



ANÁLISE DE PÓRTICOS DE AÇO COM LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS A PARTIR DO MÉTODO DOS COMPONENTES

Armando Cesar Campos Lavall

Leandro Albuquerque Ribeiro de Oliveira

lavall@dees.ufmg.br

leandroalbuquerque@ufmg.br

Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.

Av. Antônio Carlos, 6627, Pampulha - Belo Horizonte, CEP 31270-901, Minas Gerais, Brasil

Renata Gomes Lanna da Silva

Ricardo Hallal Fakury

Rodrigo Sernizon Costa

rglanna.silva@gmail.com

fakury@dees.ufmg.br

rsernizon@dees.ufmg.br

Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.

Av. Antônio Carlos, 6627, Pampulha - Belo Horizonte, CEP 31270-901, Minas Gerais, Brasil

Resumo. O comportamento das ligações estruturais tem grande influência na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura. Esse comportamento pode ser descrito pela curva momento-rotação, $M_x\phi$, definida a partir de três propriedades fundamentais: a rigidez rotacional (S_j), o momento resistente ($M_{j,Rd}$) e a capacidade de rotação (ϕ_{Cd}). Tradicionalmente, a rigidez não é considerada no dimensionamento das ligações e estas são projetadas assumindo-se dois tipos idealizados de comportamento: rígido ($S_j=\infty$), e flexível ($S_j=0$), no entanto, o comportamento real de uma ligação é semirrígido ($0 < S_j < \infty$). Neste trabalho, tem-se como objetivo o estudo do comportamento semirrígido de ligações viga-pilar, a partir de formulações teóricas via Método dos Componentes e de suas aplicações em simulações numéricas de pórticos de aço, com o intuito de avaliar a validade de procedimentos simplificados de análise e a influência das ligações semirrígidas na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos estruturais, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura.

Palavra-chave: Estruturas de aço, Método dos componentes, Ligação semirrígida.

1 INTRODUÇÃO

O comportamento global das estruturas de aço depende, dentre outros fatores, do comportamento das ligações, que tem grande influência na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos estruturais, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura. Tradicionalmente, as ligações são dimensionadas assumindo-se dois tipos idealizados de comportamento: ligações rígidas e ligações flexíveis. Entretanto, devido à impossibilidade prática de se projetar ligações ideais, o comportamento real de uma ligação é semirrígido. Esse comportamento pode ser descrito principalmente pela curva momento-rotação, $M\phi$, que considera a relação entre o momento fletor que solicita a ligação (M) e a rotação relativa entre os elementos conectados (ϕ).

Com o objetivo de se obter representações matemáticas para o comportamento das ligações, diversos estudos e experimentos conduziram ao desenvolvimento de uma abordagem que permite que as propriedades mecânicas fundamentais de uma ligação: a rigidez rotacional inicial (S_j), o momento resistente ($M_{j,Rd}$) e a capacidade de rotação (ϕ_{Cd}), possam ser descritas a partir da caracterização das diversas partes que compõem essa ligação. A consolidação das premissas dessa abordagem em uma metodologia de análise e verificação de ligações é genericamente conhecida no meio técnico como Método dos Componentes. Assim, uma curva $M\phi$ que caracteriza o comportamento de uma ligação pode ser obtida a partir de suas propriedades fundamentais, determinadas através do Método dos Componentes.

Neste trabalho, tem-se como objetivo o estudo do comportamento semirrígido de ligações viga-pilar, a partir de formulações teóricas via Método dos Componentes e de suas aplicações em simulações numéricas de pórticos de aço, com o intuito de avaliar a validade de procedimentos simplificados de análise e a influência das ligações semirrígidas na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura.

2 COMPORTAMENTO E MODELAGEM DAS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

As ligações são responsáveis pela transmissão dos diversos esforços solicitantes: força normal, força cortante, momento fletor e momento de torção. Entretanto, em muitos casos práticos as deformações causadas pelas forças normal e cortante e pelo momento de torção podem ser desconsideradas nos procedimentos de análise, devido a sua pequena magnitude em relação à deformação rotacional. Dessa forma, o comportamento das ligações pode ser descrito principalmente pela relação momento-rotação, que considera a relação entre o momento fletor que solicita a ligação, genericamente (M), e a rotação relativa entre os elementos conectados (ϕ). A Figura1, adaptada de Chen e Toma (1994) mostra curvas momento-rotação experimentais para alguns tipos de ligação, obtidas relacionando-se o momento fletor total com a rotação relativa de cada ligação.

Pode se observar que todos os tipos de ligações possuem comportamento situado entre dois extremos: perfeitamente rígido e perfeitamente flexível. Uma curva correspondente a uma ligação perfeitamente rígida seria dada por um segmento reto coincidente com o eixo vertical e uma curva que representa ligação perfeitamente flexível seria dada por um segmento reto coincidente com o eixo horizontal.

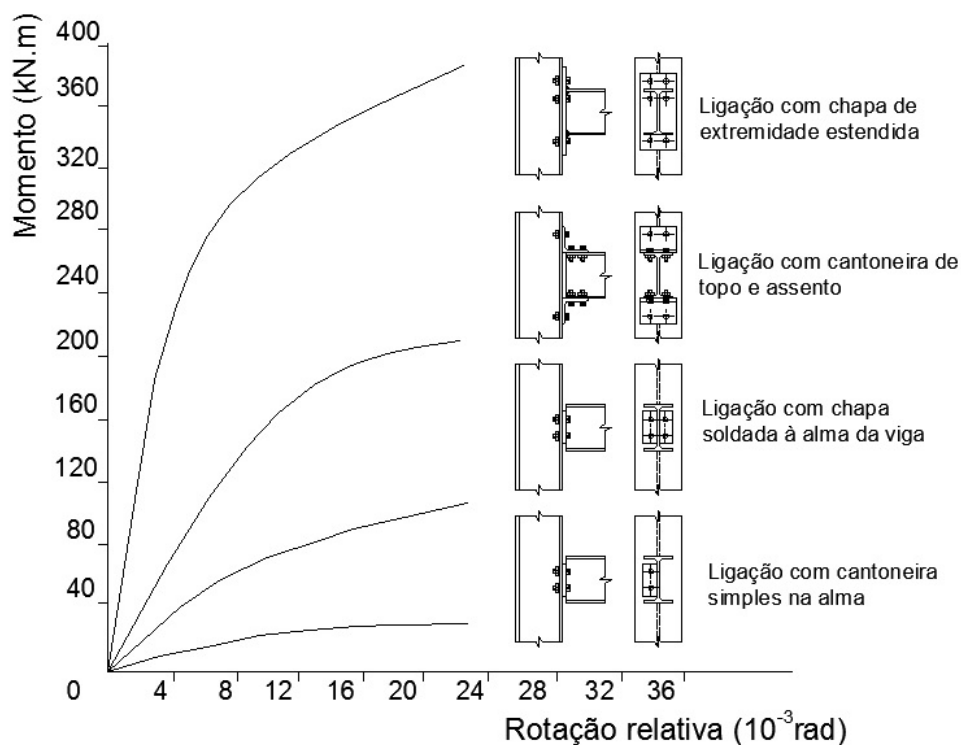


Figura1. Curvas momento-rotação para diversos tipos de ligações, CHEN e TOMA (1994).

As ligações semirrígidas apresentam comportamento tipicamente não linear desde o início da fase de carregamento, com redução da rigidez à medida que a rotação aumenta. Quanto mais flexível for uma ligação, maior será a rotação atingida, mesmo para valores baixos do momento fletor. Ao contrário, quanto mais rígida for uma ligação, maior será o momento máximo que esta ligação é capaz transmitir, mesmo para pequenos valores de rotação relativa.

A modelagem de uma ligação consiste na descrição do seu comportamento mediante a ação de esforços solicitantes, principalmente a transmissão de momento fletor. A incorporação do comportamento das ligações na análise estrutural exige uma representação matemática das curvas momento-rotação relativa, que pode ser realizada através dos seguintes modelos: analítico, experimental, mecânico e numérico. Neste trabalho as ligações serão representadas por um modelo mecânico construído a partir do método dos componentes, onde o comportamento $M \times \phi$ das ligações semirrígidas será representado numericamente a partir de curvas multilíneas.

3 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Existem, na literatura técnica, diferentes sistemas de classificação que estabelecem limites segundo os critérios de rigidez, resistência e capacidade de rotação, e que são bastante difundidos no meio técnico-científico. Destacam-se aqui, os critérios de classificação adotados pelas normas técnicas ANSI/AISC 360 - (2010) e ABNT NBR 8800: (2008). A EN 1993 - 1 - 8: (2005) também estabelece uma classificação para as ligações baseada nos critérios de rigidez e resistência.

3.1 Classificação quanto a rigidez, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005)

Conforme a EN 1993 - 1 - 8: (2005), quanto à rigidez, as ligações podem ser classificadas como:

Ligações rígidas: são aquelas que possuem rigidez rotacional suficiente para justificar a análise baseada na continuidade total.

Ligações Flexíveis: são aquelas capazes de transmitir forças internas, sem desenvolver momentos significativos que possam afetar de forma adversa, as barras ou a estrutura como um todo.

Ligações semirrígidas: são aquelas que não se enquadram nem nos critérios de ligação rígida nem nos de critérios de ligação flexível.

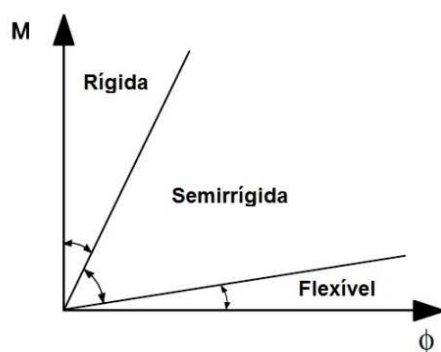


Figura 2. Classificação das ligações quanto à rigidez, conforme EN 1993- 1 - 8: (2005)

3.2 Classificação quanto a resistência, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005)

Conforme a EN 1993 - 1 - 8: (2005), quanto à resistência, as ligações podem ser classificadas como:

Totalmente resistentes (*full strength*): são aquelas onde a resistência de cálculo da ligação é igual ou superior à resistência dos elementos conectados. Sendo assim, a rótula plástica se desenvolve na barra e não na ligação.

Flexíveis (*nominally pinned*): são aquelas capazes de transmitir forças internas sem desenvolver momentos significativos que possam afetar as barras ou a estrutura como um todo. Devem ainda, possuir capacidade de rotação suficiente de modo a permitir as rotações resultantes dos esforços solicitantes.

Parcialmente resistentes (*partial strength*): são aquelas que não se enquadram nem nos critérios de ligação totalmente resistente nem nos de flexível.

4 O MÉTODO DOS COMPONENTES

O método dos componentes é adotado pelas normas europeias e detém boa aceitação entre a comunidade científica. Este método avalia o comportamento de uma ligação a partir de modelos mecânicos simples, constituídos de molas translacionais e barras rígidas. Cada mola translacional representa um componente básico e está relacionada a uma curva força-deslocamento. Um componente básico é definido por uma determinada parte da ligação e seu

esforço solicitante associado que, necessariamente, tenha influência significativa na rigidez rotacional, S_j , na resistência ao momento fletor, $M_{j,Rd}$, e/ou na capacidade de rotação, ϕ_{Cd} . Simplificadamente, a aplicação do método dos componentes consiste na construção de um modelo mecânico formado pela associação de molas translacionais. Esta associação simula o comportamento de uma mola rotacional, cujas propriedades fundamentais são analiticamente determináveis. O processo de construção do modelo mecânico pode ser descrito em três etapas:

Etapa 1: identificação dos componentes que são relevantes para a análise da ligação;

Etapa 2: caracterização do comportamento dos componentes, avaliando-se a rigidez, a resistência e a ductilidade de cada componente;

Etapa 3: associação dos componentes para avaliação do comportamento da ligação, a partir do modelo mecânico representativo.

O modelo mecânico, construído a partir do desenvolvimento das 3 etapas do método dos componentes, deve ser atribuído às vinculações que definem as condições de contorno das extremidades das barras. Assim, o comportamento da mola que representa a ligação pode ser considerado durante o processo de análise estrutural.

4.1 Identificação dos componentes básicos

Para fins práticos, a resposta estrutural de uma ligação depende basicamente do comportamento dessa ante aos efeitos do momento fletor solicitante. Nas ligações viga-pilar, para fins de análise, assume-se a hipótese de que o momento fletor solicitante é transmitido ao pilar apenas pelas mesas da viga, por meio de um par de forças binárias, cujo braço z é definido pela distância entre os planos de ação dessas forças, que passam pela espessura média de cada mesa, conforme mostrado na Figura 3.

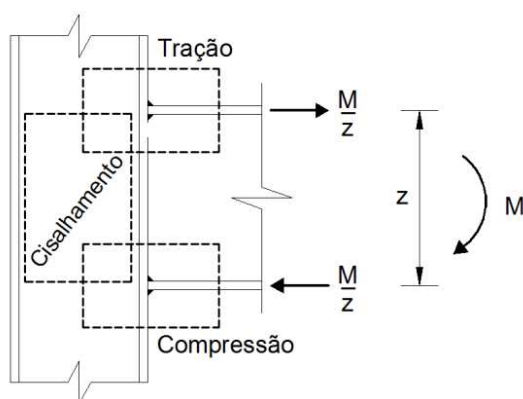


Figura 3. Regiões de tração, compressão e cisalhamento de uma ligação

Esse par de forças subdivide a região nodal em três regiões distintas: a região tracionada, a região comprimida e a região de cisalhamento. Cada uma destas regiões é composta por um grupo de componentes básicos que podem ser ativados pelos esforços de acordo com a intensidade do momento fletor solicitante.

A norma europeia EN 1993 - 1 - 8: (2005) apresenta uma lista geral de 20 componentes básicos, dos quais são apresentados na Tabela 1 os componentes mais usuais aplicáveis às ligações viga-pilar.

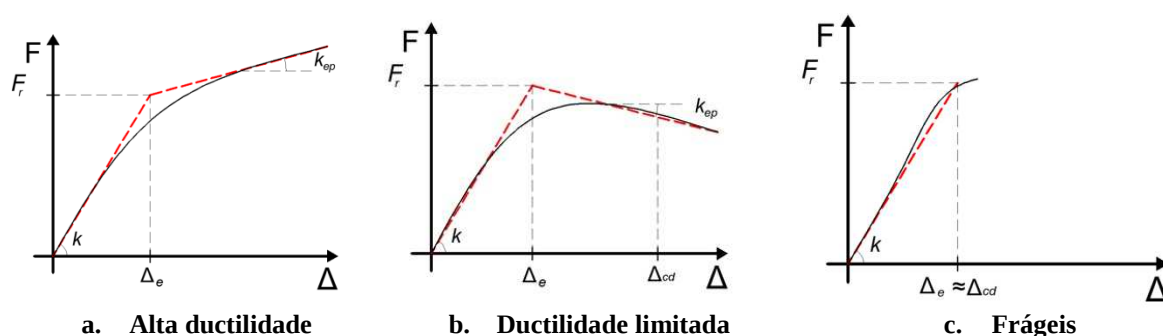
Tabela 1. Componentes básicos de uma ligação viga-pilar, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Componentes básicos
1- Alma do pilar solicitada ao cisalhamento
2- Alma do pilar comprimida
3- Alma do pilar tracionada
4- Mesa do pilar sujeita à flexão
5- Chapa de extremidade sujeita à flexão
6- Cantoneira de mesa sujeita à flexão
7- Mesa e Alma da viga comprimidas
8- Alma tracionada da viga
9- Chapa tracionada/comprimida
10- Parafusos tracionados
11- Parafusos ao corte
12- Pressão de contato em furos

4.2 Caracterização do comportamento dos componentes básicos

Após a etapa de identificação dos componentes que constituem a ligação, segue-se a etapa de caracterização do comportamento dos componentes básicos através da curva força-deslocamento que representa cada componente. A curva força-deslocamento de um componente normalmente é não linear e deve incorporar as eventuais interações com os demais componentes da ligação. No entanto, esta curva pode ser aproximada por outra mais simples, linear, ou mesmo por uma curva composta por trechos sucessivos de retas, sem perda significativa de rigor.

A caracterização da curva força-deslocamento, em geral resulta de um intenso esforço de investigação, utilizando-se resultados experimentais complementados por simulações numéricas baseadas no método dos elementos finitos, a fim de calibrar os modelos analíticos simplificados. Assim, para cada componente básico é associada uma força resistente (F_r), um limite de deslocamento (Δ_e) e uma rigidez translacional (k), necessários para a definição da curva força-deslocamento que representa o componente. Genericamente, os vários componentes podem ser classificados em três classes: componentes de alta ductilidade, componentes de ductilidade limitada e componentes frágeis, conforme proposto por Simões da Silva (2002).

**Figura 4. Tipos de curva força-deslocamento de um componente em função de sua ductilidade.**

Os componentes de alta ductilidade apresentam uma curva força-deslocamento típica, caracterizada por uma resposta inicial elástica definida pelo coeficiente de rigidez inicial do

componente e pelos limites de deslocamento e força resistente que determinam o início da plastificação, respectivamente, k , Δ_e e F_r , conforme mostrado na Figura 4a. A resposta inicial elástica é sucedida por um trecho elastoplástico em que ocorre uma redução da inclinação da curva, que é dada pelo coeficiente de rigidez k_{ep} . A redução da inclinação da curva ocorre principalmente devido ao desenvolvimento de zonas de plastificação e/ou aos efeitos relacionados à instabilidade do componente. É importante ressaltar que os coeficientes de rigidez k e k_{ep} se referem às rigidezes translacionais da mola que representa o componente básico, diferindo, conceitualmente, da rigidez rotacional da ligação.

Em geral, para os componentes de alta ductilidade a inclinação do segundo trecho, definida pelo coeficiente rigidez k_{ep} , é positiva e permite que a força resistente atinja valores superiores à força F_r , para valores crescentes de deslocamento. Esse comportamento é típico de componentes como: a alma do pilar sob a ação de cisalhamento, a mesa do pilar sob ação de flexão, a alma da viga sob a ação de força de tração, entre outros. A capacidade de deformação destes componentes é, para fins práticos, ilimitada.

Para os componentes de ductilidade limitada, na Figura 4b, pode se observar que, após o trecho inicial elástico, a curva é sucedida por um trecho de inclinação negativa, dada pelo coeficiente de rigidez k_{ep} . Outra característica importante de se ressaltar é que, para esta classe de componentes, é necessária a definição de um deslocamento limite, representado na figura por Δ_{cd} . Como exemplo de comportamento típico de componente de ductilidade limitada, pode-se citar o componente da alma do pilar sob a ação de força de compressão.

Os componentes frágeis apresentam um comportamento praticamente linear até a ruptura, conforme mostrado na Figura 4c, e a ruptura ocorre quase imediatamente após o trecho inicial elástico. Como exemplo desse comportamento, podem ser citados os seguintes componentes: parafusos solicitados à tração, parafusos solicitados ao corte e cordões de solda submetidos à tração. Para o dimensionamento destes componentes, em grande parte dos casos, a capacidade de deformação, após o trecho elástico, é desprezada.

4.3 Associação dos componentes e avaliação do comportamento

Após a identificação e caracterização dos componentes básicos de uma ligação é então possível a associação dos componentes para determinação da resistência ao momento fletor, da rigidez rotacional e da capacidade de rotação, que definem a curva momento-rotação. Nesta etapa, cada componente básico, representado por uma mola translacional, é associado em série e/ou em paralelo com os demais, configurando um sistema mecânico que simula o comportamento de uma mola rotacional.

Resistência ao momento fletor

Considerando um caso geral de uma ligação viga-pilar com várias linhas de parafusos tracionados, conforme mostrado na Figura 5, o procedimento para obtenção da resistência potencial da região tracionada deve levar em consideração a resistência das linhas de parafusos.

Na Figura 5, z é o braço de alavanca do binário solicitante M/z e r indica a posição da linha de parafusos em relação ao centro de compressão que neste caso, está localizado na metade da espessura da mesa comprimida da viga, a partir da linha mais afastada. O comprimento h_r define a distância de uma linha de parafusos de posição r ao centro de compressão.

A força $F_{c,Rd}$ é a força resistente de compressão. Finalmente, $F_{tr,Rd}$ indica a força resistente de tração efetiva em uma linha de parafusos r , que deve ser limitada a fim de se garantir o equilíbrio entre as resistências das regiões de tração, compressão e cisalhamento.

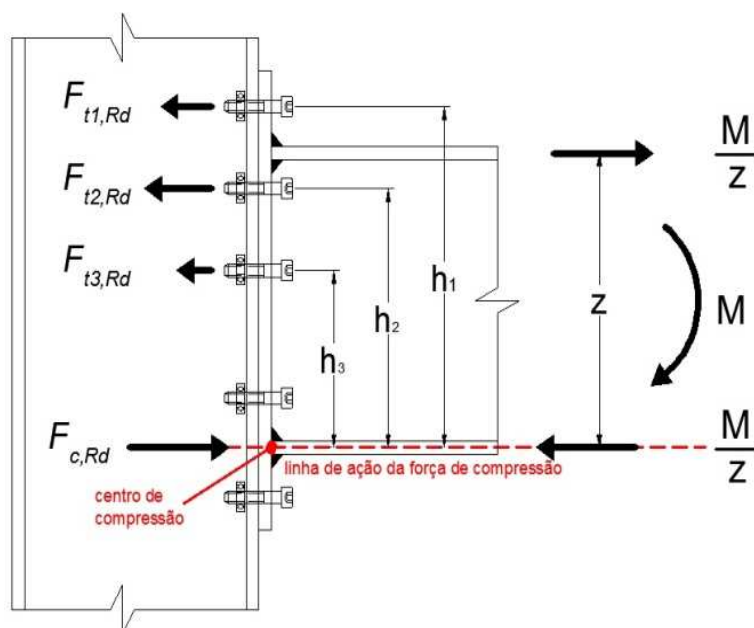


Figura 5. Distribuição das forças de tração e compressão numa ligação com chapa de extremidade.

Assim, a resistência ao momento fletor, pode ser obtida, através da Eq. (1):

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{tr,Rd} \quad (1)$$

Rigidez

A rigidez rotacional de uma ligação, S_j , resulta da combinação dos parâmetros de rigidez, k_i , associados às rigidezes translacionais dos diversos componentes que contribuem para as deformações da ligação. Cada parâmetro de rigidez k_i deve atender à relação força-deslocamento do componente que representa, a qual pode ser dada de forma genérica pela Eq. (2):

$$F_i = E \cdot k_i \cdot \Delta_i \quad (2)$$

onde, Δ_i é o deslocamento correspondente à força F_i e E é o módulo de elasticidade do material que constitui o componente identificado na equação, genericamente, pelo índice i .

São mostrados na Figura 6, como exemplo, o modelo mecânico e os parâmetros de rigidez dos componentes de uma ligação viga-pilar soldada, conforme os componentes básicos relacionados na Tabela 1:

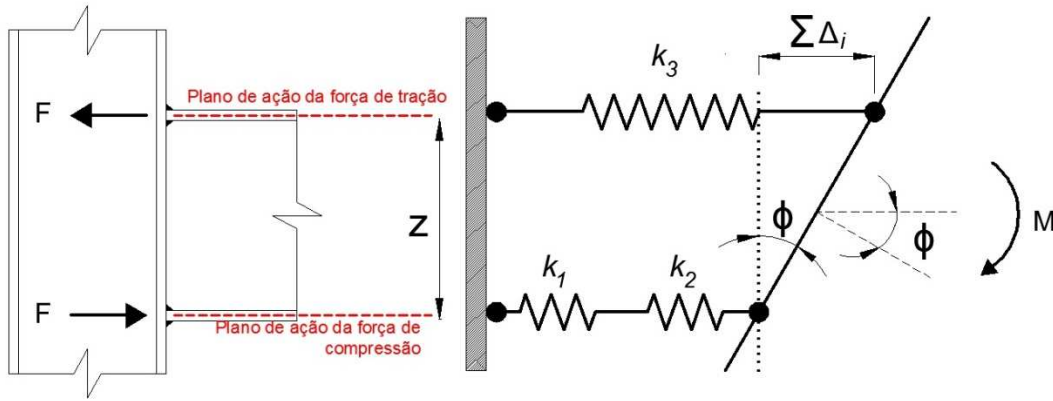


Figura 6. Modelo mecânico de uma ligação viga-pilar soldada.

A ligação mostrada na Figura 6, solicitada pelo binário de braço z , possui apenas um componente básico na região tracionada cuja rigidez é relevante. Para o caso particular desta ligação, que tem suas mesas soldadas diretamente à mesa do pilar, os planos das forças de compressão e de tração passam pela espessura média das mesas da viga. Admitindo-se que o centro de rotação da ligação coincide com o centro de compressão, pode-se reescrever a rigidez rotacional da seguinte forma:

$$S_j = \frac{M}{\phi} = \frac{Fz}{\sum_{i=1}^3 \frac{\Delta_i}{z}} \quad (3)$$

Com o auxílio da Eq. (2), tem-se que:

$$S_j = \frac{Fz^2}{\frac{F}{E} \cdot \sum_{i=1}^3 \frac{1}{k_i}} \quad (4)$$

Assim, a rigidez rotacional é dada pela Eq. (5):

$$S_j = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (5)$$

Capacidade de rotação

A capacidade de rotação de uma ligação está diretamente relacionada com a ductilidade dos componentes da mesma. Caso a ductilidade dos componentes seja adequada às deformações previstas para a ligação, a resposta estrutural, no que se refere à capacidade de rotação, também será adequada.

A EN 1993 - 1 - 8: (2005) fornece alguns princípios básicos para verificação da capacidade de rotação necessária para uma ligação, entretanto, não existe nesta norma, nenhum método geral de verificação. Os princípios básicos apresentados pela norma europeia para avaliação da capacidade de rotação consideram, principalmente, a influência dos componentes de alta ductilidade. De forma geral, caso o momento resistente da ligação, $M_{j,Rd}$,

seja definido pela resistência de um componente de alta ductilidade, considera-se que a ligação possui capacidade de rotação suficiente, salvo quando a resistência do componente em questão é afetada por efeitos de instabilidade. Para fins de processamento computacional, pode ser necessária a definição de um valor limite para a capacidade de rotação. Para os exemplos aqui considerados, salvo indicação contrária, será adotado o valor limite $\phi_{Cd} = 0.03$ rad para a capacidade de rotação.

4.4 Relação momento-rotação a partir do modelo mecânico

A curva momento-rotação de uma ligação pode ser determinada a partir da resistência ao momento fletor, $M_{j,Rd}$, da rigidez rotacional, S_j , e da capacidade de rotação, ϕ_{Cd} , do sistema mecânico que representa a ligação, conforme mostra a Figura 7. O trecho inicial da curva momento rotação é dado por um segmento de reta cuja inclinação é dada pela rigidez inicial, $S_{j,ini}$, dada pela Eq. (5). Este segmento de reta representa o comportamento da ligação até que o valor do momento fletor solicitante, $M_{j,Ed}$, atinja o limite elástico da ligação $M_{j,Ed} = 0.67M_{j,Rd}$. A partir deste valor, a rigidez rotacional varia de forma não linear com o momento fletor solicitante até atingir o valor do momento resistente, onde a curva assume um patamar horizontal, limitado pela capacidade de rotação. Nesse trecho não linear, a norma europeia EN 1993 - 1 - 8: (2005) define a rigidez rotacional a partir da Eq. (6):

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (6)$$

Com o parâmetro μ dado pela Eq. (7), onde o valor do coeficiente ψ , para ligações soldadas, ligações com chapa de extremidade parafusada e ligações de bases de pilares é de 2.7. Para ligações utilizando cantoneiras de topo e assento o valor para o coeficiente ψ é de 3.1.

$$\mu = \left(\frac{1.5M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi \quad (7)$$

Assim, tem-se a curva momento rotação:

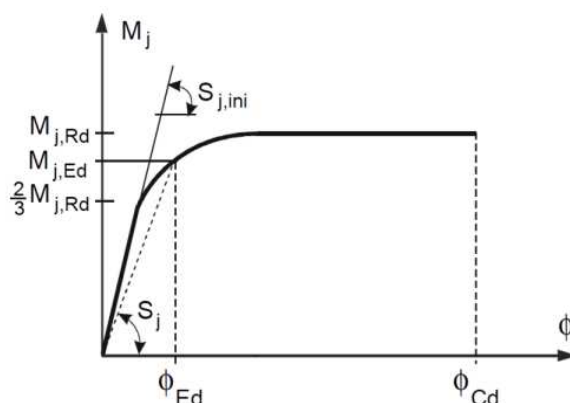


Figura 7. Curva momento-rotação obtida a partir de um modelo mecânico.

5 EXEMPLOS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nas próximas seções alguns exemplos numéricos são apresentados com o objetivo de se estudar a influência das ligações na resistência, na deslocabilidade lateral e na distribuição dos esforços internos em pórticos planos de aço. Pretende-se verificar o comportamento dos pórticos com ligações semirrígidas utilizando o programa PPLANLEP, desenvolvido em Lavall (1996) e Silva (2010), escrito na linguagem FORTRAN 90, que considera as análises em teoria de 2ª ordem elástica e elastoplástica de pórticos planos com ligações semirrígidas. Essas ligações serão representadas por um modelo mecânico construído a partir do método dos componentes, cujo comportamento $M\phi$ será representado numericamente a partir de curvas multilíneares.

5.1 Pórtico não-contraventado de 2 andares e 1 vão

A Figura 8 mostra um pórtico de dois andares e um vão, com bases engastadas. Este pórtico foi analisado previamente por Pinheiro e Silveira (Computational procedures for nonlinear analysis of frames with semi-rigid connections, 2005) e Silva (2010), para o carregamento e dimensões de barras mostradas. As vigas e os pilares são constituídos, respectivamente, pelos perfis W360x72 e W310x143. O carregamento inicial é constituído por cargas verticais concentradas P , aplicadas nos pilares e por duas cargas horizontais, de $0.002P$ aplicada no primeiro andar e outra de $0.001P$ aplicada no segundo andar. O módulo de elasticidade longitudinal do aço adotado é igual a 20500 kN/cm^2 .

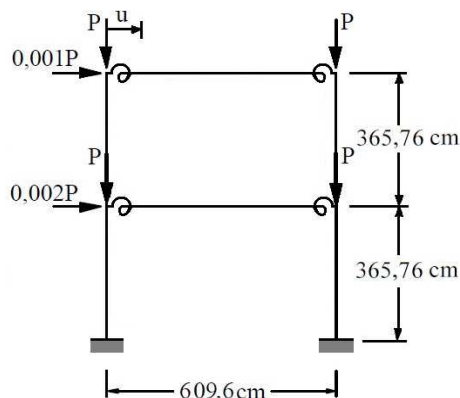


Figura 8. Pórtico de 2 andares e 1 vão.

Neste exemplo propõe-se que as vigas e pilares sejam conectados por meio de ligações com chapa de extremidade estendida, cuja representação numérica da curva momento-rotação multilinear é obtida através de modelagem mecânica a partir do método dos componentes. Os pilares são engastados na base, através de ligações idealmente de rígidas e totalmente resistentes. Para avaliação do comportamento dos pórticos propõe-se a realização de uma série de ensaios numéricos com o pórtico da Figura 8, incrementando-se gradualmente o valor da carga P até o colapso da estrutura. Propõe-se ainda que se varie a espessura da chapa de extremidade das ligações viga-pilar.

5.2 Definição das ligações viga-pilar

As ligações adotadas para a posição intermediária e para a posição de extremidade do pilar são mostradas na Figura 9 e na Figura 10. A junção da chapa de extremidade com a

mesa do pilar é feita por meio de parafusos ISO-4016 Classe 10.9 M24, dispostos na região tracionada (06 parafusos), e outros 02 parafusos, solicitados ao cisalhamento, dispostos na parte inferior da viga, próximo ao centro de compressão. Neste exemplo são estudadas ligações com chapas de extremidade com espessuras variáveis (25.4 mm, 19.05 mm, 15.88 mm, 12.70 mm, 9.53 mm e 6.35 mm).

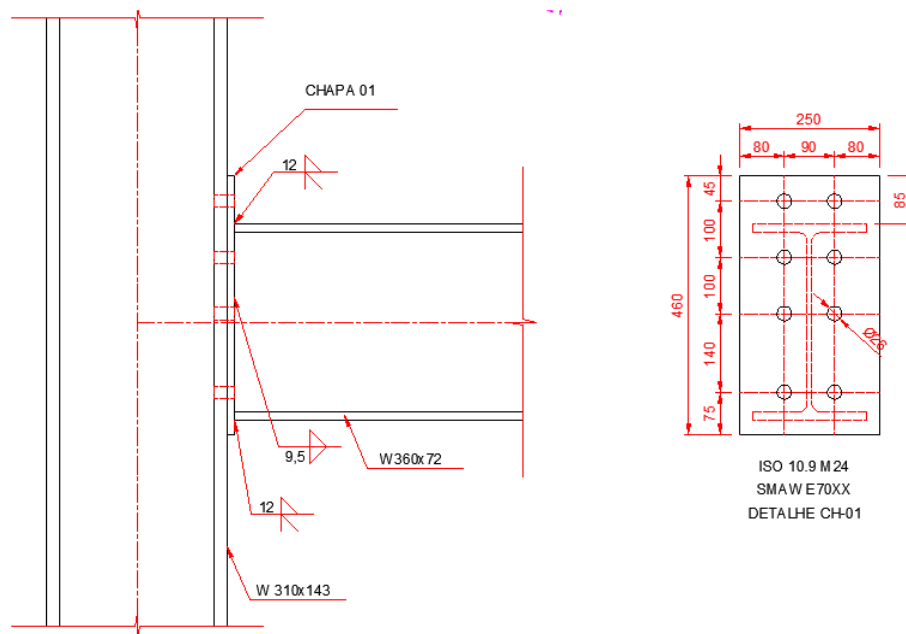


Figura 9. Ligação viga pilar intermediária W360x72-W310x14 (dimensões em mm).

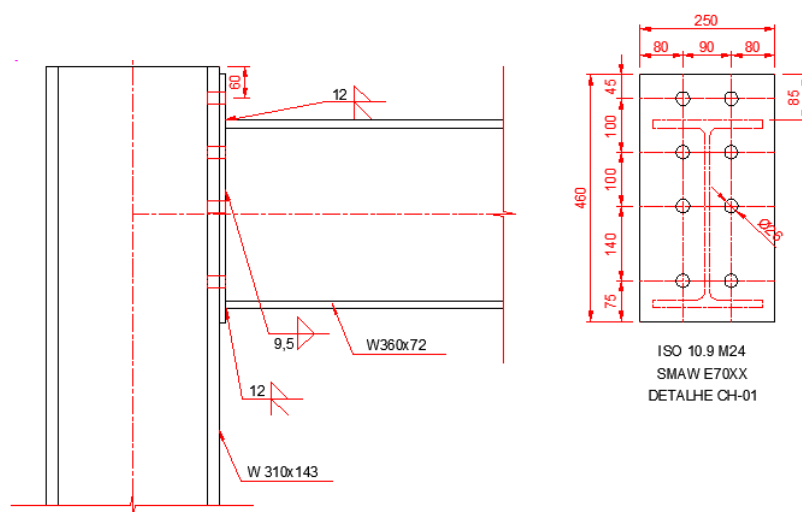


Figura 10. Ligação viga pilar de extremidade W360x72-W310x14 (dimensões em mm).

5.3 Modelo mecânico das ligações viga-pilar

As ligações viga-pilar foram verificadas e suas respectivas rigidezes, resistências e capacidades de rotação foram determinadas a partir de um modelo mecânico estabelecido, baseado no método dos componentes, conforme mostrado na Tabela 2.

Tabela 2: Resistências, rigidezes, capacidades de rotação e classificação das ligações nas posições intermediária e de extremidade.

Ligação na posição intermediária				
Ligação	Momento fletor resistente	Rigidez rotacional inicial	Capacidade de rotação	Classificação
# 6.35	$M_{j,Rd} = 39.1 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 3.04E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, nominally Pinned
# 9.53	$M_{j,Rd} = 87.9 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.17E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, nominally Pinned
# 12.70	$M_{j,Rd} = 147.0 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.57E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 15.88	$M_{j,Rd} = 205.6 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.73E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 19.05	$M_{j,Rd} = 260.7 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.80E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.01 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 25.40	$M_{j,Rd} = 301.7 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.86E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength

Ligação na posição de extremidade				
Ligação	Momento fletor resistente	Rigidez rotacional inicial	Capacidade de rotação	Classificação
# 6.35	$M_{j,Rd} = 39.1 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 3.04E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, nominally Pinned
# 9.53	$M_{j,Rd} = 87.9 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.17E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, nominally Pinned
# 12.70	$M_{j,Rd} = 147.0 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.57E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 15.88	$M_{j,Rd} = 205.6 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.73E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 19.05	$M_{j,Rd} = 260.7 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.80E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.01 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 25.40	$M_{j,Rd} = 301.7 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4.86E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength

Pode-se observar que os valores da rigidez rotacional inicial são ligeiramente inferiores para as ligações na posição de extremidade em comparação com as ligações na posição intermediária. Os valores determinados para a resistência dos componentes são os mesmos para ambos os casos, considerando-se chapas de mesma espessura.

Para o pórtico da Figura 8, tem-se que $K_v/K_p \geq 0.1$, onde K_v é o valor médio de I_v/L_v para todas as vigas do andar e K_p é o valor médio de I_p/L_p para todos os pilares do andar. Nesse caso, I_v e L_v são, respectivamente o momento de inércia e o comprimento de uma viga do topo do andar e I_p e L_p são respectivamente o momento de inércia e o comprimento de um pilar do andar. Dessa forma, sendo o pórtico não contraventado, o limite superior de classificação quanto à rigidez é dado por $\frac{25EI_b}{L_b} = 1,70 \cdot 10^5 \text{ kNm/rad}$ e o limite inferior é dado por

$$\frac{0,5EI_b}{L_b} = 3,39 \cdot 10^3 \text{ kNm/rad}.$$

Observa-se que, conforme a Tabela 2, as rigidezes rotacionais iniciais das ligações avaliadas se situam entre esses limites de rigidez, assim, essas ligações podem ser classificadas como semirrígidas (*semi-rigid*). A Tabela 2 mostra ainda que a rigidez rotacional da ligação, a partir da espessura 9.53 mm permanece praticamente constante, para acréscimos da espessura da chapa de extremidade. Também pode ser observado que, independentemente da rigidez, o momento resistente da ligação aumenta de forma significativa com a espessura da chapa de extremidade. As ligações com chapa de extremidade com espessuras 6.35 mm e 9.53 mm podem ser classificadas quanto à resistência como ligações flexíveis (*nominally pinned*) enquanto, para as demais espessuras, as ligações podem ser classificadas como parcialmente resistente (*partial strength*).

A partir das propriedades do modelo mecânico, apresentadas na Tabela 2, o comportamento das ligações é aproximado pelas curvas momento-rotação mostradas na Figura 11. Para representação da ligação com chapa de extremidade #19.05, que não atende aos critérios de ductilidade, expressos pela norma EN 1993 - 1 - 8: (2005), foi adotada uma curva momento-rotação bilinear com rigidez modificada $\frac{S_{j,ini}}{\eta}$, com $\eta=2$ (para fins de comparação, tal redução foi desconsiderada na Tabela 2) e tomada, de forma arbitrária, uma capacidade de rotação de $\phi_{Cd} = 0.01 \text{ rad}$, dada pela rotação correspondente ao momento fletor resistente, $M_{j,Rd}$, limitando assim a curva do modelo ao trecho elástico. As demais ligações apresentam capacidade de rotação adequada e foram adotadas, para a representação numérica, curvas momento-rotação multilíneas e uma capacidade de rotação de $\phi_{Cd} = 0.03$ radianos, conforme definido na seção 4.3.

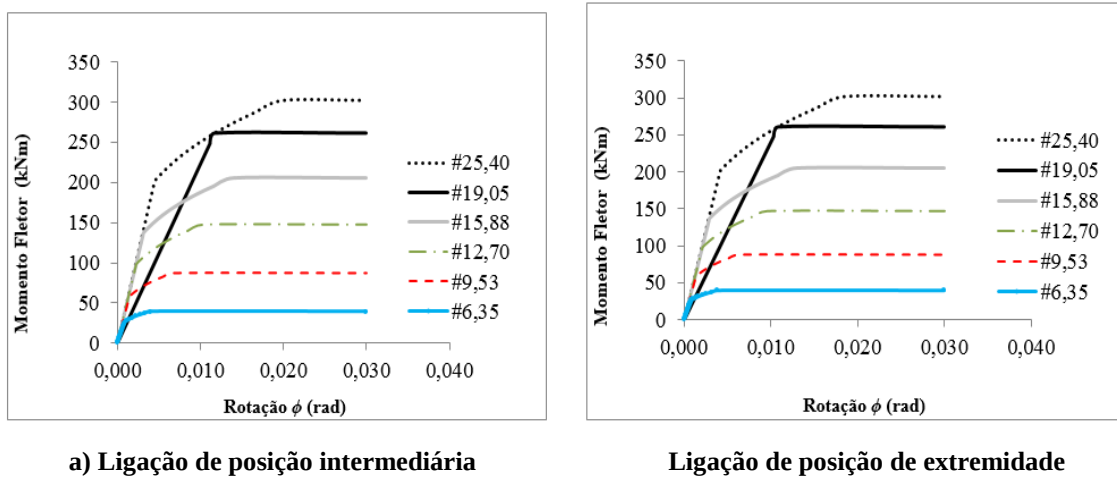


Figura 11. Curva momento-rotação para as ligações na posição intermediária e de extremidade.

Para este caso, os resultados relacionados ao comportamento das ligações nas posições intermediária e de extremidade foram semelhantes e, na prática, o comprimento de prolongamento do pilar além da saliência da chapa não proporcionou grandes alterações nos comprimentos das linhas de plastificação que são determinantes para a resistência. Assim, são apresentados na Tabela 3 apenas os resultados de verificação para as ligações na posição intermediária.

A espessura da mesa do pilar ($t_{fc} = 22.23 \text{ mm}$) que compõe o pórtico e o diâmetro dos parafusos definido para a ligação conduziram a valores elevados de resistência para os componentes associados a esses parâmetros, permitindo a observação de forma adequada da influência da chapa na ligação, sem eventuais limitações de outro componente da região tracionada. De forma geral, os demais componentes da região tracionada, isto é, a alma do pilar tracionada e a alma da viga tracionada, não apresentaram grande influência na rigidez ou na resistência da ligação. Assim, na Tabela 3, pode ser observado que, exceto no caso da ligação de chapa #25.40, a chapa de extremidade sujeita à flexão é o componente que condiciona e limita o valor do momento fletor resistente da ligação.

Tabela 3: Resultados de verificação da ligação na posição intermediária, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Chapa de extremidade: $t_p = 6.35$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911.0$ kN	$1/k_1 = 0.164$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 955.9$ kN	$1/k_2 = 0.121$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324.7$ kN	$1/k_7 = 0.000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 122.9$ kN	$1/k_{eq} = 0.393$ mm ⁻¹
{linha 1} $F_{t,Rd} = 67.4$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1		
{linha 2} $F_{t,Rd} = 31.7$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
{linha 3} $F_{t,Rd} = 23.9$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 3.04$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 39.06$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0.03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 9.53$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911.0$ kN	$1/k_1 = 0.163$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 970.4$ kN	$1/k_2 = 0.118$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324.7$ kN	$1/k_7 = 0.000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 276.6$ kN	$1/k_{eq} = 0.204$ mm ⁻¹
{linha 1} $F_{t,Rd} = 151.6$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1		
{linha 2} $F_{t,Rd} = 71.3$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
{linha 3} $F_{t,Rd} = 53.7$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4.17$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 87.89$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0.03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 12.70$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911.0$ kN	$1/k_1 = 0.161$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 984.5$ kN	$1/k_2 = 0.115$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324.7$ kN	$1/k_7 = 0.000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 467.6$ kN	$1/k_{eq} = 0.159$ mm ⁻¹
{linha 1} $F_{t,Rd} = 245.4$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2		
{linha 2} $F_{t,Rd} = 126.7$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
{linha 3} $F_{t,Rd} = 95.5$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4.57$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 147.04$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0.03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		

Tabela 3: Resultados de verificação da ligação na posição intermediária, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Chapa de extremidade: $t_p = 15.88 \text{ mm}$		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911.0 \text{ kN}$	$1/k_1 = 0.161 \text{ mm}^{-1}$
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 998.2 \text{ kN}$	$1/k_2 = 0.113 \text{ mm}^{-1}$
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324.7 \text{ kN}$	$1/k_7 = 0.000 \text{ mm}^{-1}$
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 667.5 \text{ kN}$	$1/k_{eq} = 0.144 \text{ mm}^{-1}$
(linha 1) $F_{t,Rd} = 320.34 \text{ kN}$ - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2		
(linha 2) $F_{t,Rd} = 197.9 \text{ kN}$ - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
(linha 3) $F_{t,Rd} = 149.3 \text{ kN}$ - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4.73 \text{ E+04 kNm/rad}$	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 205.60 \text{ kNm}$	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 19.05 \text{ mm}$		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911.0 \text{ kN}$	$1/k_1 = 0.160 \text{ mm}^{-1}$
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 1011.5 \text{ kN}$	$1/k_2 = 0.110 \text{ mm}^{-1}$
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324.7 \text{ kN}$	$1/k_7 = 0.000 \text{ mm}^{-1}$
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 868.7 \text{ kN}$	$1/k_{eq} = 0.139 \text{ mm}^{-1}$
(linha 1) $F_{t,Rd} = 368.8 \text{ kN}$ - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2		
(linha 2) $F_{t,Rd} = 285.0 \text{ kN}$ - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
(linha 3) $F_{t,Rd} = 214.9 \text{ kN}$ - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Rigidez rotacional modificada	$S_{j,ini}/2 = 2.40 \text{ E+04 kNm/rad}$	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 260.70 \text{ kNm}$	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0.01 \text{ rad}$	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 25.40 \text{ mm}$		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911.0 \text{ kN}$	$1/k_1 = 0.160 \text{ mm}^{-1}$
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 1029.4 \text{ kN}$	$1/k_2 = 0.105 \text{ mm}^{-1}$
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324.7 \text{ kN}$	$1/k_7 = 0.000 \text{ mm}^{-1}$
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 911.0 \text{ kN}$	$1/k_{eq} = 0.137 \text{ mm}^{-1}$
(linha 1) $F_{t,Rd} = 444.5 \text{ kN}$ - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2		
(linha 2) $F_{t,Rd} = 466.5 \text{ kN}$ - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 3		
(linha 3) $F_{t,Rd} = 0.0 \text{ kN}$ - A linha não é ativada		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4.86 \text{ E+04 kNm/rad}$	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 301.70 \text{ kNm}$	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0.03 \text{ rad}$	
Componente que limita resistência da ligação: Alma do pilar solicitada ao cisalhamento		

Para as ligações de chapa #6.35 a falha da chapa de extremidade se dá conforme o modo de falha 1, no qual a ligação falha por plastificação da chapa com a presença de força de alavanca e, à medida que se tomam espessuras maiores (de 9.53 a 15.88 mm), algumas linhas de parafusos tracionadas passam a falhar por plastificação da chapa na ausência de força de alavanca, caracterizando-se o modo de falha 1-2. Finalmente, para a chapa #25.40 a resistência passa a ser limitada pela resistência do componente associado à alma do pilar solicitada ao cisalhamento.

Para os casos onde o momento fletor resistente da ligação é condicionado pela resistência da chapa de extremidade sujeita à flexão, a ligação é considerada suficientemente dúctil, com capacidade de rotação suficiente para desenvolver as rotações previstas no processo de análise estrutural, desde que a espessura atenda a condição $t \leq 0,36d_b \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}}$. Tal condição é constatada para as ligações com espessuras de chapa entre 6.35 e 15.88 mm.

A ligação com chapa #19.05 não atende essa condição, e, portanto, para o modelo estrutural foi adotada curva momento-rotação bilinear com rigidez modificada e uma capacidade de rotação de $\phi_{Cd} = 0.01$, dada pela rotação correspondente ao momento $M_{j,Rd}$, limitando assim a curva do modelo ao trecho elástico.

O momento resistente da ligação com chapa #25.40 é condicionado pela resistência da alma do pilar solicitada ao cisalhamento, de forma que o modelo mecânico desconsidera a resistência da 3ª linha de parafusos. O componente associado à alma do pilar solicitada ao cisalhamento apresenta boa ductilidade, e nesse caso a ligação com chapa #25.40 deve apresentar capacidade de rotação suficiente para desenvolver as rotações previstas no processo de análise estrutural. Para fins de processamento computacional, a capacidade de rotação foi definida como um dos estados limites, e foi adotado $\phi_{Cd} = 0,01$ para as ligações com chapa #19.05 e o valor usual $\phi_{Cd} = 0.03$ para as demais ligações.

5.4 Análise elástica em teoria de 2ª ordem do comportamento estrutural de pórticos com ligações semirrígidas

Os valores últimos para a carga P , associados ao colapso da estrutura, foram obtidos para cada pórtico por meio de análise elástica em teoria de 2ª ordem através do programa PPLANLEP, e podem ser observados na Tabela 4.

Tabela 4: Carga última e respectivos deslocamentos laterais no topo do pórtico.

Espessura da chapa da ligação	P	$P/P_{rígida}$	Deslocamento lateral no topo
6.35 mm	5280 kN	0.47	1.164 cm
9.53 mm	6600 kN	0.59	2.000 cm
12.70 mm	7320 kN	0.66	3.506 cm
15.88 mm	7560 kN	0.68	4.402 cm
19.05 mm	6600 kN	0.59	9.014 cm
25.40 mm	7920 kN	0.71	8.151 cm

As trajetórias de equilíbrio do pórtico, considerando-se as ligações viga-pilar semirrígidas da Figura 9 e da Figura 10, são apresentadas nos gráficos da Figura 12. Os resultados obtidos

pelo programa PPLANLEP são apresentados em referência à carga última $P_{rígida}=11160\text{ kN}$, que conduz ao colapso do pórtico, constatada por Pinheiro e Silveira (2005) e Silva (2010) a partir da consideração de ligações viga-pilar idealmente rígidas.

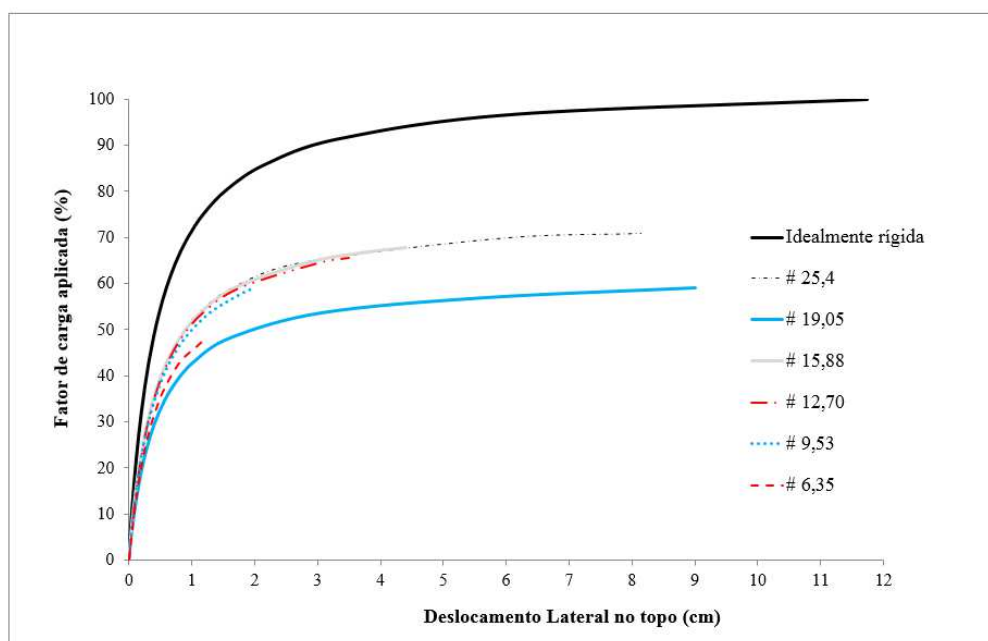


Figura 12- Curvas carga-deslocamento em função da carga última.

Nota-se que a influência dos efeitos das ligações semirrígidas reduz drasticamente a carga última do pórtico, situando-se entre 47% e 71% da carga última do pórtico com ligações idealmente rígidas. Consequentemente, o comportamento do pórtico, na análise elástica de 2ª ordem, é fortemente controlado pelo efeito de flexibilidade da ligação e, nos seis casos de ligações semirrígidas analisados, a carga última foi atingida quando as ligações alcançaram a sua capacidade de rotação.

Na Tabela 5 são mostrados os deslocamentos laterais e os momentos fletores na base do pilar esquerdo, para fins de comparação, para um mesmo carregamento, correspondente a 25% da carga última $P_{rígida}$.

Tabela 5: Resultados para 25% de carga última $P_{rígida}=11160\text{ kN}$.

Ligação	Deslocamento Lateral no topo	Momento fletor no engaste da esquerda
6.35	0.302 cm	20.23 kNm
9.53	0.264 cm	18.77 kNm
12.70	0.255 cm	18.42 kNm
15.88	0.252 cm	18.29 kNm
19.05	0.344 cm	21.76 kNm
25.40	0.249 cm	18.20 kNm
Idealmente rígida	0.158 cm	14.65 kNm

Embora seja comum entre projetistas a ideia de se associar o conceito de ligações rígidas às ligações com chapas de extremidade, pode-se observar na Tabela 5 que a resposta

estrutural pode ser bem diferente do comportamento de uma ligação idealmente rígida. Os deslocamentos nodais podem ser bem mais acentuados caso a ligação não apresente rigidez suficientemente compatível com o modelo de ligação rígida.

Outro aspecto importante é a distribuição dos esforços internos na estrutura. Pode-se observar que os valores do momento fletor no engaste da base esquerda variam de forma significativa. A desconsideração do comportamento semirrígido e a adoção de um modelo de ligação idealmente rígido, podem conduzir a um dimensionamento baseado em hipóteses que, neste caso, subestimam os esforços na base. Pode-se observar que o momento fletor verificado na base do pilar para o pórtico com ligações idealmente rígidas é 24,2% menor do que o verificado no pórtico de ligações semirrígidas com a chapa mais espessa e 38,1% menor, se comparado ao pórtico de ligações semirrígidas com a chapa menos espessa.

6 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi apresentado um estudo do comportamento semirrígido das ligações viga-pilar, a partir de formulações teóricas via Método dos Componentes. Assim, foram obtidas representações matemáticas para o comportamento das ligações a partir de um modelo mecânico que permitiu determinar as propriedades fundamentais que governam o comportamento momento-rotação das ligações: a rigidez rotacional inicial (S_j), o momento resistente ($M_{j,Rd}$) e a capacidade de rotação (ϕ_{Cd}).

As curvas $M\phi$ obtidas a partir do modelo mecânico foram representadas numericamente por curvas multilíneas e implementadas através de elementos de mola, no programa computacional PPLANLEP apresentado por Lavall (1996) e Silva (2010), visando à análise elástica não linear de um pórtico plano, para diferentes carregamentos nodais introduzidos de forma incremental. No exemplo apresentado foi proposto que as vigas e pilares fossem conectados por meio de ligações com chapa de extremidade estendida com espessuras variáveis (25.4 mm, 19.05 mm, 15.88 mm, 12.70 mm, 9.53 mm e 6.35 mm).

Observou-se que, a partir da avaliação das rigidezes rotacionais iniciais, as ligações foram classificadas como semirrígidas (*semi-rigid*), segundo a EN 1993 - 1 - 8: (2005) e que a rigidez rotacional inicial da ligação, de modo geral, permaneceu praticamente constante para acréscimos da espessura da chapa de extremidade. Também pôde ser observado que, independentemente da rigidez, o momento resistente da ligação aumentou de forma significativa com a espessura da chapa de extremidade. As ligações com chapa de extremidade com espessuras 6.35 mm e 9.53 mm foram classificadas, quanto à resistência, como ligações flexíveis (*nominally pinned*), enquanto para as demais espessuras, as ligações foram classificadas como parcialmente resistente (*partial strength*).

Embora seja comum entre projetistas a ideia de se associar o conceito de ligações rígidas às ligações com chapas de extremidade, observou-se que a resposta estrutural foi bem distinta quando comparada à resposta obtida para uma ligação idealmente rígida. Os deslocamentos nodais foram mais acentuados para os casos em que ligação não apresentou rigidez suficientemente compatível com o modelo de ligação idealmente rígida. A influência dos efeitos das ligações semirrígidas reduz drasticamente a carga última do pórtico, situando-a entre 47% e 71% da carga última do pórtico com ligações idealmente rígidas.

Pôde-se observar que os valores do momento fletor na base variam de forma significativa. Neste caso, a desconsideração do comportamento semirrígido e a adoção de um

modelo de ligação idealmente rígido, podem conduzir a um dimensionamento baseado em hipóteses que subestimam os esforços na base. Observou-se que o momento fletor na base do pilar para o pórtico com ligações idealmente rígidas é 24,2% menor do que o verificado no pórtico de ligações semirrígidas com a chapa mais espessa e 38,1% menor, se comparado ao pórtico de ligações semirrígidas com a chapa menos espessa.

Finalmente, conclui-se o comportamento do pórtico na análise elástica em teoria de 2ª ordem, é fortemente controlado pelo efeito de flexibilidade das ligações e, nos seis casos de ligações semirrígidas analisados, a carga última foi atingida quando as ligações alcançaram a sua capacidade de rotação.

AGRADECIMENTO

Os autores são gratos à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e à FAPEMIG - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais pelo apoio recebido para a realização deste trabalho de pesquisa.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 8800. 2008. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ANSI/AISC 360-10. 2010. *Specification for Structural Steel Buildings*. AISC-American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

Chen, W. F., & Toma, S. 1994. *Advanced Analysis of Steel Frames: Theory, Software, and Applications*. Boca Raton: CRC-Press, p. 384.

EN 1993-1-8. (2005). Eurocode 3 Part 1.8: *Design of Joints*. European Committee for Standardization.

Lavall, A. C. C. 1996. *Uma Formulação Teórica Consistente para a Análise Não-Linear de Pórticos Planos pelo Método dos Elementos Finitos Considerando Barras com Imperfeições Iniciais e Tensões Residuais nas Seções Transversais*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos (USP), p. 265.

Pinheiro, L., & S. R. 2005. *Computational procedures for nonlinear analysis of frames with semi-rigid connections*. Latin American Journal of Solids and Structures, pp. v. 2, pp. 339-367.

Silva, R. G. 2010. *Estudo do Comportamento Inelástico de Pórticos Semirrígidos de Aço Utilizando a Análise Avançada*. Tese de Doutorado. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, p. 302.

Simões da Silva, L. A. 2002. *Ligações metálicas: Métodos Avançados de Análise e Dimensionamento*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, série I, nº 51, p. 37-50.