes da ligação, mostradas na Figura 9, os quais são representados por molas lineares ou não lineares, mostradas na Figura 10, que estão sujeitos a algum tipo de esforço, sendo eles tração, compressão ou cisalhamento. O comportamento mecânico e as propriedades geométricas de cada componente da ligação, são importantes para a determinação da rigidez e momento resistente do conjunto.

Segundo Pires (2009) a principal diferença desse modelo para os modelos analíticos, é que pode-se obter um traçado não linear da curva global momento-rotação da ligação, devido à plastificação de seus componentes, sem precisar comparar seus resultados aos de ensaios experimentais.

Para se obter a curva momento-rotação da ligação, é importante definir previamente alguns fatores, como:

- a) Quais componentes são relevantes na ligação
- b) Qual o comportamento das curva força-deslocamento para cada um dos componentes
- c) Qual o tipo de associação que pode estabelecer entre os componentes, sendo ou em paralelo, ou em série.

A Figura 9 mostra os tipos de esforços aos quais cada componente está sujeito. A partir dos esforços para cada componente, pode-se chegar a uma simplificação para a ligação, mostrada na Figura 10, onde  $k_{i,j}$  representa a rigidez da componente  $i$  para a linha de parafuso  $j$ . Com isso, a rigidez da ligação é dada pela combinação da rigidez axial dos diversos componentes, mostrada na Fórmula 15:

$$K_{j,ini} = \frac{M_j}{\phi_j} = \frac{F \cdot z}{\frac{\sum \Delta_i}{z}} \quad (15)$$

Como  $F_i = K_i E \Delta_i$  e  $\phi_j = \frac{\sum \Delta_i}{z}$ , a rigidez pode ser expressa pela Fórmula 16:

$$K_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\sum \frac{1}{K_i}} \quad (16)$$

Sendo:  $K_i$  o coeficiente de rigidez do componente  $i$ ;

$F_i$  a força no componente  $i$ ;

$\Delta_i$  a deformação da mola  $i$ ;

$E$  o módulo de elasticidade do material;

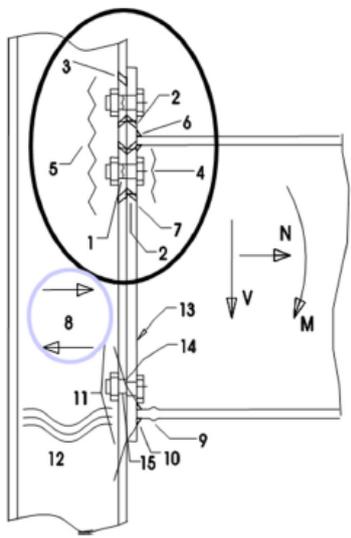
$\phi_j$  a rotação da ligação;

$M_j$  o momento na ligação;

$Z$  o braço de alavanca (distância entre o centro de gravidade da região tracionada e o da região comprimida);

$K_{j,ini}$  é a rigidez da ligação.

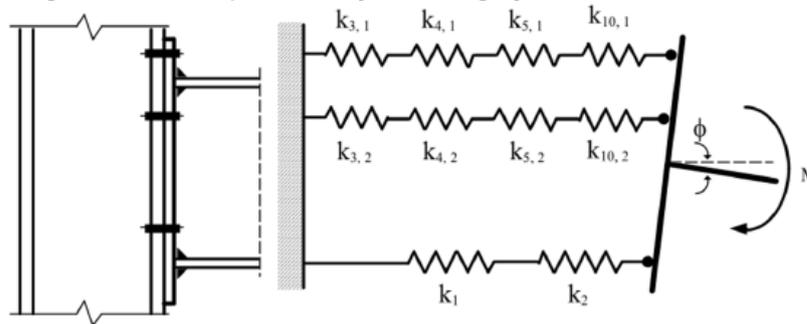
Figura 9 – Esforços em cada componente



Zona	Nº	Componente
Tração	1	Parafuso tracionado
	2	Flexão da chapa de topo
	3	Flexão da mesa do pilar
	4	Tração na alma da viga
	5	Tração na alma do pilar
	6	Solda da mesa na chapa de topo
	7	Solda da alma na chapa de topo
Cisalhamento horizontal	8	Cisalhamento na alma do pilar
Compressão	9	Compressão da mesa da viga
	10	Solda da mesa da viga
	11	Esmagamento do pilar
	12	Compressão da alma do pilar
Cisalhamento vertical	13	Solda da alma na chapa de topo
	14	Corte do parafuso
	15	Esmagamento (parafuso, chapa ou mesa)

Fonte: Higaki (2014).

Figura 10 – Representação da ligação



Fonte:Higaki (2014).

### 2.3.4 Modelo numérico

Com o passar dos anos a modelagem numérica vem se mostrando uma boa alternativa para se determinar a rigidez das ligações semirrígidas, pois apresentam valores bem próximos do comportamento real. Alguns fatores podem ser listados para justificar o início dos estudos nesse tipo de modelagem (HIGAKI, 2014):

- Superar a falta de resultados experimentais.
- Melhorar o estudo de efeitos locais, que são difíceis de determinar em ensaios experimentais.

Com essa modelagem, pesquisadores passaram a realizar estudos tridimensionais, aproximando ainda mais a modelagem do comportamento real da estrutura na região da ligação. Porém para seu uso é importante modelar as seguintes situações, segundo Nethercot e Zandonini (1990, *apud* PIRES, 2009, p28):

- Não linearidade geométrica dos materiais constituintes da ligação;
- Distribuição das tensões pelos parafusos;
- Escorregamento devido à folga dos parafusos;
- Interação dos parafusos e os demais componentes da ligação;
- Compressão e resistência por atrito existente na ligação;
- Variabilidade nas zonas de contato;
- Comportamento das soldas;
- Algumas imperfeições.

Todos esses fatores são importantes para se ter uma modelagem correta do comportamento da ligação na estrutura. Porém, não se possui um perfeito conhecimento de todos eles, restando à modelagem de ligações parafusadas, ao contrário das ligações soldadas, um elevado potencial para estudos futuros.

### 3 METODOLOGIA

Nesse trabalho foi analisada uma ligação do tipo dupla cantoneira de alma, a qual na literatura é considerada simplificada como uma ligação flexível, mas na realidade, possui um comportamento semirrígido. Com essa ligação, foi analisado um pórtico e verificado a contribuição do comportamento semirrígido da ligação na restrição do deslocamento do mesmo, contribuindo para uma maior estabilidade global. Nas próximas sessões desse capítulo, poderá ser visto como foi feita esta análise.

#### 3.1 Modelagem das ligações

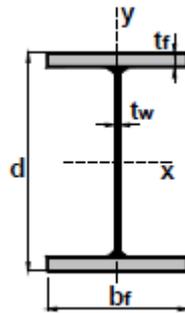
Nessa etapa do trabalho, foi modelada uma ligação dupla cantoneira, na qual foram feitas duas modelagens com chapas de ligação de diferentes espessuras, 10 mm e 5mm. Para fazer a simulação do comportamento da ligação ao se aplicar uma carga, utilizou-se o software ANSYS. Nele primeiramente entrou-se com as propriedades dos materiais, descritas na Tabela 2, onde procurou-se trabalhar como material elástico isotrópico.

Tabela 2 – Propriedades dos materiais.

Tipo de aço	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Módulo de elasticidade (Mpa)	Coefficiente de expansão térmica (c <sup>-1</sup> )	Tensão de escoamento (Mpa)	Tensão de ruptura (Mpa)	Poisson
A 36	7850	200000	1,2E-05	250	400	0,3
A 307				-	415	

Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Posteriormente foram escolhidos os perfis em formato de *I*, exemplificado pela Figura 11, onde adotou-se o perfil CVS 250x40 para os pilares e VS 300x26 para as vigas, os quais foram adotados em um projeto do livro do Bellei e Bellei (2011) com algumas de suas propriedades descritas na Tabela 3. As chapas de ligação foram duas cantoneiras, onde cada uma possuía três parafusos em cada face, deixando uma distância do centro do parafuso ao fim da chapa de quarenta milímetros e entre parafusos de setenta milímetros. O tipo de material utilizado para a viga, pilar e chapas de ligação, foi o aço ASTM A36.

Figura 11 – Perfil em formato de *I*

Fonte: Souza (2017).

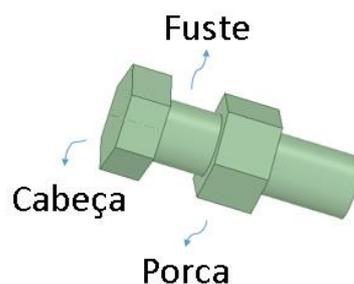
Tabela 3 – Propriedades dos perfis.

Perfil	Massa	Área	Altura	Alma (mm)		Mesas (mm)	
	(kg/m)	A (cm <sup>2</sup> )	d (mm)	tw	h	tf	bf
CVS 250x40	39,9	50,8	250	8,00	231	9,50	170
VS 300x26	25,7	32,7	300	4,75	284	8,00	120

Fonte: elaborado pelo autor (2017), com auxílio de Souza (2017).

Os parafusos e as porcas, por motivo de simplificação de análise, foram modelados como um único componente, para que pudessem trabalhar juntos, como mostrado na Figura 12. Eles foram projetados com diâmetros nominais de dezesseis milímetros, procurando deixar folgas nos perfis de 1,5 mm de diâmetro para cada parafuso. Para os parafuso e porcas o aço utilizado foi o aço ASTM A307.

Figura 12 – Parafuso



Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Na próxima etapa, foram estabelecidos os tipos de contatos entre os componentes da ligação, onde estabeleceu os contatos entre as chapas e viga e chapas e pilar como “no separation” e os demais como “bonded”. Procurou-se utilizar como algoritmo de contato o Método de Lagrangiano Aumentado, que segundo Higaki (2014) apresentava melhor convergência. Ainda segundo ele, era importante distinguir nos pares de contato, qual corpo seria o “target”, o qual possuía maior rigidez, e qual

seria o “contact”, o qual seria menos rígido, como mostrado na Tabela 4. Não foi estabelecido contato entre o pilar e a viga, pois deixou uma folga de 10 mm entre eles.

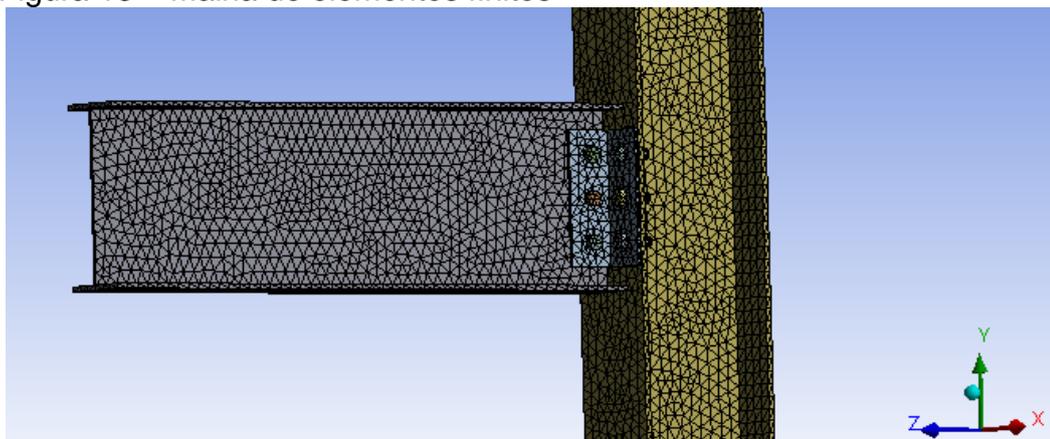
Tabela 4 – Pares de contato

Target	Contact
Mesa do pilar	Chapa
Alma da viga	Chapa
Furos	Fuste do parafuso
Mesa do pilar	Porca do parafuso
Chapa	Porca do parafuso
Chapa	Cabeça do parafuso

Fonte: elaborado pelo autor (2017).

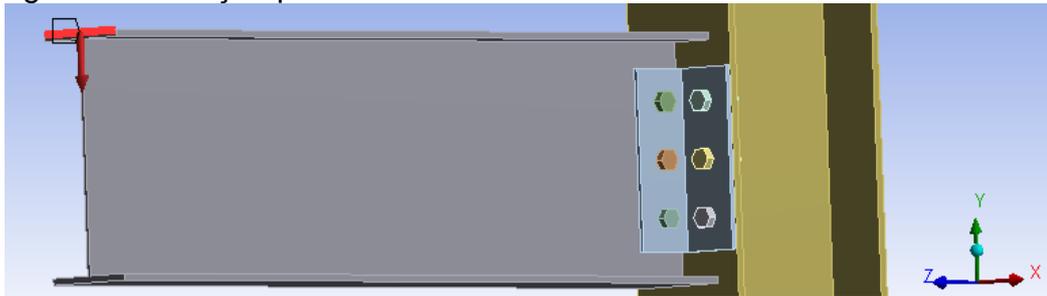
Em seguida, foi criada a malha de elementos finitos para a ligação a qual pode ser visto na Figura 13. Com a malha criada, foram estabelecidos os tipos de apoio para o pilar, o qual foi desenhado com a metade de seu pé direito para cima e para baixo. No apoio, todas as translações foram impedidas, sendo liberadas apenas as rotações. Além disso, foi criada uma força na aresta superior da viga, como mostrado na Figura 14, a fim de gerar um momento na ligação e assim medir os deslocamentos gerados após a análise.

Figura 13 – Malha de elementos finitos



Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Figura 14 – Força aplicada



Fonte: elaborado pelo autor (2017).

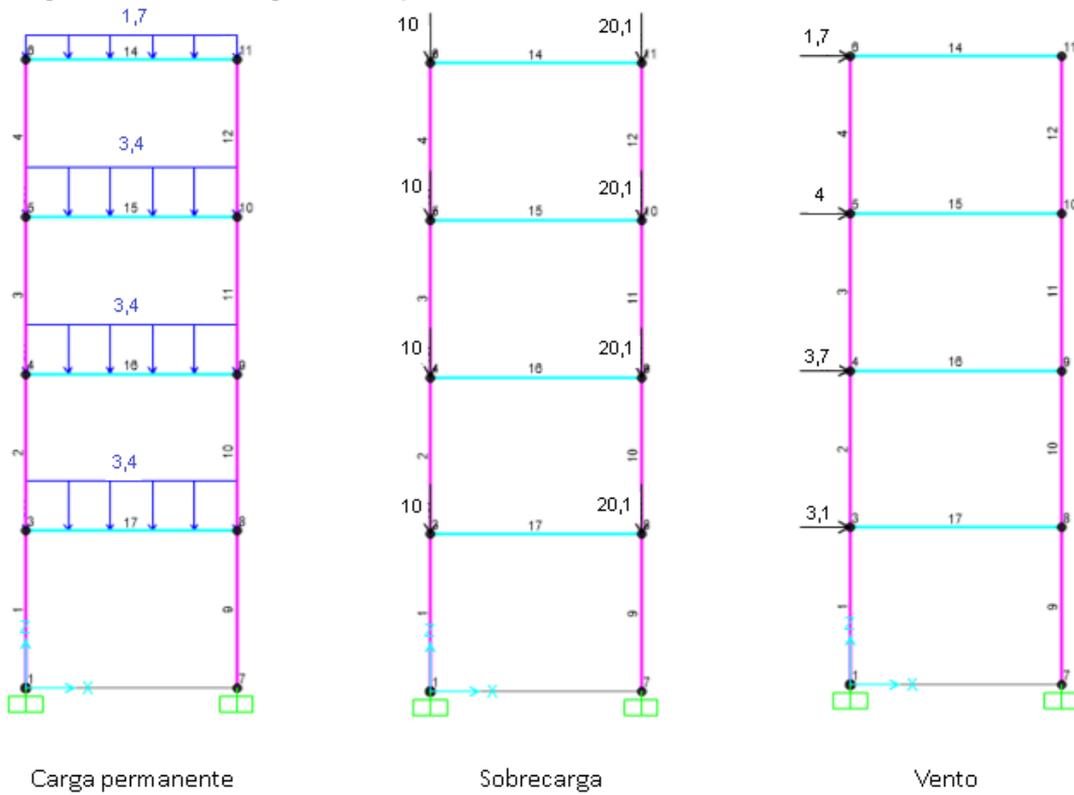
Para obtenção da rotação da ligação, foi necessário fazer a diferença entre a rotação da interface da viga e a rotação do eixo do pilar, como indicado por Figueiredo e Gonçalves (2007), na página 97. Diante disso, foram escolhidos pontos no eixo central do pilar, na altura da mesa superior e inferior da viga, e pontos na mesa superior e inferior da viga, na interface da ligação, nos quais foram medidos os deslocamentos em relação ao eixo x e os dividiu pela altura da viga, obtendo a rotação da viga e do pilar.

### 3.2 Análise da estrutura

Nessa etapa do trabalho, foi utilizado o software SAP2000, onde foram avaliados os deslocamentos e a distribuição dos esforços em dois pórticos distintos pelo carregamento, onde o carregamento do pórtico 1, mostrado na Figura 15 em kN e kN/m, foi o mesmo adotado no livro do Bellei e Bellei (2011), porém para apenas um vão; e o pórtico 2 foi uma estimativa do próprio autor, mostrado na Figura 16 em kN e kN/m. Esses pórticos possuíam os mesmos perfis de viga e pilares utilizados na Seção 3.1, viga VS 300x26 e pilar CVS 250x40. Cada pórtico possuía 4 pavimentos, com distância de piso a piso de 3 metros, e um vão, com comprimento de 4 metros, como podem ser mostrados na Figura 17.

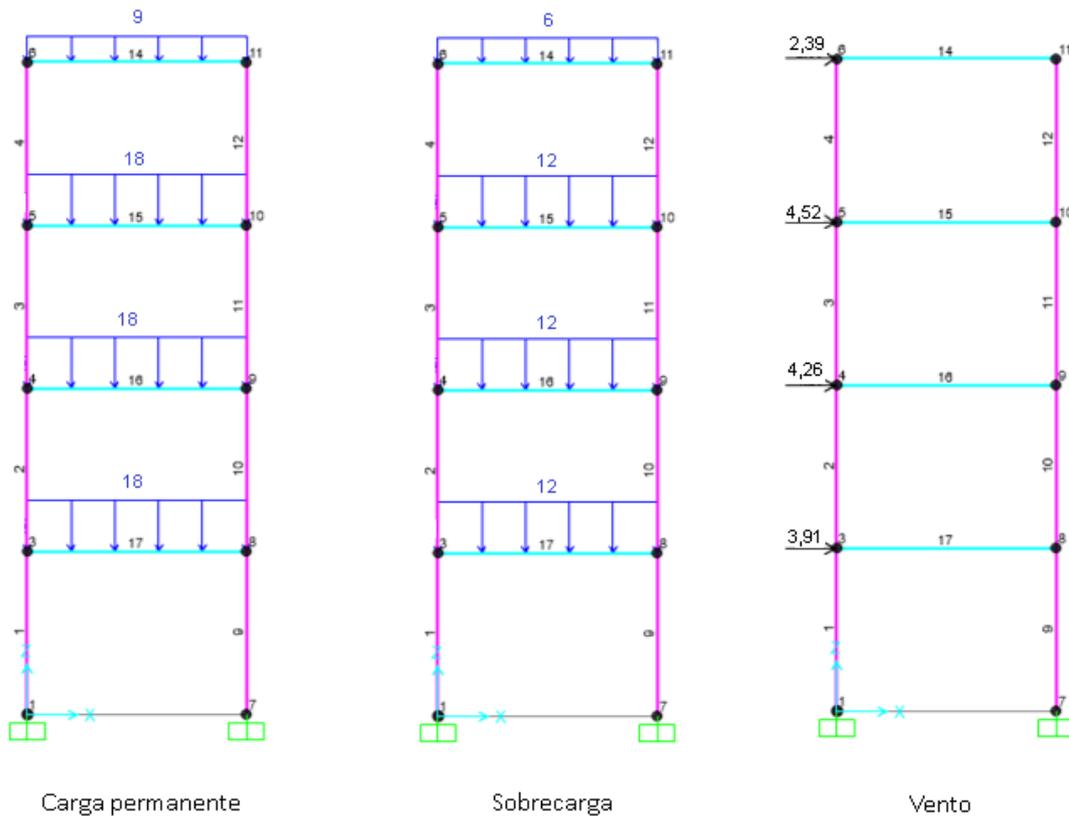
Primeiramente foi preciso definir as propriedades dos materiais utilizados da mesma forma como foi feito na Seção 3.1. Posteriormente foram definidas as seções das vigas e pilares e a criação do pórtico. Em seguida foram colocados os carregamentos já definidos anteriormente, onde foi aplicado o valor de 1, para os fatores de majoração de esforços e compensação, na combinação de carga, adotando como se a carga aplicada fosse a mesma utilizada para o estado limite último da estrutura.

Figura 15 – Carregamento pórtico 1



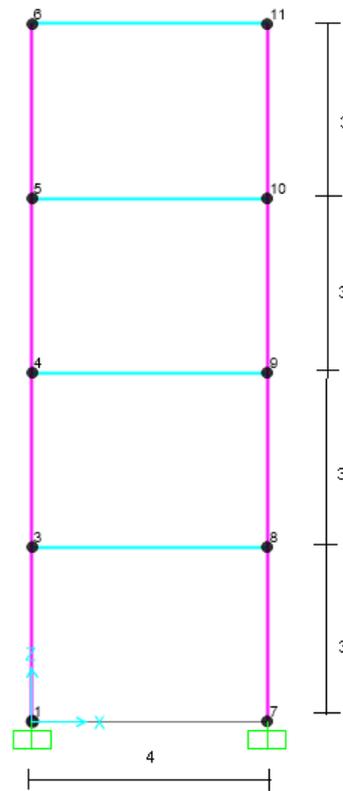
Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Figura 16 – Carregamento pórtico 2



Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Figura 17 – Dimensionamento do pórtico



Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Por fim, os pórticos foram analisados em três situações:

- Na primeira situação, adotou-se continuidade entre os pilares e vigas, assumindo uma ligação rígida entre esses componentes;
- Na segunda situação, adotou-se uma rótula entre a viga e o pilar, assumindo que a ligação se comportaria como flexível, não permitindo a transmissão de momento entre os componentes;
- Na terceira situação, adotou-se uma rigidez parcial entre a viga e o pilar, definido no programa em “Releases/Partial Fixity...”, simulando a ligação semirrígida, onde o valor adotado foi o resultado encontrado a partir da metodologia feita na Seção 3.1.

#### 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir das propriedades geométricas dos perfis adotados no trabalho e dos comprimentos utilizados nos pórticos, pode-se calcular a relação  $\frac{K_b}{K_p}$  mostrado na Tabela 5. A partir do valor dessa relação os limites para a classificação das ligações foram mostrados na Tabela 6.

Tabela 5 – Relação  $\frac{K_b}{K_p}$  para a ligação em estudo

Componente	Vão (L) cm	Momento de inércia (I) cm <sup>4</sup>	$K \left(\frac{I}{L}\right)$ cm <sup>3</sup>	Relação $\left(\frac{K_b}{K_p}\right)$
Viga (b)	400	5000	12,50	0,68
Pilar (p)	300	5495	18,23	

Fonte: elaborado pelo autor (2017).

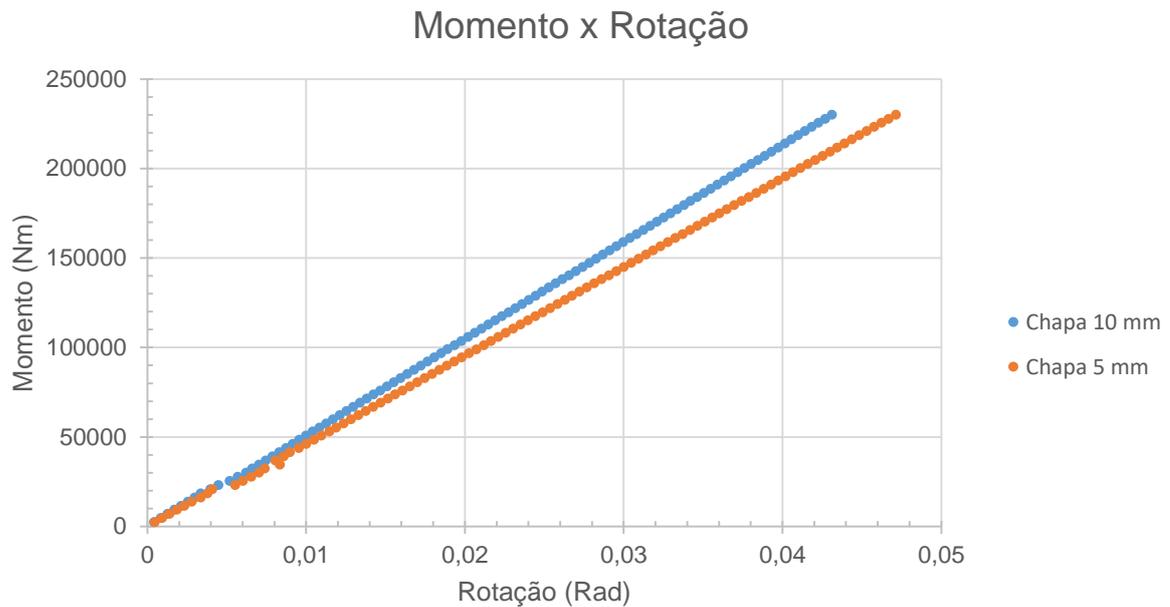
Tabela 6 – Limites de classificação das ligações segundo a NBR 8800 (2008).

Classificação	Limite	Rigidez (kN.cm/rad)
Flexível	$S_j \leq 0,5 \cdot E \cdot \frac{I_b}{L_b}$	125.000,00
Semirrígida	$0,5 \cdot E \cdot \frac{I_b}{L_b} \leq S_j \leq 25 \cdot E \cdot \frac{I_b}{L_b}$	$125.000,00 \leq S_j \leq 6.250.000,00$
Rígida	$S_j \geq 25 \cdot E \cdot \frac{I_b}{L_b}$	6.250.000,00

Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Com a metodologia descrita na Seção 3.1, chegaram-se aos resultados para rotação em relação ao momento aplicado à ligação para as duas chapas em estudo, de 5 e de 10 mm, mostrados na Figura 18. Percebe-se que o comportamento encontrado para a ligação é bastante parecido com o comportamento mostrado na Figura 5, onde apresenta um comportamento próximo a uma reta. Como pode ser adotado pela norma NBR 8800 (2008) a rigidez inicial da ligação constante para todo o carregamento, mesmo havendo uma curva no gráfico de momento x rotação, foram encontradas para as duas ligações as rigidezes mostradas na Tabela 7.

Figura 18 – Momento x rotação para ligação em estudo com chapas diferentes



Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Tabela 7 – Rigidez das ligações

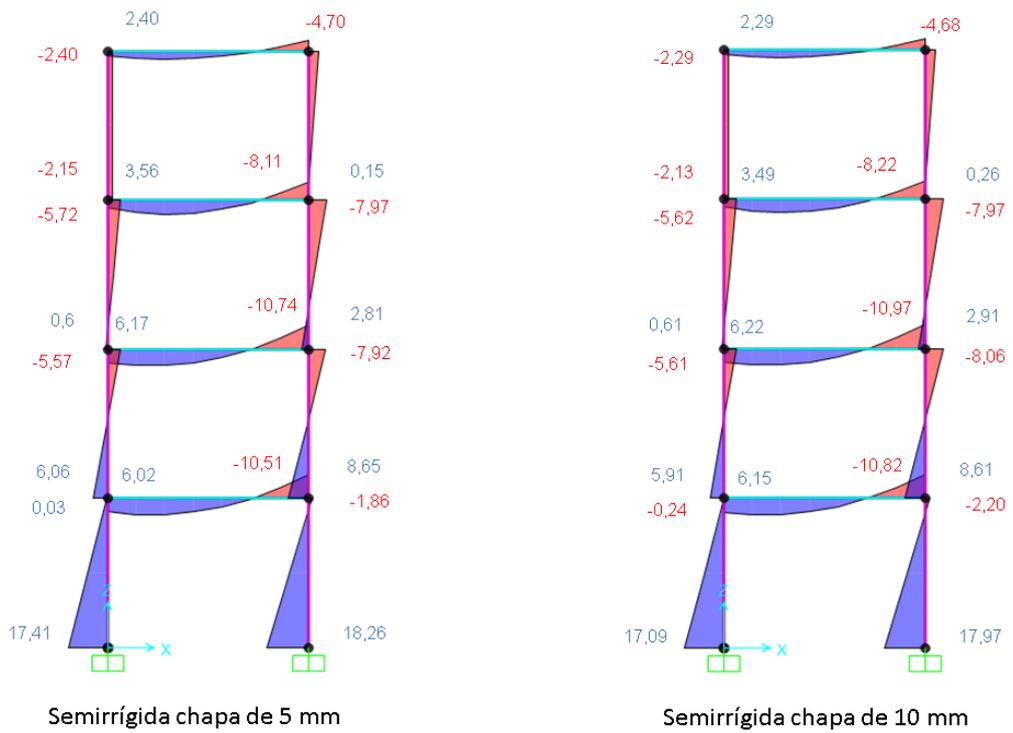
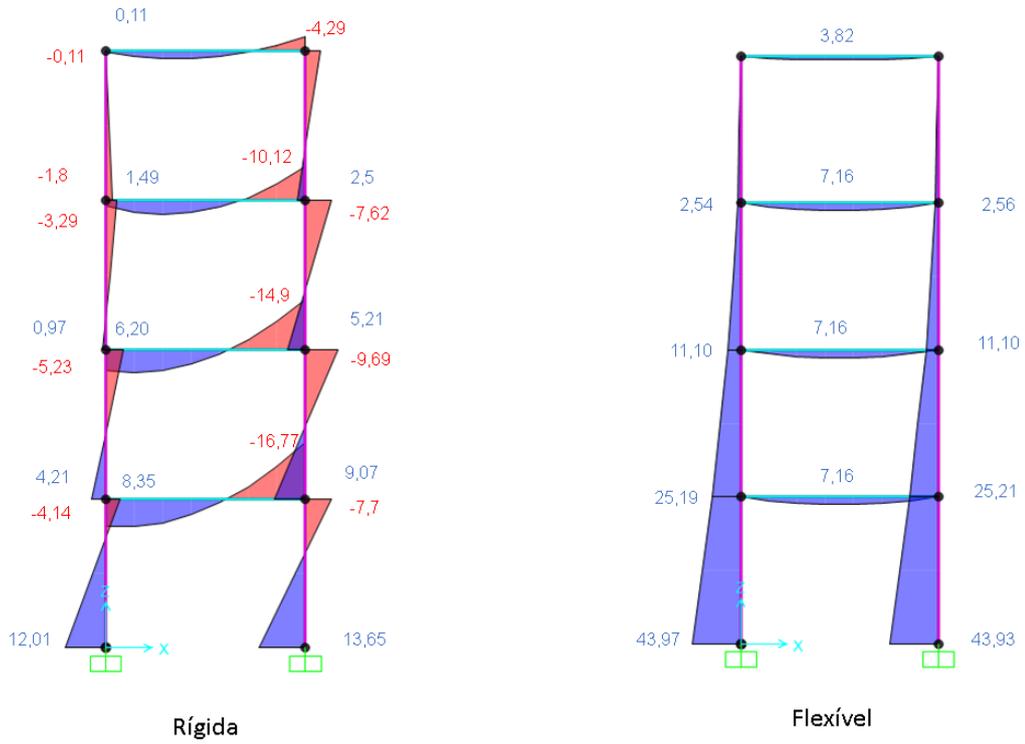
<b>Tipo de Chapa</b>	<b>Rigidez (kN.cm/rad)</b>
5 mm	492.924,10
10 mm	538.026,44

Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Pode-se verificar que as ligações utilizadas na análise são enquadradas em ligações semirrígidas, já que suas rigidezes mostradas na Tabela 7, estão dentro dos limites mostrados na Tabela 6. Além disso, a partir do que foi mostrado na Figura 18 e na Tabela 7, pode-se verificar que alterando a espessura da chapa houve uma alteração na rigidez da ligação. Isso mostra que é importante o dimensionamento adequado das componentes de uma ligação, pois ao se dimensionar uma chapa pouco espessa, a rigidez da ligação diminui e isso pode gerar efeitos danosos à estrutura.

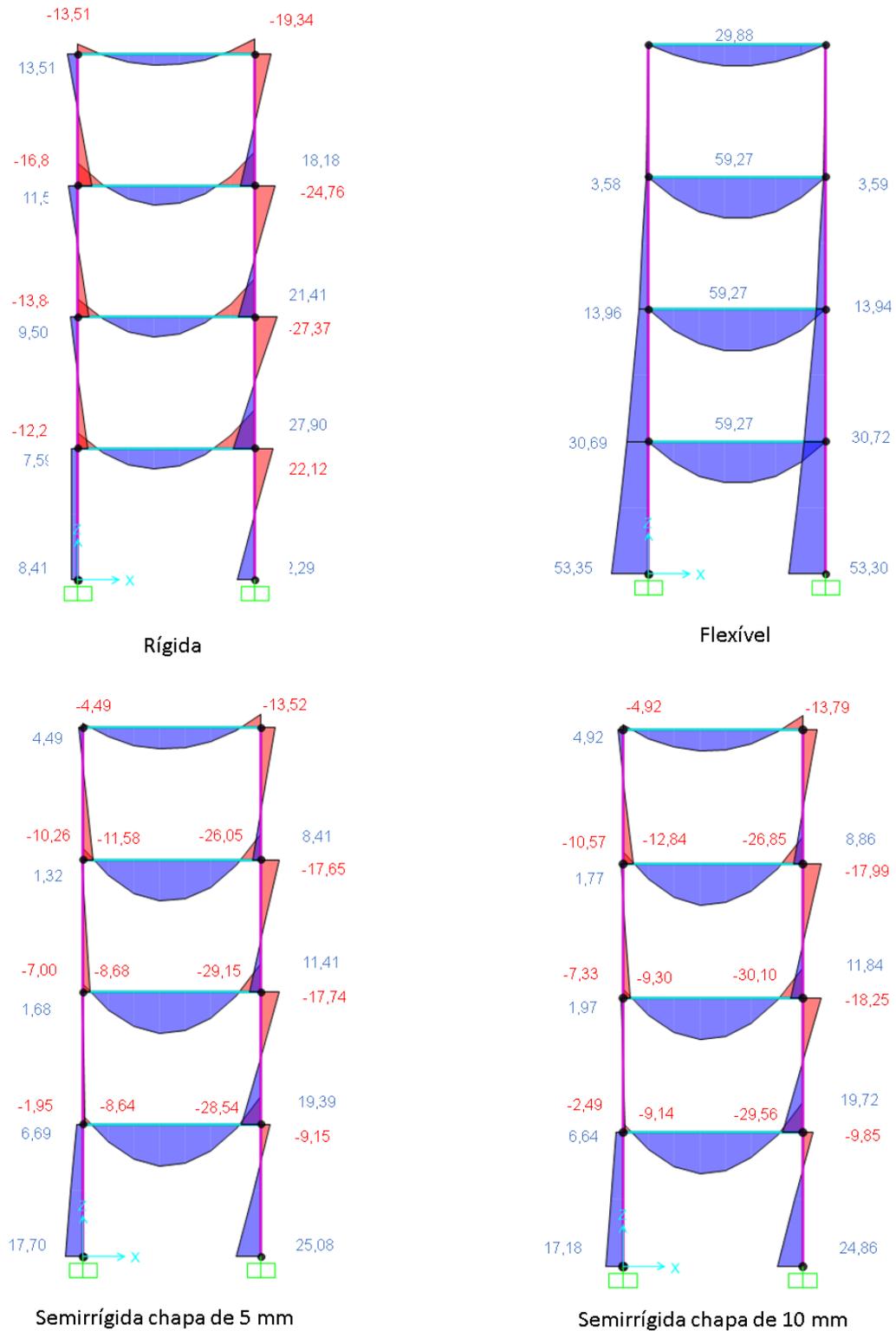
Com essas duas rigidezes encontradas, foram analisados dois pórticos como foi mostrado na Seção 3.2. Para cada um dos pórticos foram verificados o seu comportamento com as ligações flexíveis, rígidas e semirrígidas, onde a semirrígidez foi a mesma encontrada na Tabela 7. Os diagramas de momentos fletores (kN.m) em cada pórtico para os diferentes tipos de ligação, são mostrados na Figura 19, referente ao pórtico 1, e na Figura 20, referente ao pórtico 2.

Figura 19 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) no pórtico 1



Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Figura 20 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) no pórtico 2



Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Pode-se verificar nesses diagramas que, ao se aplicar uma pequena rigidez na ligação, o comportamento dos momentos fica sendo intermediário, se comparados às ligações totalmente rígidas e flexíveis. Para ambos os pórticos, os diagramas são

bastante parecidos, apresentando, nas barras horizontais do pórtico 2, momentos bem maiores comparados ao pórtico 1, já que a carga permanente foi maior e a sobrecarga aplicada à estrutura foi em forma de carga distribuída ao invés de forças nodais.

A partir dessas análises, foram verificados em cada nó (ligação viga/pilar), do pórtico 1, os deslocamentos de primeira ordem e para cada pavimento foi calculado o parâmetro  $B_2$ , como mostrados na Tabela 8 para os diferentes tipos de ligações e chapas. Já para o pórtico 2, os deslocamentos nodais e os parâmetros  $B_2$  de cada pavimento, foram mostrados na Tabela 9, para os diferentes tipos de ligação e chapa. Para ambos os pórticos, o valor de  $B_2$  adotado para a estrutura foi o maior valor calculado.

É importante comentar que foi adotado o valor de  $R_s$  de 0,85 para os casos de ligação rígida e semirrígida, já que a estrutura seria contraventada por esses pórticos onde há transmissão de momento entre viga e pilar. Já no caso das ligações flexíveis o valor adotado para o  $R_s$  foi de 1,00, pois essa estrutura necessitaria de um sistema de contraventamento diferente do de pórticos. Essa minoração no valor de  $R_s$  faz com que o valor de  $B_2$  aumente, mostrando que há uma maior estabilidade estrutural ao se adotar um sistema de contraventamento diferente do de pórticos.

Na Tabela 8, verifica-se que a estrutura com ligação flexível apresentou um parâmetro  $B_2$  de 1,24, sendo esta estrutura classificada como estrutura de média deslocabilidade, não sendo possível desprezar os efeitos de segunda ordem, já que  $B_2 > 1,10$ . Já para os demais tipos de ligação o parâmetro  $B_2$  foi inferior a 1,10, sendo essas estruturas classificadas como de baixa deslocabilidade, podendo seus efeitos de segunda ordem serem desprezados se atenderem às condições descritas na Seção 2.1.1.

Na Tabela 9 apenas o pórtico com ligações rígidas apresentou valor de  $B_2$  menor do que 1,10, podendo seus efeitos de segunda ordem serem desprezados se atendidas às condições descritas na Seção 2.1.1. Para as duas ligações semirrígidas a estrutura foi classificada como de média deslocabilidade e para a ligação flexível foi classificada como de alta deslocabilidade. Mesmo o parâmetro  $B_2$  não sendo satisfatório para desprezar os efeitos de segunda ordem, o ganho de estabilidade ainda é válido, já que haveria diminuição desses efeitos ao se majorarem os esforços pelo valor de  $B_2$ .

Tabela 8 – Parâmetro  $B_2$  para pórtico 1

<b>Rígida</b>									
Pavimento	Deslocamento Lateral (mm)				$\Sigma hsd$	$\Sigma Nsd$	h (mm)	$\Delta h$ (mm)	B2
	Nó	Direção x	Nó	Direção x					
Térreo	1	-	7	-	-	-	-	-	-
P1	3	2,82	8	2,82	12,50	161,23	3000	2,82	1,01
P2	4	6,54	9	6,53	9,40	114,17	3000	3,72	1,02
P3	5	9,19	10	9,18	5,70	67,12	3000	2,65	1,01
P4	6	10,53	11	10,52	1,70	20,06	3000	1,34	1,01
<b>Flexível</b>									
Pavimento	Deslocamento Lateral (mm)				$\Sigma hsd$	$\Sigma Nsd$	h (mm)	$\Delta h$ (mm)	B2
	Nó	Direção x	Nó	Direção x					
Térreo	1	-	7	-	-	-	-	-	-
P1	3	15,57	8	15,56	12,50	161,23	3000	15,57	1,07
P2	4	52,37	9	52,36	9,40	114,17	3000	36,80	1,18
P3	5	98,98	10	98,97	5,70	67,12	3000	46,61	1,22
P4	6	148,46	11	148,46	1,70	20,06	3000	49,49	1,24
<b>Semirrígida - Chapa de 5 mm</b>									
Pavimento	Deslocamento Lateral (mm)				$\Sigma hsd$	$\Sigma Nsd$	h (mm)	$\Delta h$ (mm)	B2
	Nó	Direção x	Nó	Direção x					
Térreo	1	-	7	-	-	-	-	-	-
P1	3	4,87	8	4,87	12,50	161,23	3000	4,87	1,03
P2	4	12,98	9	12,97	9,40	114,17	3000	8,11	1,04
P3	5	19,75	10	19,74	5,70	67,12	3000	6,77	1,03
P4	6	24,09	11	24,08	1,70	20,06	3000	4,34	1,02
<b>Semirrígida - Chapa de 10 mm</b>									
Pavimento	Deslocamento Lateral (mm)				$\Sigma hsd$	$\Sigma Nsd$	h (mm)	$\Delta h$ (mm)	B2
	Nó	Direção x	Nó	Direção x					
Térreo	1	-	7	-	-	-	-	-	-
P1	3	4,75	8	4,74	12,50	161,23	3000	4,75	1,02
P2	4	12,57	9	12,56	9,40	114,17	3000	7,82	1,04
P3	5	19,03	10	19,02	5,70	67,12	3000	6,46	1,03
P4	6	23,11	11	23,10	1,70	20,06	3000	4,08	1,02

Fonte: elaborado pelo autor (2017).

Tabela 9 – Parâmetro  $B_2$  para pórtico 2

<b>Rígida</b>									
Pavimento	Deslocamento Lateral (mm)				$\Sigma hsd$	$\Sigma Nsd$	h (mm)	$\Delta h$ (mm)	B2
	Nó	Direção x	Nó	Direção x					
Térreo	1	-	7	-	-	-	-	-	-
P1	3	3,34	8	3,36	15,08	433,43	3000	3,36	1,04
P2	4	7,69	9	7,68	11,17	310,07	3000	4,36	1,05
P3	5	10,75	10	10,73	6,91	186,72	3000	3,06	1,03
P4	6	12,30	11	12,22	2,39	63,36	3000	1,55	1,02
<b>Flexível</b>									
Pavimento	Deslocamento Lateral (mm)				$\Sigma hsd$	$\Sigma Nsd$	h (mm)	$\Delta h$ (mm)	B2
	Nó	Direção x	Nó	Direção x					
Térreo	1	-	7	-	-	-	-	-	-
P1	3	18,90	8	18,89	15,08	433,43	3000	18,90	1,22
P2	4	63,71	9	63,70	11,17	310,07	3000	44,81	1,71
P3	5	120,77	10	120,76	6,91	186,72	3000	57,06	2,06
P4	6	181,64	11	181,63	2,39	63,36	3000	60,88	2,16
<b>Semirrígida - Chapa de 5 mm</b>									
Pavimento	Deslocamento Lateral (mm)				$\Sigma hsd$	$\Sigma Nsd$	h (mm)	$\Delta h$ (mm)	B2
	Nó	Direção x	Nó	Direção x					
Térreo	1	-	7	-	-	-	-	-	-
P1	3	5,82	8	5,82	12,50	433,43	3000	5,82	1,09
P2	4	15,48	9	15,46	9,40	310,07	3000	9,66	1,14
P3	5	23,57	10	23,56	5,70	186,72	3000	8,09	1,12
P4	6	28,84	11	28,79	1,70	63,36	3000	5,27	1,08
<b>Semirrígida - Chapa de 10 mm</b>									
Pavimento	Deslocamento Lateral (mm)				$\Sigma hsd$	$\Sigma Nsd$	h (mm)	$\Delta h$ (mm)	B2
	Nó	Direção x	Nó	Direção x					
Térreo	1	-	7	-	-	-	-	-	-
P1	3	5,67	8	5,67	12,50	433,43	3000	5,67	1,08
P2	4	14,98	9	14,96	9,40	310,07	3000	9,31	1,14
P3	5	22,70	10	22,68	5,70	186,72	3000	7,72	1,11
P4	6	27,64	11	27,60	1,70	63,36	3000	4,95	1,08

Fonte: elaborado pelo autor (2017).

## 5 CONCLUSÃO

Com a utilização dos softwares descritos anteriormente foi possível determinar os coeficientes de rigidez de dois tipos de ligações, simplificadas como flexíveis, onde pode-se, segundo a norma NBR 8800 (2008), classifica-las como ligações semirrígidas. Além disso, foi possível verificar a estabilidade da estrutura utilizando essa semirrigidez nas ligações, através da determinação do parâmetro  $B_2$ , e compará-la à estruturas com ligações perfeitamente rígidas e perfeitamente flexíveis. Com isso, chegou-se à conclusão que a consideração de ligações semirrígidas em projetos de estruturas é razoável tecnicamente, pois garante à estrutura uma redução dos efeitos de segunda ordem e um ganho de estabilidade global, em comparação à ligação flexível, aliando a facilidade construtiva de ligações flexíveis, com a melhoria estrutural das ligações rígidas.

Este trabalho teve como foco um tipo de ligação com dupla cantoneiras de alma e um tipo de perfil específico para a viga e outro para pilar, além de ser analisada uma estrutura de apenas um vão. Sugere-se, para trabalhos futuros, a realização de um método experimental de determinação da rigidez da ligação, utilizando os mesmos componentes deste trabalho, para que se realize uma comparação de resultados. Além disso, sugere-se a mudança de outras componentes, a utilização de uma estrutura com mais vãos, para analisar o comportamento dessa nova estrutura, e a verificação da ligação quanto aos esforços, para saber se ela suporta o carregamento aplicado.

## REFERÊNCIAS

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

BARBOSA, Giovana Daltrozo. **Influência da flexibilidade das ligações no projeto de estruturas metálicas**. 2006. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

BASTOS, André Mendes Calazans Quito. **Análise do efeito da deslocabilidade lateral em edifício de andares múltiplos em estrutura mista de aço e concreto**. 2014. 85 f. Projeto de Graduação (Graduação em Engenharia) - Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

BATELO, Everton A P e colab. Análise dinâmica de pórticos planos de aço com diferentes tipos de ligação base-pilar. **Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia**, Brasília, v. 2, n. 3, p. 1–17, 2016.

BELLEI, Ildony Hélio e BELLEI, Humberto N. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. 4<sup>a</sup> ed. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2011.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **EUROCODE 3**: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. Berlin, 2010

FIGUEIREDO, Luciana Maria Bonvino e GONÇALVES, Roberto Martins. Comportamento de ligações mistas viga- pilar. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 9, n. 36, p. 95–116, 2007.

HIGAKI, Bruno Eizo. **Contribuição à análise de edifícios de aço com ênfase nas ligações semi-rígidas**. 2014. 278 f. Tese (Doutorado em Ciências) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PIRES, José Manuel Marques. **Estudos paramétricos do desempenho de pórticos metálicos com Ligações semi-rígidas, sujeitos a carregamentos estáticos**. 2009. 172 f. Dissertação (Mestre em Estruturas de Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2009.

RAMIRES, Fernando Busato. **Contribuição das componentes mistas de ligações semi-rígidas**. 2010. 300 f. Tese (Doutor em Engenharia Civil) - Programa de pós graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

REIS, Marcelo Campos Junqueira. **Análise não linear geométrica de pórticos planos considerando ligações semirrígidas elastoplásticas**. 2012. 118 f. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

RODRIGUES, Ana Carolina Albernaz e PEIXOTO, Lucas Jaime. **Estabilidade global de estruturas mistas**. 2016. 95 f. Projeto de graduação (Graduação em Engenharia Civil) - Curso de graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

SILVA JÚNIOR, Paulo Celso Pamplona. **Análise Não-Linear De Pórticos Planos Metálicos Com Conexões Semi-Rígidas**. 2000. 164 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

SOUZA, Alex Sander Clemente de. **Dimensionamento de elementos e ligações em estruturas de aço**. 1ª ed. Sao Carlos: EdUFSCar, 2017.