



ANÁLISE AVANÇADA DE PÓRTICOS PLANOS DE AÇO CONSIDERANDO LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

Advanced analysis of plane steel frames considering semi-rigid connections

Harley Francisco Viana (1); Renata Gomes Lanna da Silva (2)(P); Armando Cesar Campos Lavall (3); Rodrigo Sernizon Costa (4)

- (1) Engenheiro Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, MG, Brasil.
(2) Dra. Profa. Adjunta, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, MG, Brasil.
(3) Dr. Prof. Titular, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, MG, Brasil.
(4) Dr. Prof. Adjunto, Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, BA, Brasil.
Email para Correspondência: rglanna.silva@gmail.com; (P) Apresentador

Resumo: O objetivo deste trabalho é apresentar um estudo do comportamento não linear de pórticos semirrígidos de aço utilizando a análise avançada. Para isso, apresenta-se uma formulação capaz de considerar ambas as não linearidades, geométrica e do material. A não linearidade geométrica inclui os efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ e as deformações por cisalhamento nas barras por meio da teoria de Timoshenko. A não linearidade do material é considerada por meio da aplicação do conceito de plasticidade distribuída, que leva em conta o escoamento gradual do aço na seção transversal e ao longo do comprimento das barras, bem como as tensões residuais. A flexibilidade das ligações é avaliada por meio da utilização de elementos de mola não lineares, cujo comportamento é modelado através de curvas momento x rotação multilinearizadas. Exemplos numéricos são apresentados para verificar a precisão e eficiência do método proposto na obtenção do comportamento não linear de estruturas de aço.

Palavras-chave: Não linearidade do material; Não linearidade geométrica; Análise avançada; Método da zona plástica; Ligações semirrígidas.

Abstract: The objective of this work is to present a study of the nonlinear behavior of semi-rigid steel frames using advanced analysis techniques. The presented formulation accounts for both geometric and material nonlinearities. The formulation includes $P-\Delta$ and $P-\delta$ effects and shear strain of members based on the Timoshenko theory. The distributed-plasticity analysis includes the spread of plasticity within the cross section and along the member length and residual stresses. Nonlinear spring elements are used to include connections, and their behavior is modeled using multilinearized moment rotation curves. Numerical examples are presented to verify the accuracy and efficiency of the proposed method in obtaining the nonlinear behavior of steel structures.

Keywords: Material nonlinearity; Geometric nonlinearity; Advanced analysis; Plastic Zone Method; semi-rigid connections.



1 INTRODUÇÃO

As estruturas de aço são geralmente projetadas para edificações industriais e comerciais, nas quais grandes vãos são requeridos, visto que apresentam elevada relação resistência/peso e excelente ductilidade (NGUYEN; KIM, 2014). Com o surgimento de materiais mais resistentes e novas técnicas construtivas, aumentou-se o interesse em se projetar estruturas com fatores de segurança menores que os usualmente empregados, de modo a reduzir custos e aumentar a competitividade dos sistemas construtivos. Por consequência, a consideração do comportamento não linear das estruturas passou a ser demandada nas análises (SILVA, 2009).

Por meio da utilização de programas computacionais, resultados mais condizentes com o comportamento real das estruturas têm sido obtidos. Alguns softwares são capazes de considerar diferentes causas para o comportamento não linear da estrutura e diferentes tipos de carregamentos, sendo, portanto, menos conservadores e mais eficazes. Neste contexto, afim de obter resultados que possam representar com maior exatidão o comportamento das estruturas, pesquisadores têm feito uso de métodos de análise avançada. Esses métodos devem considerar simultaneamente os fatores que afetam o comportamento das estruturas de aço, tais como a não linearidade geométrica, a não linearidade física dos materiais, as imperfeições geométricas, as tensões residuais, os diferentes efeitos de carregamentos, a flexibilidade das ligações, entre outros (SILVA, 2010). Tratando-se de estruturas submetidas a carregamento severo, uma análise rigorosa como essa se torna ainda mais necessária.

A falta de conhecimento da resposta dos elementos estruturais submetidos a carregamentos extremos pode acarretar colapso parcial ou total do sistema estrutural, visto que tais solicitações podem provocar deformações permanentes e danos localizados na estrutura. Portanto, nessas ocasiões, a realização apenas de uma análise estática linear elástica tende a ser antieconômica em decorrência do emprego de fatores de segurança maiores. Além disso, para o desenvolvimento de um projeto estrutural econômico que garanta a estabilidade global do sistema, é de fundamental importância a consideração da flexibilidade das ligações nas análises. Conseqüentemente, o desenvolvimento e implementação de formulações que apresentam recursos para análises não lineares estática e dinâmica das estruturas que consideram o efeito da flexibilidade das ligações viga-pilar tem sido o foco de vários pesquisadores. Os trabalhos realizados por Chan e Chui (2000), Sekulovic e Salatic (2001), Pinheiro e Silveira (2005), Silva (2009), Silva (2010), Nguyen e Kim (2016), entre outros autores demonstram a relevância desse tema.

Chan e Chui (2000) apresentaram um vasto apanhado de estudos sobre análise estática e dinâmica de estruturas de aço considerando o material inelástico, as tensões residuais, a não linearidade geométrica e as ligações semirrígidas. Para capturar o comportamento não linear do material, os autores empregam o método da rótula plástica refinada, enquanto que o comportamento não linear das ligações semirrígidas é obtido por meio do monitoramento da relação momento x rotação. Sekulovic e Salatic (2001) desenvolveram um elemento de pórtico plano com ligação semirrígida incluindo a



excentricidade da conexão viga-pilar. Posteriormente, Pinheiro e Silveira (2005) propuseram um modelo numérico para análise elástica em teoria de segunda ordem de pórticos planos de aço. A conexão viga-pilar foi representada por meio de um elemento de mola rotacional de comprimento nulo. Silva (2009) apresentou formulações baseadas no método da rótula plástica refinada para análise avançada de pórticos planos de aço considerando ligações semirrígidas. Silva (2010) desenvolveu uma formulação para a análise avançada de pórticos planos de aço, baseada no método da zona plástica. Assim como o modelo proposto por Nguyen e Kim (2016), a formulação apresentada é capaz de considerar as imperfeições geométricas iniciais, as tensões residuais e o efeito das deformações por cisalhamento e as ligações semirrígidas.

O objetivo deste trabalho é apresentar um estudo do comportamento não linear de pórticos semirrígidos de aço utilizando a análise avançada. Para isso, utiliza-se uma formulação capaz de considerar ambas as não linearidades, geométrica e do material. A não linearidade geométrica inclui os efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ e as deformações por cisalhamento nas barras por meio da teoria de Timoshenko. Para se considerar a não linearidade do material utiliza-se o método da zona plástica, que leva em conta o escoamento gradual do aço na seção transversal e ao longo do comprimento das barras, bem como as tensões residuais. A fim de incluir o efeito da flexibilidade das ligações, são usados elementos de mola não lineares, cujo comportamento não linear é modelado por meio do emprego de curvas momento x rotação multilinearizadas. Exemplos numéricos são apresentados para verificar a precisão e eficiência do método proposto na obtenção do comportamento não linear de estruturas de aço.

2 FORMULAÇÃO PARA ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR DE PÓRTICOS PLANOS DE AÇO

Nesta seção é apresentada de forma sucinta a formulação para análise não linear de pórticos planos pelo método dos elementos finitos descrita no trabalho de Silva (2010), que foi utilizada nos estudos deste trabalho. A formulação baseia-se na hipótese cinemática de Timoshenko (1921), na qual se considera que as seções transversais planas e ortogonais ao eixo da barra permanecem planas, porém não mais ortogonais ao eixo da barra após a deformação. Logo, a teoria admite, além da deformação oriunda do momento fletor, a deformação devido à distorção da seção transversal. Tal metodologia é capaz de considerar as não linearidades, geométrica e do material, por meio de uma formulação Lagrangeana atualizada que utiliza a abordagem corrotacional para a obtenção da matriz de rigidez tangente consistente do elemento de pórtico plano. As deformações dos membros são assumidas pequenas, mas grandes deslocamentos e rotações de corpo rígido são permitidos. Uma descrição mais detalhada da formulação apresentada pode ser obtida em Silva (2010).

2.1 Elemento finito de pórtico plano

A Figura 1 mostra um elemento de pórtico plano com nós do elemento rígidos "a" e "b" em sua configuração inicial. No sistema global de referência (x, y) , os nós possuem

três graus de liberdade, sendo duas translações u e v nas direções x e y , respectivamente, e uma rotação θ , considerada positiva quando medida no sentido anti-horário. Considerando-se o sistema local de coordenadas corrotacional (x_r, y_r) , com origem no centro do elemento, define-se l_r como o comprimento do elemento entre os seus nós de extremidade, cujo ângulo com o eixo de referência global é ϕ_r .

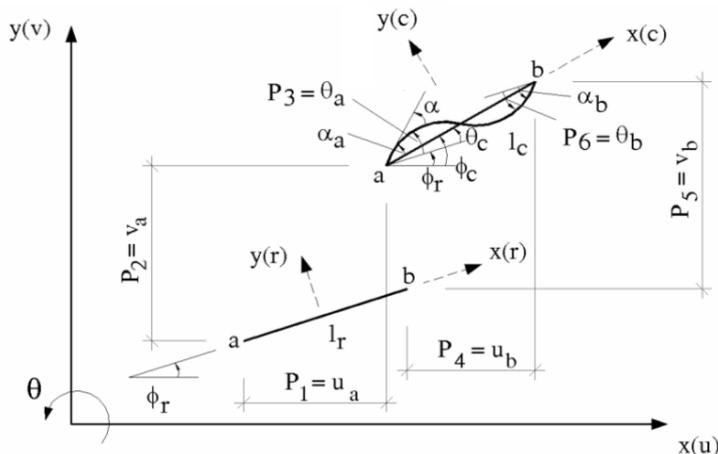


Figura 1. Elemento de pórtico plano em sua configuração de referência e em sua configuração corrigida para a condição de extremidades rígido-rígido

Fonte: (Silva, 2010)

Os graus de liberdade naturais e cartesianos do elemento são definidos, respectivamente, por:

$$\mathbf{q}_a^T = \{q_1 = l_c - l_r; q_2 = \alpha_a; q_3 = \alpha_b\}; \quad \mathbf{p} = \{u_a; v_a; \theta_a; u_b; v_b; \theta_b\} \quad (1)$$

As relações entre os graus de liberdade naturais e cartesianos são importantes e listados abaixo:

$$\begin{cases} q_1 = l_c - l_r \\ q_2 = \alpha_a = \theta_a - \theta_c = p_3 - \phi_c + \phi_r \\ q_3 = \alpha_b = \theta_b - \theta_c = p_6 - \phi_c + \phi_r \end{cases} \quad (2)$$

2.2 Campo de deslocamento

Segundo a teoria de flexão de Timoshenko (1921), o campo de deslocamento dos pontos pertencentes à barra fica determinado uma vez conhecidos os deslocamentos axiais (\bar{u}) e transversais (\bar{v}) dos pontos situados sobre seu eixo, assim como a rotação das seções transversais (θ), como mostrado na Figura 2.

No sistema corrotacional (x_c, y_c) os deslocamentos u_c e v_c representam os campos de deslocamento do ponto P pertencente à seção S , caracterizado pela coordenada y_r relativa ao eixo da barra. Supondo que o ângulo de rotação é suficientemente pequeno, esses campos de deslocamento podem ser obtidos por:

$$u_c(x, y) = \bar{u}_c(x) - y_r \theta \quad (3)$$

$$v_c(x, y) = \bar{v}_c(x) - y_r \frac{\theta^2}{2} \quad (4)$$

onde \bar{u}_c e \bar{v}_c são os deslocamentos do eixo da barra no sistema corrotacional.

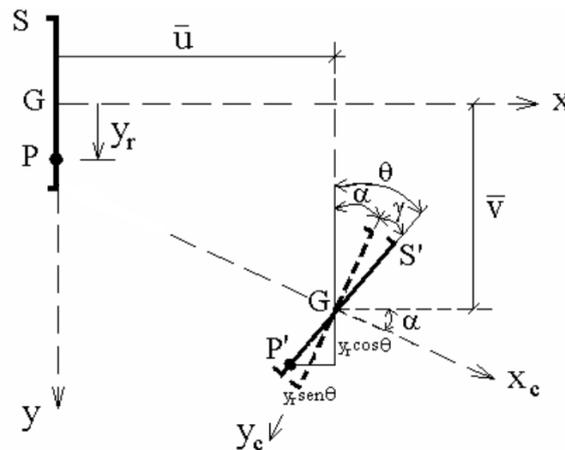


Figura 2. Campo de deslocamento na flexão considerando a teoria de Timoshenko

Fonte: (Silva, 2010)

2.3 Campo de deformação

Desprezando-se os termos de ordem superior, as expressões analíticas do campo de deformação consistente com a mecânica dos materiais sólidos podem ser dadas por:

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} = \frac{d\bar{u}}{dx} - y_r \frac{d\theta}{dx} = \bar{\varepsilon}_x - y_r \alpha' \quad (5)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} = -\theta + \alpha = -\gamma \quad (6)$$

A Figura 3 mostra um elemento infinitesimal do eixo da barra. A rotação de flexão α das seções transversais decorre dos deslocamentos \bar{u}_c e \bar{v}_c dos pontos situados sobre o eixo, sendo obtida por:

$$\operatorname{tg} \alpha \approx \alpha = \left(\frac{d\bar{v}_c}{dx + d\bar{u}_c} \right) = \left(\frac{d\bar{v}_c/dx}{1 + d\bar{u}_c/dx} \right) = \left(\frac{\bar{v}_c'}{1 + \bar{u}_c'} \right) \quad (7)$$

Após deformação, o comprimento infinitesimal da fibra do eixo da barra é dado pela expressão:

$$d\bar{S}_c = \left[(dx + d\bar{u}_c)^2 + (d\bar{v}_c)^2 \right]^{1/2} \quad (8)$$

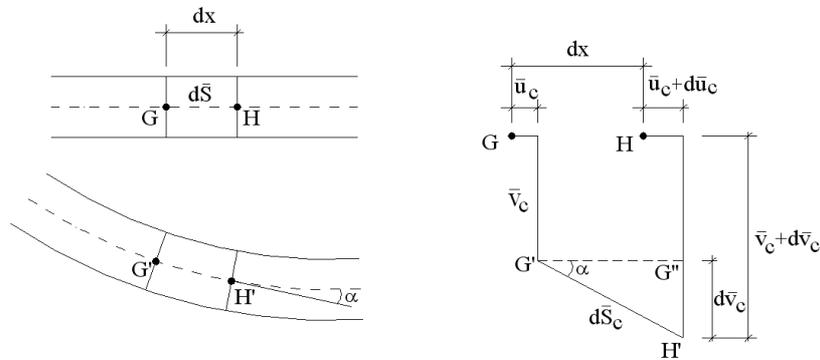


Figura 3. Elemento infinitesimal do eixo da barra antes e após deformação

Fonte: (Silva, 2010)

O alongamento ou encurtamento de uma fibra do eixo da barra é calculado dividindo a Eq. (8) por $d\bar{S}_r = dx_r = dx$:

$$\bar{\lambda} = \frac{d\bar{S}_c}{d\bar{S}_r} = \frac{d\bar{S}_c}{dx} = \left[(1 + \bar{u}'_c)^2 + (d\bar{v}'_c)^2 \right]^{1/2} \quad (9)$$

O cosseno do ângulo α é dado por:

$$\cos \alpha = \frac{dx + d\bar{u}_c}{d\bar{S}_c} = \frac{1 + \bar{u}'_c}{\bar{\lambda}} \quad (10)$$

Logo, a Eq. (9) pode ser reescrita como:

$$\bar{\lambda} = (1 + \bar{u}'_c) \sec \alpha \quad (11)$$

A deformação longitudinal da fibra do eixo da barra pode ser obtida pela relação:

$$\bar{\varepsilon} = \bar{\lambda} - 1 \quad (12)$$

Assim, a expressão analítica do campo de deformações consistente com a mecânica dos sólidos torna-se:

$$\varepsilon_x = (1 + \bar{u}'_c) \sec \alpha - 1 - y_r \alpha' \quad (13)$$

Adotando-se aproximações de segunda ordem para a função trigonométrica, a Eq. (13) pode ser escrita como:

$$\varepsilon_x = (1 + \bar{u}'_c) \left(1 + \frac{\alpha^2}{2} \right) - 1 - y_r \alpha'; \quad \gamma_{xy} = -\gamma \quad (14)$$

Essas deformações dependem da escolha de funções de interpolação expressas em função dos graus de liberdade naturais.

2.4 Equações de Equilíbrio

O Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) é empregado para a obtenção do equilíbrio do elemento. O trabalho virtual interno de um elemento é dado por:

$$\int_{V_r} \sigma_x \delta \varepsilon_x dV_r + \int_{V_r} \tau_{xy} \delta \gamma_{xy} dV_r = P_i \delta p_i \quad (15)$$

onde dV_r é o elemento de volume na configuração de referência, σ_x a tensão normal, τ_{xy} a tensão de cisalhamento, $\delta \varepsilon_x$ a deformação longitudinal virtual, $\delta \gamma_{xy}$ a distorção virtual de uma fibra e P_i são as forças nodais do elemento.

As deformações virtuais, alongamento e distorção, são dados respectivamente por:

$$\delta \varepsilon_x = \varepsilon_{x,\alpha} q_{\alpha,i} \delta p_i \quad (16)$$

$$\delta \gamma_{xy} = \gamma_{xy,\alpha} q_{\alpha,i} \delta p_i \quad (17)$$

Assim, as equações de equilíbrio do elemento são obtidas por:

$$P_i = Q_\alpha q_{\alpha,i} \quad (18)$$

sendo Q_α os esforços internos naturais nas coordenadas corrotacionais dado por:

$$Q_\alpha = \int_{V_r} (\sigma_x \varepsilon_{x,\alpha} + \tau_{xy} \gamma_{xy,\alpha}) dV_r \quad (19)$$

2.5 Matriz de Rigidez Tangente do Elemento

Considerando uma formulação de equilíbrio incremental, a derivada de P em relação ao tempo pode ser obtida da seguinte forma:

$$\frac{dP}{dt} = \frac{\partial P}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial t} = \mathbf{K} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (20)$$

onde \mathbf{K} é a matriz de rigidez tangente do elemento em coordenadas cartesianas.

As componentes k_{ij} são obtidas por meio das derivadas de P_i em relação às coordenadas cartesianas p_j :

$$\frac{\partial P_i}{\partial p_j} = k_{ij} = q_{\alpha,i} Q_{\alpha,\beta} q_{\beta,j} + Q_\alpha q_{\alpha,ij} \quad (21)$$

Derivando a Eq. (19) com relação a q_β , tem-se:

$$Q_{\alpha,\beta} = D_{\alpha,\beta}^f + H_{\alpha,\beta}^f + D_{\alpha,\beta}^c + H_{\alpha,\beta}^c \quad (22)$$

Onde:

$$D_{\alpha,\beta}^f = \int_{V_r} \varepsilon_{x,\alpha} \frac{d\sigma}{d\varepsilon_x} \varepsilon_{x,\beta} dV_r \quad (23)$$

$$H_{\alpha\beta}^f = \int_{V_r} \sigma_x \varepsilon_{x,\alpha\beta} dV_r \quad (24)$$

$$D_{\alpha\beta}^c = \int_{V_r} \gamma_{xy,\alpha} \frac{d\gamma_{xy}}{d\gamma_{xy,\beta}} \gamma_{xy,\beta} dV_r \quad (25)$$

$$H_{\alpha\beta}^c = \int_{V_r} \tau_{xy} \gamma_{xy,\alpha\beta} dV_r \quad (26)$$

As matrizes de rigidez tangente constitutiva e geométrica, ambas no sistema de coordenadas corrotacionais, são dadas por:

$$k_{ij} = q_{\alpha,i} \left(D_{\alpha\beta}^f + D_{\alpha\beta}^c \right) q_{\beta,j} + q_{\alpha,i} \left(H_{\alpha\beta}^f + H_{\alpha\beta}^c \right) q_{\beta,j} + Q_{\alpha} q_{\alpha,j} \quad (27)$$

A primeira parte da Eq. (27) representa a parcela constitutiva, a segunda e a terceira compõem a parcela geométrica, formada pelos efeitos P- δ e P- Δ , respectivamente.

Para os elementos mola de comprimento desprezável, que representam o comportamento de uma ligação viga-pilar na análise, obtém-se uma matriz de rigidez por meio da utilização de uma curva multilinearizada momento-rotação. Assim como os graus de liberdade dos elementos de barra, o elemento de ligação possui duas translações e uma rotação. A vantagem da utilização desses elementos reside no fato de não existir a necessidade de modificação dos elementos de barra para a consideração da flexibilidade das ligações. Assim, a matriz de rigidez da ligação é incorporada à matriz de rigidez global do sistema.

3 IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

A formulação apresentada na seção anterior foi implementada no programa PPLANLEP, desenvolvido por Lavall (1996) e adaptado por Silva (2010). Esse programa foi escrito na linguagem FORTRAN 90 e é composto por duas partes: o programa principal e as subrotinas. O programa principal estabelece a sequência das subrotinas e controla o número de iterações a serem executadas durante as análises, ao passo que as subrotinas executam os procedimentos para a análise elastoplástica em segunda ordem de pórticos planos de aço.

Os coeficientes da matriz de rigidez dependem do módulo de elasticidade do material E, da área da seção transversal A, do momento de inércia I, do momento estático S e das forças normal e de cisalhamento. Para a determinação das propriedades EA, EI e ES realiza-se a discretização da seção transversal em fatias retangulares. Durante a análise, são monitoradas as relações tensão-deformação dos materiais e momento-rotação das ligações, dadas por curvas multilinearizadas de 5 trechos (Figuras 4-a e 4-b).

Caso a tensão no centro de uma determinada fatia alcance a resistência ao escoamento, toda fatia passa ser considerada elastoplástica, enquanto que as fatias submetidas à tensões menores que a tensão de escoamento permanecem no regime

elástico. Após a plastificação da fatia, o módulo de elasticidade passa a ser o módulo tangente E_{ti} , dado por:

$$E_{t_i} = E_i \left(1 - \frac{E_i}{E_i + H'} \right) \quad (28)$$

sendo H' o parâmetro de encruamento.

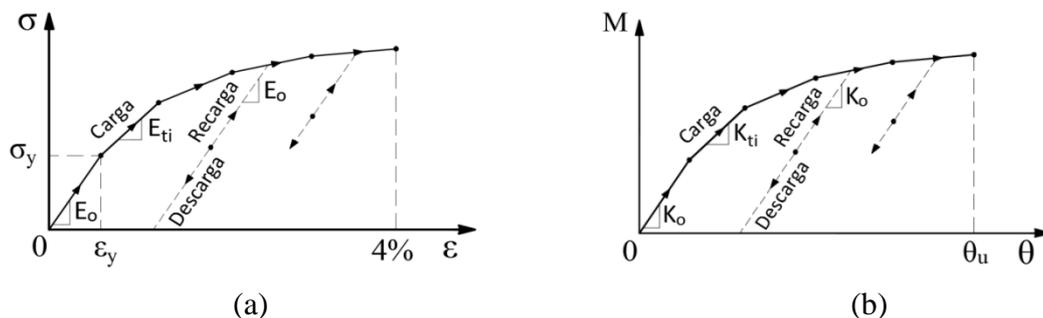


Figura 4. (a) Relação tensão x deformação (b) Relação Momento x rotação relativa

Para a obtenção da trajetória de equilíbrio, é empregado o método de Newton Raphson puro juntamente com a estratégia de iteração de controle de carga. No processo incremental-iterativo, a convergência é verificada por meio da comparação dos valores dos deslocamentos nodais correspondentes aos n graus de liberdade, na iteração corrente k , com aqueles da iteração imediatamente anterior $k-1$.

4 EXEMPLOS NUMÉRICOS E RESULTADOS

Com o objetivo de verificar a precisão e eficiência da metodologia apresentada na obtenção do comportamento não linear de estruturas de aço com ligações semirrígidas, foram obtidas as trajetórias de equilíbrio de dois pórticos utilizando o programa PPLANLEP. Os resultados alcançados foram comparados com os resultados encontrados na literatura.

4.1 Pórtico simples com imperfeição geométrica inicial

Nesta seção, é analisado um pórtico simples com bases rotuladas e ligações semirrígidas (Figura 5). O módulo de elasticidade do material é igual a 205 GPa e a tensão de escoamento igual a 235 MPa. Para a lei constitutiva do aço, considera-se um comportamento bilinear elastoplástico perfeito com deformação última igual a 0,04. As tensões residuais são assumidas iguais a 50% da tensão de escoamento para as vigas e pilares. Todos os membros são constituídos pelo perfil W8x48. Os pilares possuem 3,50 m de comprimento e a viga 5 m de vão. As vigas e os pilares foram discretizados em quatro elementos e as seções transversais foram discretizadas em 50 fatias, sendo 20 para cada mesa e 10 para a alma. A imperfeição geométrica inicial, ψ , é assumida igual

a 1/200. O pórtico é analisado com e sem a consideração do efeito das deformações por cisalhamento, isto é, considerando-se a teoria de Timoshenko (TT) e a teoria de Bernoulli-Euler (TE), respectivamente.

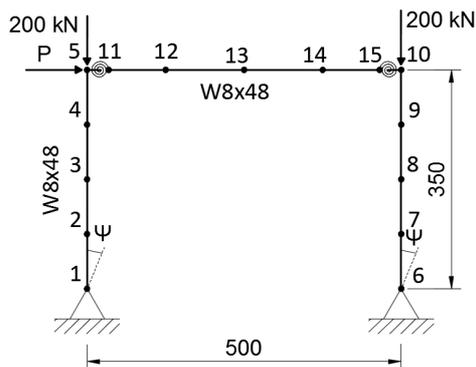


Figura 5. Pórtico simples com imperfeição geométrica inicial

A Figura 6 exibe as curvas momento-rotação das ligações consideradas. Neste trabalho, o comportamento das ligações é aproximado por uma curva multilinear com 5 trechos lineares. Nota-se que a ligação C-1 possui o maior momento resistente, enquanto que a ligação C-3, o menor.

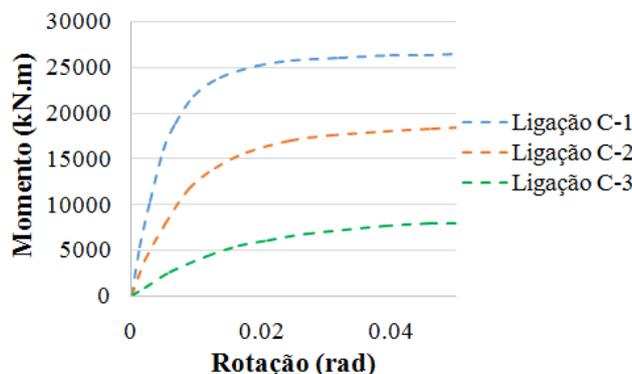


Figura 6. Curvas não lineares momento-rotação das ligações C-1, C-2 e C-3.

As trajetórias de equilíbrio adquiridas via programa PPLANLEP baseado no método da zona plástica são comparadas com as respostas obtidas por Chan e Chui (2000), que utilizaram o método da rótula plástica refinada para a captura do comportamento não linear do material. A Figura 7 exibe as trajetórias de equilíbrio obtidas para o nó 10. Pode-se observar que as curvas de carga-deslocamento obtidas pelo programa proposto, com e sem a presença de deformações de cisalhamento têm uma boa correlação com as curvas carga-deslocamento de Chan e Chui (2000), para os pórticos com as ligações C-1, C-2, C-3 e rígidas convencionais. Nota-se que, o cisalhamento tem uma influência desprezível na carga final, mas há uma ligeira diminuição da rigidez no comportamento da estrutura devido à presença de deformações de cisalhamento.

Adicionalmente, pode-se perceber que o comportamento das ligações afeta consideravelmente o limite de resistência do pórtico. Para a carga de colapso, as rotações obtidas pelo programa nas ligações C-1 do pórtico foram menores do que a capacidade última de rotação θ_u das ligações correspondentes. Dessa forma, as ligações apresentam ductilidade adequada para permitir a evolução da plastificação até o colapso. Já as rotações nas ligações C-2 e C-3 atingiram a capacidade última de rotação θ_u das ligações correspondentes não permitindo a evolução da plastificação dos membros até o colapso.

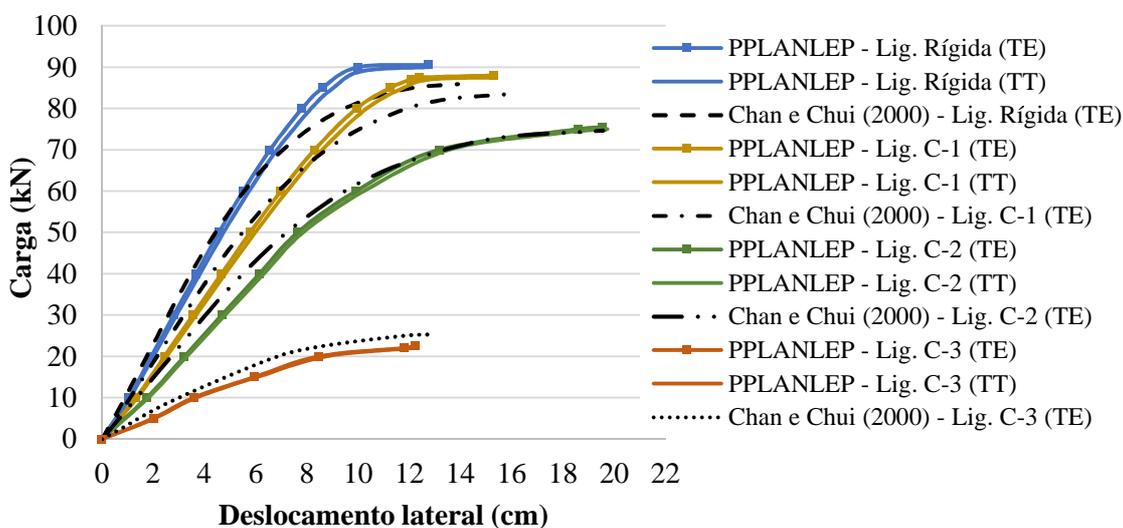


Figura 7. Trajetória de equilíbrio para o nó 10

A Tabela 1 apresenta uma comparação da carga limite dos pórticos considerando-se os diferentes tipos de ligações. Observa-se que a carga última alcançada com a ligação semirrígida C-3 é significativamente menor do que aquelas alcançadas nos outros casos de ligações, indicando a importância de se considerar adequadamente o comportamento das ligações nas análises estruturais.

Tabela 1. Comparação dos valores de carga limite

Ligação	Carga Limite (kN)		Diferença (%)
	Chan e Chui (2000)	PPLANLEP	
Rígida	85,9	90,0	4,77
Tipo C-1	83,6	87,5	4,67
Tipo C-2	74,7	75,5	1,07
Tipo C-3	25,3	22,5	-11,07

4.2 Pórtico de dois andares e um vão

A Figura 8 mostra o pórtico de dois andares e um vão com bases rotuladas, estudado por Chan e Chui (2000) e outros autores. Três tipos de ligações viga-pilar são considerados: ligação rígida convencional, ligação com cantoneira de alma simples

(ligação A) e ligação com chapa de topo (ligação C). O módulo de elasticidade do material é igual a 200 GPa e a tensão de escoamento, 235 MPa. Para a lei constitutiva do aço, considerou-se um comportamento bilinear elastoplástico perfeito com deformação última igual a 0,04. As tensões residuais são assumidas iguais a 50% e 30% da tensão de escoamento para as vigas e pilares, respectivamente. As vigas são constituídas por perfil W14x48 e os pilares, por perfil W12x96. Os pilares possuem 3,66 m de comprimento e as vigas 6,10 m de vão. Assim como Chan e Chui (2000), dois elementos para as vigas e apenas um elemento para os pilares foram utilizados na discretização. As seções transversais foram discretizadas em 50 fatias, sendo 20 para cada mesa e 10 para a alma. O pórtico foi analisado segundo a teoria de Euler-Bernoulli, desprezando-se, assim, o efeito das deformações por cisalhamento.

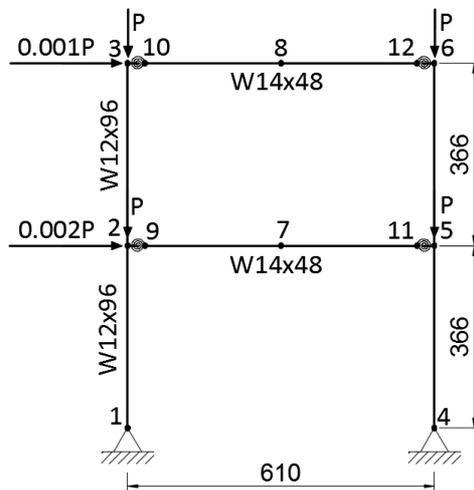


Figura 8. Pórtico de dois andares e um vão – em cm

A Figura 9 exibe as curvas momento-rotação relativa das ligações A e C. O comportamento das ligações é aproximado por uma curva multilinear com 5 trechos lineares.

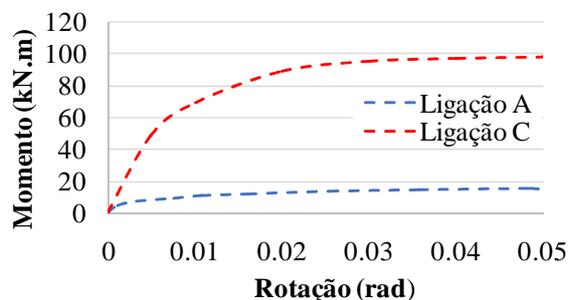


Figura 9. Curvas não-lineares momento-rotação das ligações A e C.

As trajetórias de equilíbrio obtidas pelo programa PPLANLEP são comparadas com as respostas obtidas por Chan e Chui (2000). A Figura 10 exibe as trajetórias de equilíbrio obtidas para o nó 3. Observa-se que as curvas adquiridas por meio do

programa PPLANLEP apresentam um comportamento semelhante às trajetórias de equilíbrio obtidas por Chan e Chui (2000). No entanto, a utilização da metodologia apresentada leva à obtenção de um deslocamento, correspondente à carga limite, maior.

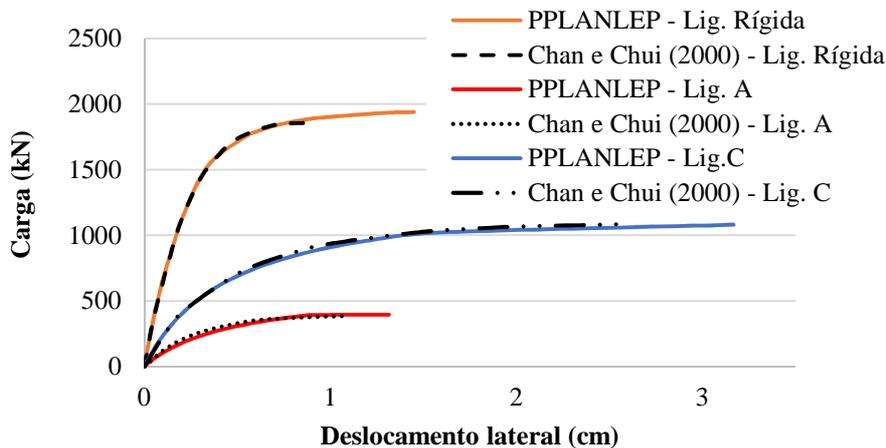


Figura 10. Trajetória de equilíbrio para o nó 3

A Tabela 2 apresenta uma comparação da carga limite dos pórticos com diferentes tipos de ligações obtida por meio da presente formulação e pelos autores em questão. Como esperado, a carga limite é maior à medida que as rigidezes das ligações aumentam.

Tabela 2. Comparação dos valores de carga limite

Ligação	Carga Limite (kN)		Diferença (%)
	Chan e Chui (2000)	PPLANLEP	
Rígida	1854,9	1942,5	4,72
Tipo C	1098,7	1086,0	-1,16
Tipo A	395,8	395,5	-0,08

As Figuras 11-a e 11-b mostram, para a carga de colapso da estrutura, os percentuais do momento último nas ligações semirrígidas A e C e as Figuras 11-b e 11-c, os percentuais de sollicitação em relação à plastificação nas extremidades dos pilares e das vigas para o pórtico com ligações C e os percentuais de sollicitação da plastificação nas extremidades dos pilares para o pórtico rígido, respectivamente.

Pode-se observar que o colapso dos pórticos com ligações A e C é diferente do pórtico rígido convencional. No pórtico com ligações rígidas (Figura 11-c), as rótulas plásticas são desenvolvidas nas extremidades dos pilares do 1º andar. Nos pórticos com ligações A e C (Figuras 11-a e 11-b), as rótulas plásticas são desenvolvidas nas ligações. Enquanto que a falha do pórtico rígido está associada à instabilidade inelástica, a falha dos pórticos semirrígidos está relacionada à capacidade última das ligações.

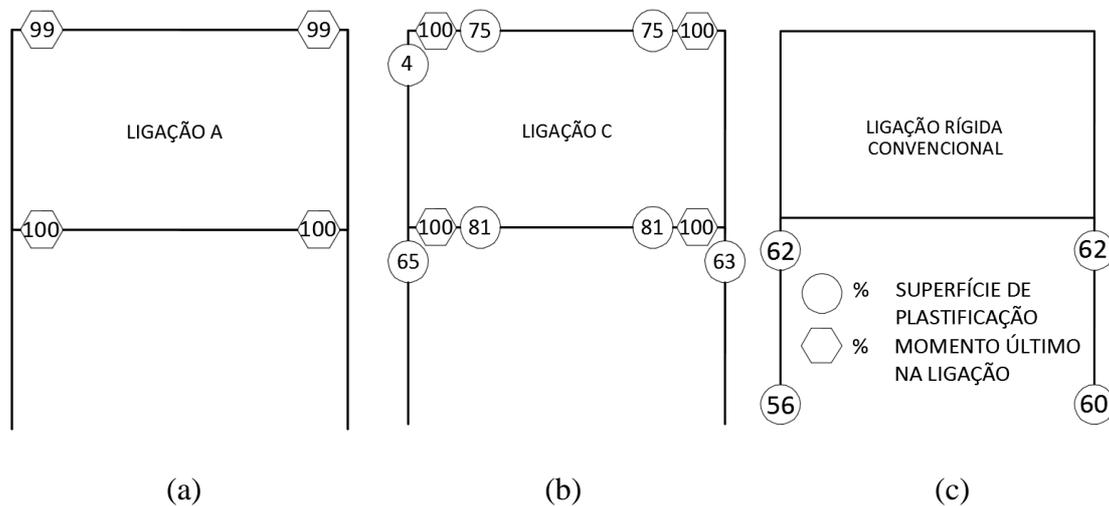


Figura 11. Percentual de plastificação nas barras do pórtico e percentual do momento último nas ligações

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Um procedimento numérico é apresentado para a análise avançada de pórticos planos de aço considerando ligações semirrígidas. A metodologia é capaz de considerar ambas as não linearidades, geométrica e do material. A não linearidade do material é capturada por meio do emprego do método da plasticidade distribuída, que leva em conta o escoamento gradual do aço na seção transversal e ao longo do comprimento das barras, bem como as tensões residuais. A flexibilidade das ligações é considerada por meio do monitoramento da curva momento-rotação das ligações, ao passo que os efeitos da não linearidade geométrica são inseridos por meio do emprego da técnica corrotacional, que permite a consideração de grandes deslocamentos e rotações dos nós.

A partir dos resultados obtidos no presente estudo, conclui-se que, embora a hipótese do comportamento rígido ou rotulado das ligações seja amplamente adotada na análise e dimensionamento de uma estrutura, a mesma resulta em valores incorretos das respostas estruturais, uma vez que a maioria das ligações apresenta um comportamento não linear intermediário, definido como semirrígido. Desse modo, é de suma importância a consideração do movimento relativo e transmissão de momento fletor entre os elementos conectados durante as análises. A formulação apresentada pode suficientemente avaliar a resistência e estabilidade de um sistema estrutural de modo que é possível dispensar as verificações posteriores de cada elemento separadamente. Além disso, por permitir a consideração do efeito das deformações por cisalhamento, a mesma pode ser empregada na análise de vigas curtas e espessas. Os resultados alcançados demonstram o grande potencial da metodologia apresentada na obtenção do comportamento não linear de estruturas de aço.



AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro em forma de fomento à pesquisa concedido pela FAPEMIG - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais e pelo CEFET-MG - Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais.

REFERÊNCIAS

CHAN, S.-L.; CHUI, P.-T. *Non-linear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections*. Oxford: Elsevier, 2000.

LAVALL, A. C. C. *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 na seção transversal*. São Carlos. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Escola de Engenharia de São Carlos (USP), 1996.

NGUYEN, P.-C.; KIM, S.-E. An advanced analysis method for three-dimensional steel frames with semi-rigid connections. *Finite Elements in Analysis and Design*, v. 80, n. Supplement C, p. 23–32, 2014.

NGUYEN, P.-C.; KIM, S.-E. Advanced analysis for planar steel frames with semi-rigid connections using plastic-zone method. *Steel Compos. Struct*, v. 21, n. 5, p. 1121–1144, 2016.

PINHEIRO, L.; SILVEIRA, R. A. DA M. Computational procedures for nonlinear analysis of frames with semi-rigid connections. *Latin American Journal of Solids and Structures*, v.2, p.339-367, 2005.

SEKULOVIC, M.; SALATIC, R. Nonlinear analysis of frames with flexible connections. *Computers & Structures*, v. 79, n. 11, p. 1097–1107, 2001.

SILVA, A. R. D. *Sistema computacional para análise avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas*. Ouro Preto. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 2009.

SILVA, R. G. L. *Análise inelástica avançada de pórticos planos de aço considerando as influências do cisalhamento e de ligações semirrígidas*. Belo Horizonte. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) — Universidade Federal de Minas Gerais, , 2010.

TIMOSHENKO, S. P. LXVI. On the correction for shear of the differential equation for transverse vibrations of prismatic bars. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, v. 41, n. 245, p. 744–746, 1921.