

Strength analysis of steel columns under influence of residual stresses and geometric imperfections

Jefferson A. Ferreira¹, Giovani V. Costa², Harley F. Viana¹, Renata G. L. Silva¹

¹*Dept. of Civil Engineering, Federal Center for Technological Education of Minas Gerais
7675 Amazonas Avenue, 30510-000, Minas Gerais, Brazil*

jeffersoncivilcefet@gmail.com

harley-viana@hotmail.com

rglanna.silva@gmail.com

²*Dept. of Mechanical Engineering, Federal Center for Technological Education of Minas Gerais
7675 Amazonas Avenue, 30510-000, Minas Gerais, Brazil*

giovaniutorio@gmail.com

Abstract. Knowledge about the behavior of structures is of great importance for the correct design of a structural project. Generally, it is desired to obtain lighter and slender structures, which, in addition to providing cost savings, present a good performance in face of the requesting efforts. In addition, improvements in computational methods for advanced analysis have favored the achievement of results closer to the structure's real behavior. In this sense, the objective of this article is to evaluate the influence of residual stresses and geometric imperfections on steel columns subjected to bending around weak-axis, especially in columns with intermediate slenderness ($40 \leq l/r \leq 120$). For this end, it is used the data obtained by a non-commercial software, called PPLANLEP program, which is based on the Finite Element Method and is capable of considering the physical nonlinearity, modeled by the distributed plasticity approach, and the geometric nonlinearity. In the analyses, residual self-balanced stresses due to material manufacturing process are considered with different magnitudes and distributions on the flanges and web for an I-type cross section. In addition, this factor is combined with different configurations of initial geometric imperfections. Finally, the resistance curves of the columns are compared with the curves proposed by the Brazilian standard ABNT NBR 8800: 2008 and European standard EN 1993-1-1: 2005. It is verified an inadequacy in the use of the single buckling curve, adopted by the Brazilian standard, for flexural buckling about minor axis. In addition, it is observed that the use of the buckling curve "c" proposed by the European standard is more assertive for the design of columns subjected to bending around the weak-axis.

Keywords: Advanced analysis, Geometric imperfections, Residual stresses, Strength of steel columns

1 Introdução

Estruturas de aço têm sido alvo de diversas pesquisas ao longo dos anos devido ao bom desempenho estrutural do material, que possui propriedades importantes para a engenharia, das quais se destacam: elasticidade, maleabilidade, durabilidade e boa resistência. Entretanto, no processo de fabricação dos perfis de aço podem surgir tensões residuais, originadas do resfriamento não-uniforme da peça. Caso não seja feito um alívio de tensões, uma das principais características benéficas do aço, a boa resistência aos esforços, pode ser afetada.

Conforme destacado por Galambos [1], os principais fatores que influenciam na distribuição das tensões residuais são: a temperatura de laminação do aço ou soldagem, o formato da seção transversal, as condições de resfriamento, os métodos para retificação da peça e as propriedades dos materiais. Segundo Alpsten e Tall [2], as tensões residuais possuem influência significativa na resistência à compressão de estruturas metálicas. Almeida e Lavall [3] evidenciaram que a combinação das tensões residuais com as imperfeições geométricas iniciais afetam significativamente a resistência à compressão dos pilares com esbeltez intermediária ($40 \leq l/r \leq 120$), sendo assim, são fatores preponderantes para o correto dimensionamento dessas estruturas. Nesse sentido, encontra-se na literatura diversas formulações baseadas no método dos elementos finitos capazes de considerar tais fatores simultaneamente durante as análises. Em geral, essas formulações se diferem pelos métodos utilizados para a consideração das não linearidades, física do material e geométrica da estrutura.

A análise que considera simultaneamente a não linearidade geométrica e do material, as tensões residuais e imperfeições geométricas, de forma que não seja necessária a verificação de cada elemento de forma isolada, é conhecida como Análise Avançada [4][5]. Conforme Silva [5], a análise avançada procura considerar nos modelos matemáticos hipóteses mais condizentes com o comportamento real da estrutura. Em seu estudo, Liew et al. [6] define algumas exigências a serem cumpridas para que o método seja considerado como análise avançada, tais como, consideração dos efeitos de plasticidade, tensões residuais, imperfeições geométricas iniciais e também os efeitos de segunda ordem P- Δ e P- δ . Os efeitos P- Δ e P- δ são efeitos relacionados à estabilidade da estrutura, oriundos das cargas axiais e das curvaturas das barras, respectivamente. Com o avanço na tecnologia dos hardwares e softwares, esse tipo de análise pode ser facilmente incorporada nas rotinas dos programas de análise estrutural.

De acordo com Kim e Chen [7], desde 1970 diversas pesquisas têm sido desenvolvidas relacionadas a validação de métodos de Análise Avançada, os quais são classificados em (1) Método da rótula plástica refinada (MRPR) e (2) Método da zona plástica (MZP). A primeira abordagem surge do refinamento do método da rótula plástica, o qual considera a plasticidade concentrada, ao possibilitar a ocorrência de rótulas plásticas de comprimento nulo nas extremidades. O refinamento do método é feito de modo a considerar os efeitos da propagação da plasticidade, bem como os efeitos de tensões residuais e imperfeições geométricas [6].

Por outro lado, o método da zona plástica permite o monitoramento da distribuição da plasticidade ao longo do comprimento do membro estrutural e da altura da seção transversal. Além disso, esse método é capaz de incluir o efeito das tensões residuais, imperfeições geométricas iniciais e demais efeitos de segunda ordem, por meio da divisão dos membros estruturais em pequenos elementos finitos e a discretização das seções transversais em diversas fibras. Como salientado por certos autores [8]–[11], o método da zona plástica classifica-se como método “exato” de *Análise Inelástica Avançada* e é capaz de fornecer resultados mais precisos do comportamento real das estruturas.

No que se refere às curvas de flambagem para o dimensionamento de barras de aço sob compressão centrada, assunto do presente trabalho, pode-se mencionar duas principais vertentes de interesse no âmbito brasileiro: a chamada “curva única americana” proposta pelo *American Institute of Steel Construction* (AISC) [12] e as curvas propostas pela EN1993-1-1 [13] (Eurocode 3). A norma brasileira ABNT NBR 8800 [14] adotou em sua última revisão, ocorrida em 2008, a curva única prescrita pela AISC. No entanto, conforme destacado em alguns trabalhos, ao simplificar o processo de cálculo por meio da adoção de uma única curva, os resultados obtidos apresentam-se superiores aos reais, em algumas situações, e inferiores em outras, embora estejam dentro de limites aceitáveis no quesito segurança estrutural [5][15]. Como exemplo de tal ocorrência, Silva [5] apresenta um estudo do comportamento de perfis de aço submetidos à flexão em torno dos eixos de maior e menor inércia, onde foi constatado que a curva única adotada pela ABNT NBR 8800 [14] não descreve satisfatoriamente o caso de flexão em torno do eixo de menor inércia de pilares comprimidos axialmente.

Este trabalho tem por objetivo o estudo da resistência à compressão de pilares de aço com perfis “I”, considerando a influência da distribuição das tensões residuais nas mesas e alma do perfil, e das imperfeições geométricas iniciais, as quais são modeladas com formato linear e senoidal. Para a realização das análises, é

empregado o programa não comercial PPLANLEP (Programa de Pórticos Planos de Aço, considerando a Análise Não Linear Elasto-Plástica), que se baseia no método de análise avançada com plasticidade distribuída [16]–[18]. Esse software utiliza a descrição Lagrangiana Atualizada juntamente com a abordagem corrotacional para a obtenção consistente da matriz de rigidez tangente do elemento. A solução das equações incrementais de equilíbrio é dada a partir do método incremental-iterativo de Newton-Raphson. As curvas de resistência de pilares sob compressão axial obtidas numericamente são comparadas com as curvas prescritas pela ABNT NBR 8800 [14] e EN1993-1-1 [13].

2 Formulação para análise não linear baseada no MZP

A formulação para análise inelástica de segunda ordem a seguir baseia-se no MZP para capturar o escoamento gradual do material ao longo da altura da seção transversal e do comprimento dos membros estruturais. No presente trabalho, será considerada a hipótese de Euler-Bernoulli, a qual prevê que as seções transversais permanecem planas e normais ao eixo da barra após a deformação. Por fazer uso da técnica corrotacional, a formulação apresentada permite que os nós sofram grandes deslocamentos e rotações, e as barras, grandes alongamentos e curvaturas.

2.1 Elemento finito e graus de liberdade

A Fig. 1 ilustra o elemento de pórtico plano com extremidades rígidas em sua posição de referência e deformada e define as notações utilizadas. As coordenadas dos nós a e b no sistema global são dados por (x_a, y_a) e (x_b, y_b) .

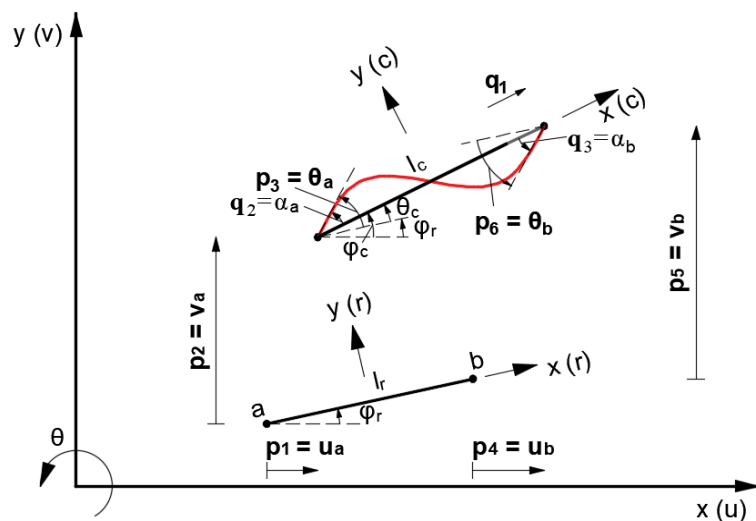


Figura 1. Elemento finito nas configurações de referência e deformada
Fonte: Viana et al. [11]

O vetor de deslocamento no sistema inercial cartesiano é definido por:

$$\mathbf{p}^T = \{u_a; v_a; \theta_a; u_b; v_b; \theta_b\}. \tag{1}$$

Por outro lado, o vetor local de deslocamentos é dado por:

$$\mathbf{q}^T = \{q_1; q_2; q_3\}. \tag{2}$$

sendo seus componentes calculados pelas relações:

$$q_1 = l_c - l_r. \tag{3}$$

$$q_2 = \alpha_a = \theta_a - \theta_c = p_3 - \varphi_c + \varphi_r. \tag{4}$$

$$q_3 = \alpha_b = \theta_b - \theta_c = p_6 - \varphi_c + \varphi_r. \quad (5)$$

Na Eq. (3), as variáveis l_r e l_c se referem ao comprimento da corda que une os nós do elemento na configuração de referência e corrente, respectivamente, sendo dados por:

$$l_r = \left[(x_b - x_a)^2 + (y_b - y_a)^2 \right]^{1/2}. \quad (6)$$

$$l_c = \left[(x_b - x_a + p_4 - p_1)^2 + (y_b - y_a + p_5 - p_2)^2 \right]^{1/2}. \quad (7)$$

O ângulo corrente do sistema local em relação ao sistema global é φ_c e pode ser obtido com o auxílio das expressões:

$$\text{sen } \varphi_c = \frac{1}{l_c} [y_b - y_a + p_5 - p_2]. \quad (8)$$

$$\text{cos } \varphi_c = \frac{1}{l_c} [x_b - x_a + p_4 - p_1]. \quad (9)$$

A diferenciação das expressões (3) a (5) em relação aos graus de liberdade cartesianos conduz a

$$\delta \mathbf{q} = \mathbf{B} \delta \mathbf{p}. \quad (10)$$

com

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} -c & -s & 0 & c & s & 0 \\ -s/l_c & c/l_c & 1 & s/l_c & -c/l_c & 0 \\ -s/l_c & c/l_c & 0 & s/l_c & -c/l_c & 1 \end{bmatrix}. \quad (11)$$

As derivadas segundas dos graus de liberdade locais em relação aos graus de liberdade globais também são necessárias e podem ser agrupadas em três matrizes simétricas \mathbf{G}_α (6x6), com α variando de 1 a 3. Dessa forma, as matrizes \mathbf{G}_1 , \mathbf{G}_2 e \mathbf{G}_3 agrupam as derivadas segundas de q_1 , q_2 e q_3 em relação aos graus de liberdade globais, respectivamente. Tais matrizes são dadas explicitamente em da Silva et al. [19].

2.2 Campo de deslocamentos

A Fig. 2 mostra a cinemática de um elemento de pórtico plano com base na hipótese de Euler-Bernoulli.

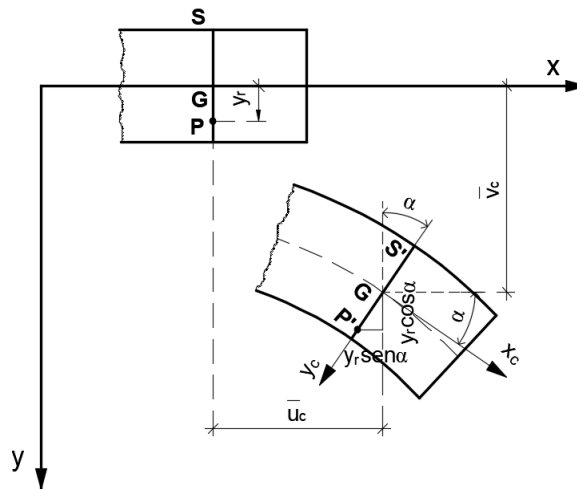


Figura 2. Cinemática de um elemento de pórtico plano segundo a teoria de Euler-Bernoulli

Fonte: Viana et al. [11]

O campo de deslocamentos de um determinado ponto localizado na seção transversal S , adotando-se aproximações de segunda ordem para as funções seno e cosseno, é dado por:

$$u_c(x, y) = \bar{u}_c(x) - y_r \alpha. \quad (12)$$

$$v_c(x, y) = \bar{v}_c(x) - y_r \frac{\alpha^2}{2}. \quad (13)$$

onde u_c e v_c são os deslocamentos axial e transversal do ponto no sistema corrotacional, respectivamente; y_r é a distância de um ponto arbitrário da seção transversal ao eixo da barra; e o termo α , a rotação da seção transversal na qual ele se encontra.

Como demonstrado em da Silva et al. [19], a rotação da seção transversal pode ser obtida pela expressão:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{\bar{v}'_c}{1 + \bar{u}'_c}\right). \quad (14)$$

2.3 Campo de deformação

Com base no campo de deslocamentos, a expressão analítica do campo de deformação pode ser deduzida, chegando-se a:

$$\varepsilon_x = (1 + \bar{u}'_c) \sec \alpha - 1 - y_r \alpha'. \quad (15)$$

Interpolando os deslocamentos do eixo da barra \bar{u}_c e \bar{v}_c por uma função linear e cúbica, respectivamente, chega-se à expressão final do campo de deformação [5].

$$\bar{\varepsilon}_x = \frac{q_1}{l_r} + \left(1 + \frac{q_1}{l_r}\right) \left(\frac{q_2^2}{15} + \frac{q_3^2}{15} - \frac{q_2 q_3}{30}\right) - y_r (\Psi_2'' q_2 + \Psi_3'' q_3). \quad (16)$$

onde

$$\Psi_2''(x_r) = \left(\frac{6x_r}{l_r^2} - \frac{1}{l_r}\right). \quad (17)$$

$$\Psi_3''(x_r) = \left(\frac{6x_r}{l_r^2} + \frac{1}{l_r}\right). \quad (18)$$

2.4 Vetor de forças e matriz de rigidez tangente

O Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) é utilizado para obter a matriz de rigidez e o vetor de forças do elemento. O PTV estabelece que o trabalho interno de deformação é igual ao trabalho realizado pelas forças externas. Portanto, tem-se que:

$$\int_{V_r} \sigma_x \delta \varepsilon_x dV_r = \mathbf{P}^T \delta \mathbf{p}. \quad (19)$$

onde dV_r é o volume do elemento na configuração de referência, σ_x é a tensão normal, $\delta \varepsilon_x$ é a deformação longitudinal virtual e \mathbf{P} é o vetor de forças nodais do elemento.

A deformação longitudinal virtual é dada por:

$$\delta \varepsilon_x = \mathbf{e}_c^T \mathbf{B} \delta \mathbf{p}. \quad (20)$$

onde \mathbf{e}_c é um vetor (3x1) que contém as derivadas do campo de deformação em relação aos graus de liberdade corrotacionais, isto é, $\varepsilon_{x, \alpha} = d\varepsilon_x / dq_\alpha$.

Substituindo Eq. (20) na Eq. (19), tem-se que:

$$\mathbf{P} = \mathbf{B}^T \mathbf{Q}. \quad (21)$$

onde \mathbf{Q} é o vetor de forças do elemento no sistema corrotacional, dado por:

$$\mathbf{Q} = \int_{V_r} \sigma_x \mathbf{e}_\varepsilon dV_r . \quad (22)$$

Por diferenciação da Eq. (21), obtém-se a matriz de rigidez tangente do elemento, a qual pode ser expressa como:

$$\mathbf{K}_t = \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} + Q_1 \mathbf{G}_1 + Q_2 \mathbf{G}_2 + Q_3 \mathbf{G}_3 + \mathbf{B}^T \mathbf{H} \mathbf{B} . \quad (23)$$

onde

$$\mathbf{D} = \int_{V_r} \mathbf{D} \mathbf{e}_\varepsilon \mathbf{e}_\varepsilon^T dV_r . \quad (24)$$

sendo D a rigidez tangente de uma fatia da seção transversal do elemento, dada por $\mathbf{D} = d\sigma / d\varepsilon$ e

$$\mathbf{H} = \int_{V_r} \sigma_x \mathbf{E}_\varepsilon dV_r . \quad (25)$$

sendo \mathbf{E}_ε uma matriz simétrica (6x6) que contém as derivadas segundas do campo de deformação em relação aos graus de liberdade naturais, isto é, $\varepsilon_{x, \alpha, \beta} = d^2 \varepsilon_x / dq_\alpha dq_\beta$, com α e β variando de 1 a 3.

O primeiro termo à direita na Eq. (23) se refere à matriz de rigidez constitutiva, enquanto que os demais termos compõem a matriz de rigidez geométrica.

A formulação descrita acima está implementada no programa PPLANLEP, o qual será utilizado no presente estudo.

3 Curvas de resistência adotadas pela ABNT NBR 8800:2008 e Eurocode 3

Nesta seção são apresentadas as curvas de flambagem prescritas pela ABNT NBR 8800 [14] e EN 1993-1-1 [13] (Eurocode 3). As curvas múltiplas prescritas pelo Eurocode 3 se respaldam nos estudos experimentais de Stinfesco [20] e Jacquet [21] e nos estudos teóricos de Beer e Schultz [22] e levam em consideração uma imperfeição geométrica inicial com flecha máxima no meio do vão igual a $L/1000$. Por outro lado, a curva única de flambagem adotada pela ABNT NBR 8800 corresponde à curva única de flambagem do AISC [12]. Tal curva coincide com a curva 2P proposta pelo *Structural Stability Research Council* (SSRC), que incorpora imperfeição geométrica inicial senoidal com excentricidade máxima igual a $L/1470$. A não adoção do conceito das curvas múltiplas se respalda na manutenção da simplicidade dos critérios de projeto e na possível inadequação das curvas múltiplas para casos específicos, havendo, portanto, a necessidade de realização de estudos adicionais [23].

3.1 Curva para flambagem prescrita pela ABNT NBR 8800:2008

A ABNT NBR 8800 [14] propõe a aplicação da curva única prescrita pelo *American Institute of Steel Construction* (AISC) para perfis laminados e soldados. A Eq. (26) é aplicada no cálculo da força axial resistente de cálculo $N_{c,Rd}$:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A f_y}{\gamma_{a1}} . \quad (26)$$

onde χ e Q são fatores de redução relacionados à flambagem global e local, respectivamente; A é a área bruta da seção transversal; f_y é a resistência ao escoamento do aço; e γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência ($\gamma_{a1} = 1,1$).

O fator de redução da resistência à compressão é calculado por:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5 . \quad (27)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 > 1,5. \quad (28)$$

sendo λ_0 o índice de esbeltez reduzido dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{Q A f_y / N_e}. \quad (29)$$

onde N_e é a força crítica de flambagem elástica da barra, calculado pela expressão:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}. \quad (30)$$

sendo E o módulo de elasticidade do aço; I o momento de inércia da seção transversal e KL o comprimento de flambagem por flexão.

3.2 Curva para flambagem prescrita pelo Eurocode 3

As curvas de flambagem adotadas na norma europeia EN 1993-1-1 [13], conhecida como Eurocode 3 (EC3), foram elaboradas com base nos estudos teóricos e experimentais conduzidos pelo *European Convention for Constructional Steelwork* (ECCS). Essas curvas se diferem pelo valor do coeficiente de imperfeição α e são obtidas pela expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_0^2}} \leq 1,0. \quad (31)$$

onde

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2 \right]. \quad (32)$$

O valor do coeficiente de imperfeição α pode ser obtido por meio da Tab. 1.

Tabela 1 – Coeficiente de imperfeição					
Curva	a0	a1	a2	a3	a4
α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

A curva a_0 é direcionada aos casos de aço com resistência de escoamento f_y superior a 460 Mpa, sendo restrita aos casos de perfis laminados de seção I cuja relação altura do perfil (d) / largura das mesas (b_f) é maior que 1,2 e a espessura das mesas t_f é inferior a 40 mm. Além disso, a curva a_0 se aplica aos tubos de seção circular, quadrada ou retangular acabados a quente [24].

4 Exemplos numéricos e discussão

Com o propósito de estudar os efeitos das tensões residuais e das imperfeições geométricas na resistência à compressão em torno do eixo de menor inércia de pilares de aço, adota-se como referência o perfil laminado W200x46,1, aço ASTM A36, padrão GERDAU-AÇOMINAS, com diferentes índices de esbeltez (20, 40, 60, 80, 90, 100, 120, 140, 160, 180 e 200). O comprimento do pilar foi dividido em 10 elementos e a seção transversal discretizada em 50 fatias, sendo 20 fatias para as mesas e 10 fatias para a alma (ver Fig. 3). O módulo de elasticidade do aço E foi de 20.500 kN/cm², e a tensão de escoamento σ_y igual a 25 kN/cm². A tensão residual de compressão máxima σ_{rc} foi considerada igual a 0,5 f_y , conforme recomendação da ECCS. O raio de giração em relação ao eixo de menor inércia é igual 5,12 cm. Admite-se que o material é elástico-perfeitamente plástico e que as tensões residuais estão distribuídas conforme apresentado na Tab.2. As imperfeições geométricas iniciais foram incluídas nas análises considerando duas configurações: Linear e Senoidal. As curvas de resistência última são traçadas considerando o valor Q, presente na Eq. (26), igual a 1,0.

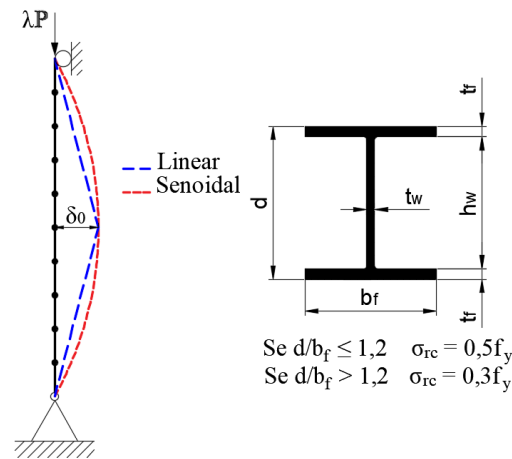


Figura 3. Pilar birrotulado submetido à carga axial

Tabela 2 - Tipos de distribuição das tensões residuais

Configuração	Distribuição		Sigla	Tensão residual de tração
	Mesas	Alma		
	Linear	Sem TR	L0	$\sigma_{rt} = -\sigma_{rc}$
		Constante	LC	$\sigma_{rt} = -\frac{t_f b_f}{t_f b_f + t_w h_w} \sigma_{rc}$ onde: $h_w = d - 2t_f$
		Linear	LL	$\sigma_{rt} = -\sigma_{rc}$
	Parabólica	Sem TR	P0	$\sigma_{rt} = -\frac{\sigma_{rc}}{2}$
		Constante	PC	$\sigma_{rt} = -\frac{2t_f b_f}{4t_f b_f + 3t_w h_w} \sigma_{rc}$
		Parabólica	PP	$\sigma_{rt} = -\frac{t_f b_f + t_w h_w}{4t_f b_f + t_w h_w} 2\sigma_{rc}$

4.1 Influência das tensões residuais

A Fig. 4 mostra os gráficos de resistências à compressão do pilar, P/P_y x Índice de esbelteza reduzido (λ_0), em torno do eixo de menor inércia, para as diferentes distribuições de tensões residuais, conforme apresentadas na Tab. 2. A curva de linha contínua, denominada curva ideal, representa o comportamento do pilar livre de tensões residuais e imperfeição geométrica inicial. É possível observar que as tensões residuais reduzem significativamente a resistência de pilares na faixa de $0 < \lambda_0 \leq 1,3$, e não apresentam influência para pilares com $\lambda_0 > 1,3$, quando ocorre a flambagem elástica. Além disso, verifica-se que a distribuição de tensão residual linearmente nas mesas e constante na alma é mais desfavorável se comparada às demais distribuições. Conclui-se também que, de forma geral, a distribuição parabólica produz resultados menos conservadores em relação aos casos de distribuição linear nas mesas.

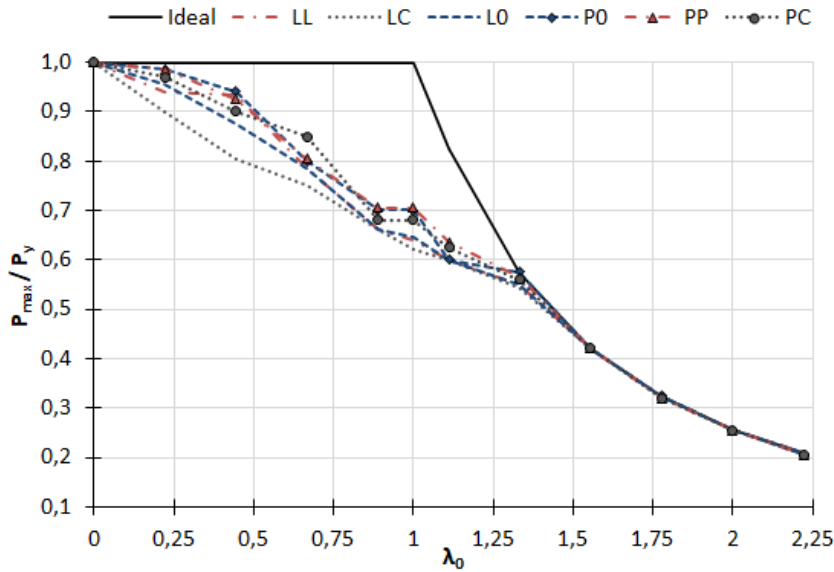


Figura 4. Curvas de resistência última para distintas configurações de tensões residuais

A Fig. 5 mostra a variação percentual entre a curva ideal e as curvas que incluem a influência das tensões residuais. Observa-se que na faixa de $0,0 < \lambda_0 \leq 1,0$ há um aumento da variação percentual entre a curva ideal e as curvas com o efeito das tensões residuais, onde o percentual de variação máximo produzido foi de, aproximadamente, 40%, originado pela distribuição de tensão residual linear nas mesas e constante na alma (LC). A partir do índice de esbelteza reduzido $\lambda_0 = 1,0$, a diferença percentual entre a curva ideal e as curvas com o efeito das tensões residuais é fortemente reduzida, chegando a ser menor que 5% a partir de $\lambda_0 \geq 1,3$, região na qual ocorre a flambagem elástica.

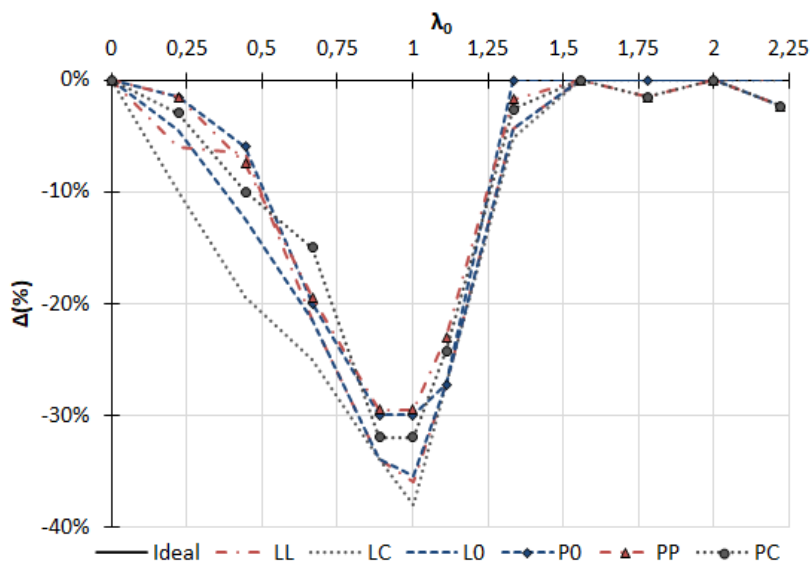


Figura 5. Comparação das curvas de resistência do pilar com e sem tensões residuais

4.2 Influência da configuração das imperfeições geométricas iniciais

Conforme destacado por Castro [25], no âmbito das análises numéricas, a configuração das imperfeições geométricas iniciais adotadas e correspondentes amplitudes podem afetar consideravelmente os valores de cargas

últimas a serem obtidas numericamente. A Fig. 6 mostra as curvas de resistência última para o eixo de menor inércia considerando diferentes configurações para a elástica de imperfeição geométrica inicial. Além disso, foram adotadas distintas magnitudes para a flecha máxima no meio do vão δ_0 , a qual é considerada igual a $L/500$, $L/750$, $L/1000$, $L/1250$, $L/1500$. A partir do gráfico, observa-se que as respostas do pilar com imperfeição geométrica inicial na forma linear (L) e meia curva de seno (S) se diferem, produzindo a segunda, resultados levemente mais conservadores. Percebe-se que as imperfeições geométricas iniciais diminuem a resistência em toda a região de esbeltez, sendo essa redução mais significativa na região $0,4 \leq \lambda_0 \leq 1,4$.

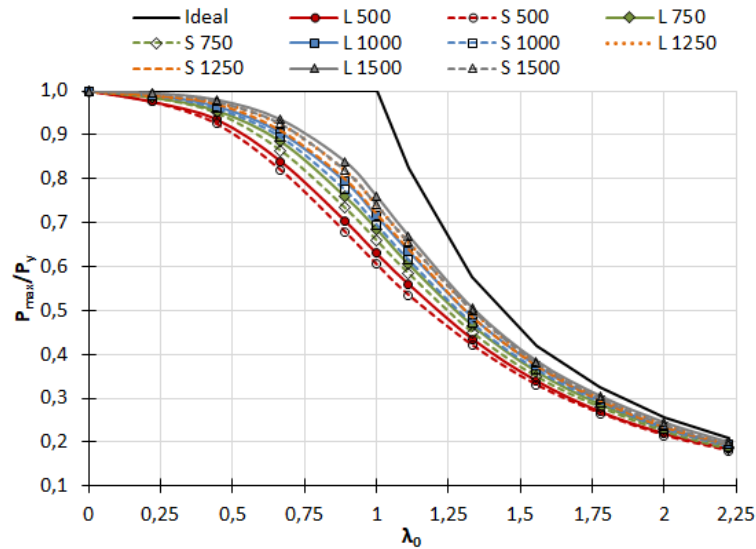


Figura 6. Curvas de resistência última para as diferentes configurações de imperfeição geométrica inicial

A Fig.7 mostra a variação percentual entre a curva ideal e as curvas que incluem a influência da imperfeição geométrica inicial. Ao observar essa figura, fica nítida a importância da consideração da imperfeição geométrica inicial no dimensionamento de pilares de aço. Nota-se que tais imperfeições produzem uma redução mais significativa na região com índice de esbeltez intermediário ($0,4 \leq \lambda_0 \leq 1,4$), onde a diferença percentual máxima foi de, aproximadamente, 40%, originada pela adoção de uma elástica no formato de meia curva de seno com $\delta_0 = L/500$ no meio do vão. Verifica-se ainda que a diferença entre as respostas obtidas com as configurações linear (L) e senoidal (S) é mais acentuada na região de $\lambda_0 \geq 1,0$.

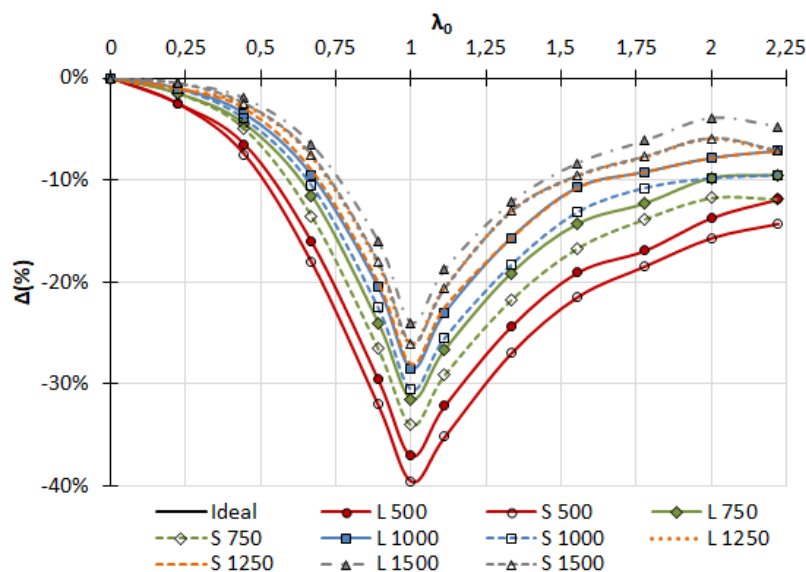


Figura 7. Comparação entre as curvas de resistência do pilar com e sem imperfeição geométrica inicial

4.3 Combinação dos dois fatores

A Fig. 8 apresenta os gráficos de resistência última para os seguintes casos: distribuição de tensões residuais com variação linear nas mesas e constante na alma (LC); elástica de imperfeição geométrica como meia curva de seno com flecha máxima δ_0 igual a $L/1000$ (S 1000); e a combinação desses dois fatores (LC – S 1000). A partir do gráfico, percebe-se que o máximo efeito considerando os fatores isolados ou combinados, sempre ocorre quando o índice de esbeltez λ_0 está próximo de 1,0, conforme evidenciado nas Figs. 5 e 7. É interessante ressaltar que nem sempre a combinação dos dois fatores irá resultar em uma situação mais desfavorável, conforme evidenciado na Fig. 8 no trecho $\lambda_0 \leq 0,6$, no qual a combinação dos dois fatores mostrou-se ser menos conservadora em relação a influência das tensões residuais de forma isolada. Cabe ainda ressaltar que isso se deve ao fato do mecanismo de falha de pilares curtos estar principalmente ligado à diminuição de rigidez devido à plastificação da seção transversal, justificando, portanto, uma maior influência do formato de distribuição das tensões residuais no perfil.

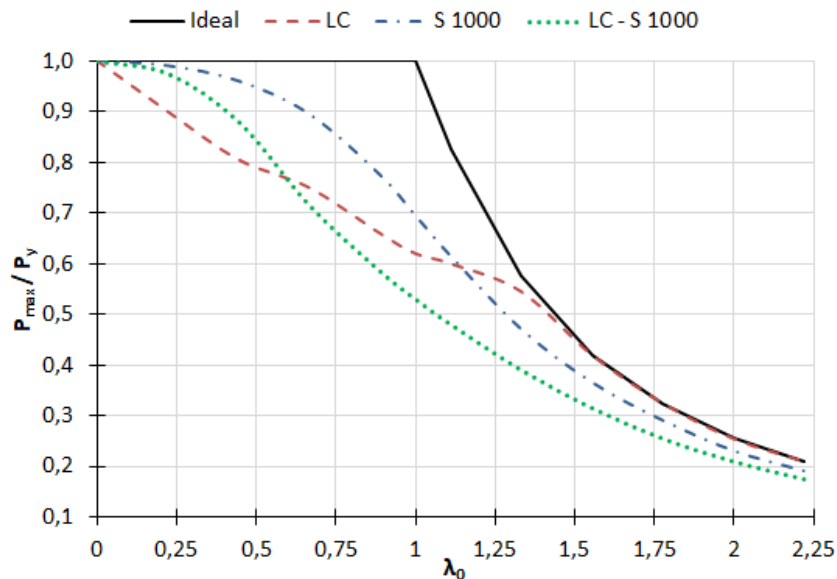


Figura 8. Curva de resistência última considerando o efeito combinado de tensão residual e imperfeição geométrica inicial

5 Comparação com as normas ABNT NBR 8800:2008 e EC3

A Fig. 9 exibe a curva de resistência última do pilar em torno do eixo de menor inércia considerando as tensões residuais, distribuídas linearmente nas mesas e constante na alma, e imperfeição geométrica inicial como meia curva de seno, sendo $\delta_0 = L/1000$ no meio do vão (ver curva LC – S 1000). Tal curva é comparada às curvas de dimensionamento propostas pela ABNT NBR 8800 [14] e Eurocode 3 (EC3), com e sem o coeficiente de ponderação da resistência. A ABNT NBR 8800 [14] adota o coeficiente de ponderação da resistência $\gamma = \gamma_{a1} = 1,1$ (ver Eq. (26)) para colunas enquanto a norma europeia utiliza $\gamma = 1,0$.

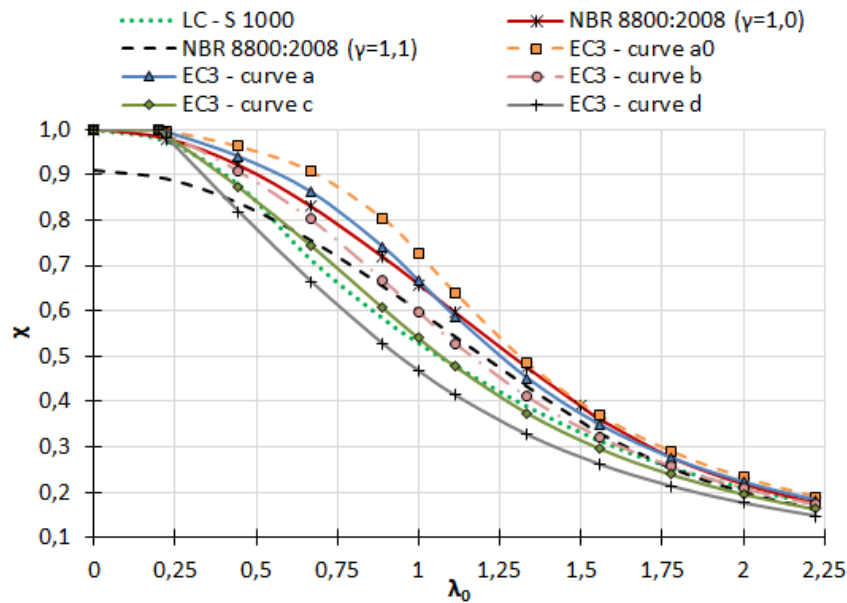


Figura 9. Comparação com as normas ABNT NBR 8800:2008 e Eurocode 3

Na Fig. 9, observa-se que a curva “c” proposta pelo Eurocode 3 descreve um comportamento semelhante, em toda a faixa de esbelteza, ao da curva obtida pelo software PPLANLEP. Adicionalmente, verifica-se que a curva obtida numericamente (LC – S 1000) permanece entre as curvas “b” e “c” propostas pela norma europeia, aproximando-se da curva “c” na região ($0,0 \leq \lambda_0 \leq 1,3$) e da curva “b” na região $\lambda_0 > 1,3$. Com base na Fig. 10, observa-se a inadequação do uso da curva única prescrita pela ABNT NBR 8800 [14] para o eixo de menor inércia, a qual apresenta diferença máxima em torno de 15% e 25% em relação à curva obtida numericamente, para o trecho próximo de $\lambda_0 = 1,0$, com e sem a inclusão do coeficiente de ponderação da resistência, respectivamente.

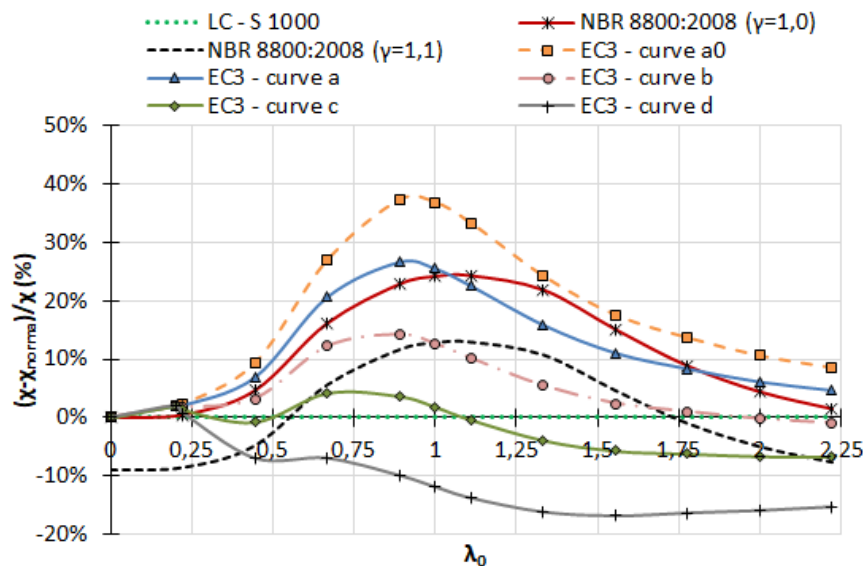


Figura 10. Comparação com as normas ABNT NBR 8800:2008 e Eurocode 3

6 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo apresentar um estudo sobre a influência da distribuição das tensões residuais nas mesas e alma do perfil e das imperfeições geométricas iniciais na resistência de pilares de aço com perfis “I”

sob compressão centrada, submetidos à flexão em torno do eixo de menor inércia.

Foi possível observar que a configuração de distribuição de tensão linearmente nas mesas e constante na alma (LC) é mais conservadora em relação às demais configurações de tensões residuais estudadas, produzindo uma diferença percentual máxima de, aproximadamente, 40% em relação às respostas do pilar ideal. Adicionalmente, verificou-se que a influência das tensões residuais é fortemente reduzida a partir de $\lambda_0 = 1,0$, chegando a ser menor que 5% a partir de $\lambda_0 \geq 1,3$, região na qual ocorre a flambagem elástica.

A partir do estudo sobre a influência das imperfeições geométricas iniciais, concluiu-se que a adoção de uma elástica no formato de meia curva de seno para descrever a imperfeição geométrica inicial produz resultados levemente mais conservadores, se comparada à resposta obtida com a forma linear. Verificou-se ainda que as imperfeições geométricas iniciais produzem uma redução mais significativa na região de esbelteza intermediária $0,4 \leq \lambda_0 \leq 1,4$, conforme destacado por Almeida e Lavall [3].

Ao avaliar o efeito combinado das tensões residuais e imperfeições geométricas iniciais, observou-se que nem sempre a combinação desses dois fatores irá resultar em uma situação mais desfavorável, como no caso de pilares curtos, onde o efeito combinado das tensões residuais e imperfeição geométrica inicial mostrou ser menos conservador em relação à influência das tensões residuais de forma isolada. É evidente que tal ocorrência irá depender principalmente da distribuição das tensões residuais ao longo do perfil adotada para a análise numérica. Verificou-se também que, o máximo efeito considerando os fatores isolados ou combinados, sempre ocorre quando o índice de esbelteza λ_0 está próximo de 1,0.

Ao comparar os resultados obtidos com às curvas de flambagem prescritas pelas normas ABNT NBR 8800:2008 e EN1993-1-1, percebeu-se a inadequação do uso da curva única de resistência proposta pela norma brasileira para o eixo de menor inércia, a qual apresentou uma diferença máxima em torno de 15% e 25% em relação à curva obtida numericamente para o trecho próximo de $\lambda_0 = 1,0$, com e sem a inclusão do coeficiente de ponderação da resistência, respectivamente. Além disso, notou-se que a utilização da curva de resistência “c”, presente na norma europeia faz-se mais assertiva para o dimensionamento de pilares submetidos à flexão em torno do eixo de menor inércia.

Acknowledgements

Os autores são gratos ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais pelo suporte fornecido para a realização deste trabalho.

Authorship statement

The authors hereby confirm that they are the sole liable persons responsible for the authorship of this work, and that all material that has been herein included as part of the present paper is either the property (and authorship) of the authors, or has the permission of the owners to be included here.

Referências

- [1] T. V Galambos, *Guide to stability design criteria for metal structures*. John Wiley & Sons, 1998.
- [2] G. A. Alpsten and L. Tall, *Residual stresses in heavy welded shapes*. American Welding Society, 1970.
- [3] A. C. B. Almeida and A. C. C. Lavall, “Influência das tensões residuais na resistência de pilares de aço considerando a análise avançada com plasticidade distribuída,” *Rev. Esc. Minas*, vol. 60, no. 2, pp. 391–399, 2007.
- [4] W.-F. Chen and S.-E. Kim, *LFRD steel design using advanced analysis*, vol. 13. Boca Raton: CRC press, 1997.
- [5] R. G. L. Silva, “Análise inelástica avançada de pórticos planos de aço considerando as influências do cisalhamento e de ligações semirrigidas,” Tese de Doutorado — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte., 2010.
- [6] J. Y. R. Liew, D. W. White, and W.-F. Chen, “Second-order refined plastic-hinge analysis for frame design. Part I,” *J. Struct. Eng.*, vol. 119, no. 11, pp. 3196–3216, 1993.
- [7] S.-E. Kim and W.-F. Chen, “Practical advanced analysis for braced steel frame design,” *J. Struct. Eng.*, vol. 122, no. 11, pp. 1266–1274, 1996.
- [8] G. A. Gonçalves, A. R. D. Silva, and R. A. M. Silveira, “Avaliação do comportamento inelástico de colunas e pórticos metálicos com flexão em torno do eixo de menor inércia,” *Rev. Int. Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ing.*, vol. 32, no. 1, pp. 13–21, 2016.
- [9] H. F. Viana, “Análise avançada dinâmica de pórticos planos de aço,” Dissertação de Mestrado — Centro Federal de

- Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte., 2019.
- [10] T. C. Dias, “Análise de estruturas reticuladas em aço em temperaturas elevadas,,” 2018.
- [11] H. F. Viana, R. G. L. da Silva, R. S. Costa, and A. C. C. Lavall, “Formulation for nonlinear dynamic analysis of steel frames considering the plastic zone method,” *Eng. Struct.*, vol. 223, p. 111197, Nov. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111197.
- [12] A. ANSI, “AISC 360-05: Specifications for structural steel buildings.” American Institute of Steel Construction, Chicago (IL), 2005.
- [13] E. N. CEN, “1-1-Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings,” *Eur. Comm. Stand. Brussels*, 2005.
- [14] N. B. R. ABNT, “8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios,” *Assoc. Bras. Normas Técnicas*, 2008.
- [15] L. C. Mesquita, A. F. F. Gomes, and F. S. Leão, “Simulação computacional de pilares de aço submetidos à compressão axial,” *REEC-Revista Eletrônica Eng. Civ.*, vol. 15, no. 2, pp. 203–2016, 2019.
- [16] A. C. C. Lavall, “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,,” Tese de Doutorado — Universidade de São Paulo, São Carlos., 1996.
- [17] A. C. B. Almeida, “Análise inelástica de pórticos planos considerando a plasticidade distribuída e o efeito das tensões residuais nos perfis estruturais de aço,,” Dissertação de Mestrado — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte., 2006.
- [18] R. G. L. Silva and A. C. C. Lavall, “Formulação geral para análise avançada de pórticos de aço considerando a plasticidade distribuída,,” in *CILAMCE–Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, 2005, vol. 26, pp. 1–15.
- [19] R. G. L. da Silva, A. C. C. Lavall, R. S. Costa, and H. F. Viana, “Formulation for second-order inelastic analysis of steel frames including shear deformation effect,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 151, 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.09.011.
- [20] D. Stinfesco, “Experimental basis for European column curves,” *Constr. Met.*, vol. 7, 1970.
- [21] J. Jacquet, “Column Buckling Tests and Their Statistical Evaluation,” *Constr. Métallique*, vol. 7, no. 3, 1970.
- [22] H. Beer and G. Schultz, “Theoretical basis for the European column curves,” *Constr. Met.*, vol. 3, p. 58, 1970.
- [23] R. D. Ziemian, *Guide to stability design criteria for metal structures*, 6th ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2010.
- [24] E. M. Batista, R. H. Fakury, A. S. Freitas, J. A. V Requena, R. J. Pimenta, and A. H. M. Araújo, “Resistência de barras comprimidas de aço: curvas de flambagem para perfis laminados a quente e soldados, formados a frio e tubulares,” *Construmetal 2010*, 2010.
- [25] S. J. de Castro Almeida, “Análise numérica de perfis de aço formados a frio comprimidos considerando imperfeições geométricas iniciais,,” Dissertação de Mestrado — Universidade de São Paulo, São Carlos., 2007.