

Revista da Estrutura de Aço REA

Volume 7 | Número 1
Abril de 2018

ARTIGOS

Axial compressive strength determination of hot rolled circular hollow steel sections with initial crookedness between $1/2000$ and $1/500$ of the length

Lucas Figueiredo Grilo, Ricardo Hallal Fakury, Ana Lydia Reis de Castro e Silva e Victor Pereira Daldegan

1

Análise do modo distorcional de elementos perfurados segundo Método da Resistência Direta

Luiz Henrique de Almeida Neiva, Amaury Eloy C. Araújo Sales, Guilherme Cássio Elias, Arlene Maria Cunha Sarmanho e Flávio Teixeira de Souza

17

Estudo de barras de aço comprimidas do sistema lighth steel framing com a presença de furos

Rafael Luiz Galvão de Oliveira, Rodrigo Barreto Caldas e Francisco Carlos Rodrigues

37

Análise numérica de vigas de aço em incêndio com dilatação térmica restringida

Julia Souza Nascimento, Macksuel Soares de Azevedo, Valdir Pignatta e Silva e Walnório Graça Ferreira

56

Aplicação de lubrificantes em parafusos ASTM A325 galvanizados

Vitor Cesar Valenciani e Plinio Martiliano Lavinas

69

Axial compressive strength determination of hot rolled circular hollow steel sections with initial crookedness between 1/2,000 and 1/500 of the length

Lucas Figueiredo Grilo^{1*}, Ricardo Hallal Fakury¹, Ana Lydia Reis de Castro e Silva¹
and Victor Pereira Daldegan¹

¹ Department of Structural Engineering, Federal University of Minas Gerais
Belo Horizonte, Minas Gerais, 31270-901, Brazil - lucasfgrilo@gmail.com,
fakury@dees.ufmg.br, lydia@dees.ufmg.br,
victorpereiradaldegan@hotmail.com

Abstract

In this paper, a simple formulation for current application for the axial compressive strength determination of hot rolled circular hollow steel sections, with sinusoidal form initial crookedness and values of the central deflection between 1/2,000 and 1/500 of the length, is proposed. In order to validate the analysis, several numerical models were generated by finite element method, considering members with 1/1,000 of the length initial crookedness, and the results were compared with the values obtained by EN 1993-1-1:2005. Using the methodology of modeling validated, many other members with initial crookedness of 1/2,000, 1/1,500, 1/750 e 1/500 of the length were analyzed, allowing to obtain the values of the reduction factor, χ , as a function of the reduced slenderness parameter, $\bar{\lambda}$. The values of χ of members with initial crookedness between these two limits were evaluated by polynomial interpolation.

Keywords: steel structures, circular hollow sections, axial compressive strength, initial crookedness, buckling.

1 Introduction

The initial geometric imperfections of steel members are inherent to the fabrication process and can be amplified during transportation and assembly of the structure. The value of this imperfection used in the generation of the axial compressive strength curves by European design specification – EN 1993-1-1:2005 – is bellow the tolerance values prescribed by the manufacturing specifications (CEN, 2005; Beedle, 1991; Galambos, 1998). This difference awakes a concern about the actual value of the member's strength when compared to that evaluated according the design specification (Bild & Trahair, 1989).

* Corresponding author

The limit for the initial crookedness in the manufacturing specifications for hot rolled circular hollow sections (CHS) is $L/500$, where L is the length of the member (CEN, 2006; ASTM A501:2005), while the initial crookedness adopted by EN 1993-1-1:2005 is $L/1,000$ (CEN, 2005; Beer e Shoulz, 1970).

In real situations, it may be necessary to use members with initial crookedness higher than $L/1,000$. In these conditions, the axial compressive strength of the member is smaller than the value obtained using the European Specification (CEN, 2005). In addition, when the initial crookedness of the members is under $L/1,000$, it is also interesting to know that the strength then is higher than the specification value. In both cases, the determination of the compressive strength demands experimental and computational procedures.

In this paper, an analytical procedure for the axial compressive strength determination of hot rolled circular hollow steel sections, with initial crookedness between $1/2,000$ and $1/500$ of the length, is presented. In order to validate the analysis, initially, several numerical models were generated by FEM, using software ABAQUS 6.13 (Hibbit *et al.*, 2007), considering members with $1/1,000$ of the length initial crookedness, and the results were compared with the values obtained by the European Procedure. Then, the study was extended to values of initial crookedness of $1/2,000$, $1/1,500$, $1/750$ and $1/500$ of the length, and applied to sections that are not subjected do local buckling.

2 Behavior of compression members with initial crookedness

Steel tends to have a perfectly plastic behavior when the internal stresses reach the yield stress. In the case of compression members with initial crookedness, subjected to compression and/or flexural stresses, the yielding of the central section begins in the concave face in the most external fiber of the section (where the stresses are higher) when the compression force starts. With the increase of the force and the displacements, the internal bending moment raises and the yielding spread to the interior of the section, reaching the neighborhood sections (Figure 1-a). After that, the yielding propagates to the convex face (Figure 1-b) and, as the internal stresses continue to raise, the yielding region of the member grows until all the central section yields,

forming a plastic hinge, as shown in Figure 1-c. In this situation, the member becomes an instable plastic mechanism and collapses (Chen & Han, 2007).

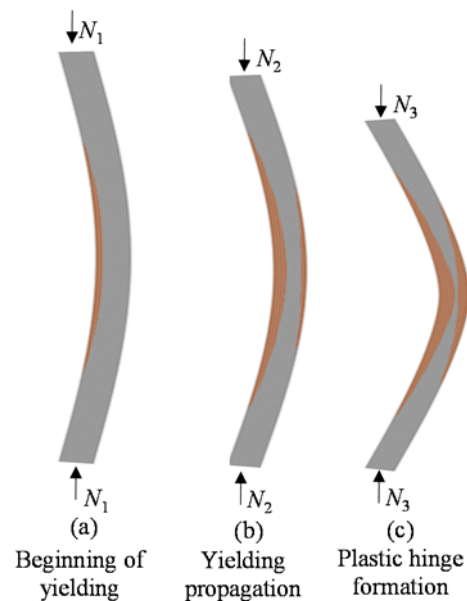


Figure 1 – Collapse of axial compression members with initial crookedness

The force corresponding to the instability is assumed as the axial compressive strength of the member. This strength is inversely related to the initial crookedness and affected by the magnitude and distribution of the residual stresses in the cross section. For higher values of residual stresses, with the occurrence of compression in the concave face (where the yield begins), the loss of stiffness occurs for a smaller compressive force, leading to a smaller axial compressive strength. Otherwise, the loss of stiffness manifests later leading to a higher strength.

In hot rolled sections, the residual stresses are the result of the cooling of the steel, from the lamination to the ambient temperature, occurring non-uniformly in the cross section. During the cooling, the steel reduces volumetrically but presents an increase in its strength and stiffness. This volumetric reduction happens in the parts of the cross section that cool first. These parts stiffen and start to resist to the contraction of the other parts. When the cooling of the section is completed, the parts that cooled first present compressive residual stresses and the others present tension residual stresses. The result of this phenomenon is a gradient of self-equilibrated stresses in the cross section that varies from compression to tension.

For hollow circular sections, the cooling process of the cross section is characterized by the variation from the external face to the internal face during a short period of time (with compressive residual stresses in the external face and tension residual stresses in the internal face). Therefore, the residual stresses are linearly distributed along the thickness and there is no temperature variation along the circumference of the cross section, with minor values than the values of residual stresses found in open cross sections, such as I, U and L profiles.

According to European Convention for Constructional Steelwork (ECCS, 1976), members with hot rolled circular hollow sections are not significantly affected by residual stresses. In these sections, there is a maximum linear variation of -15% to +15% of the yield strength, as shown in Figure 2. Nowadays these values are still considered acceptable (Grilo, 2015). Recently, Law & Gardner (2012) obtained the residual stresses in a similar profile, with elliptical cross section, and concluded that these stresses correspond to 10 to 15 % of the steel yield strength, confirming the previous conclusions about the circular hollow sections.

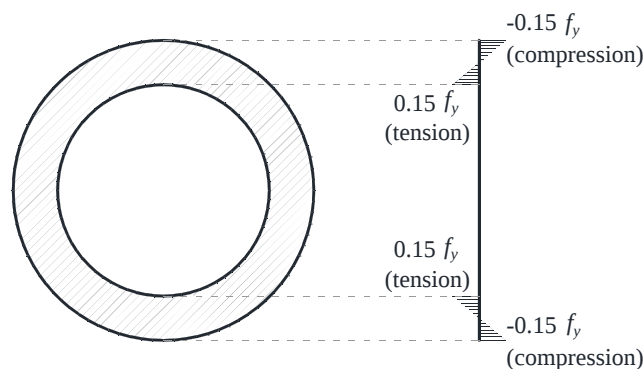


Figure 2 – Residual stresses in hot rolled tubular sections

The form of the curve of compressive force (N) versus deflection (v_c) of the member with initial crookedness is shown in Figure 3.

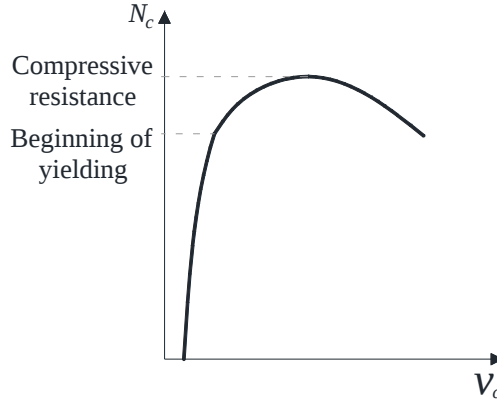


Figure 3 – Curve of forces *versus* deflection

3 Resistance force according to EN 1993-1-1:2005

For the determination of the characteristic axial compressive resistance force of class 1, 2 and 3 cross-sections, EN 1993-1-1 provides the following expression (CEN, 2005):

$$N_{b,Rk} = \chi A f_y \quad (3.1)$$

where χ is a reduction factor related to the compressive strength, A is the gross cross section and f_y is the yield strength of the steel. The effects of the initial crookedness are considered in the determination of the factor χ , that is given by:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (3.2)$$

In this expression, $\bar{\lambda}$ is the non dimensional slenderness, defined as:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad (3.3)$$

where N_{cr} is the elastic critical force, and, for the resistance curve “a”, that includes tubular circular profiles, Φ is given by:

$$\Phi = 0.5[1 + 0.21(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (3.3)$$

The expression for χ adopted by EN 1993-1-1:2005 considers an initial curvature of $L/1,000$, as stated before. In this expression, adjusted by experimental and numerical analysis, the effects due to residual stresses are also included.

4 Development and validation of the numerical models

4.1 Introduction

Numerical models of tubes with initial crookedness subject to axial compression were analyzed and compared with the values obtained using the procedures of the EN 1993-1-1:2005, presented on Item 3. The numerical analyses were performed using ABAQUS 6.13, considering different types of elements, meshes and boundary conditions, in order to adjust these analysis parameters (CEN, 2005, Hibbit *et al.*, 2005).

For the determination of the inelastic resistance force it was chosen in ABAQUS the modified Riks method (arc length method), that allows to obtain static equilibrium states during the unstable phase of the structure (Castro e Silva, 2006).

4.2 Element

In order to choose the most appropriate element for the models it was tested six different elements: S4, S4R and S8R (shell elements) and C3D8, C3D8R and C3D20R (solid elements). In each group, the last two consider reduced integration.

It was observed that the models with solid elements need a very refined mesh to achieve the same results of the shell elements of the same order and that they have a bigger computational cost, therefore, they were abandoned.

Among the shell elements, the quadratic element S8R, with reduced integration, presented better results, adapting perfectly to the geometry of the problem and requesting a coarse mesh to obtain the same results of the linear elements S4 and S4R. Besides, the fact that this element may have curve sides is an advantage for circular tubes because it makes the modeled geometry exact and not approximated by segments of line.

The S8R element has eight nodes (Figure 4-a), with four integration points on the surface (Figure 4-b), and was configured to use five integration points along its thickness (Figure 4-c). These points are necessary to represent the nonlinear behavior of the strains and stresses. For the numerical integration, it was considered the Simpson rule. Each node has six degrees of freedom (three translations and three rotations), which are associated to the reference surface (Hibbit *et al.*, 2005).

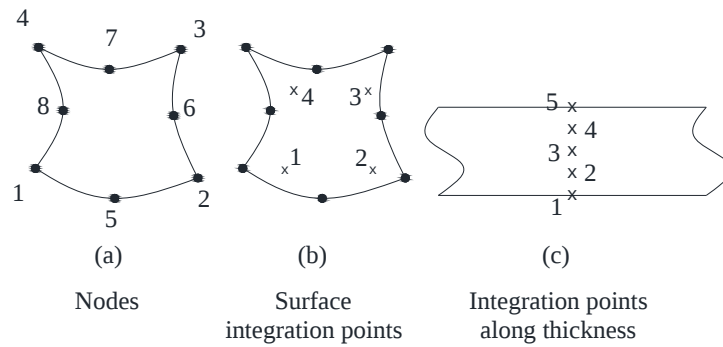


Figure 4 – Shell element S8R

4.3 Modeling

The tubes models were generated with initial crookedness, taken as $L/1,000$, the same value adopted on the procedure of EN 1993-1-1:2005. It was considered an elastic-plastic bilinear stress-strain diagram for steel. The yield strength of the steel was taken as 355 MPa.

The residual stresses were neglected in the numerical models since its variations occurs only along the thickness and has an insignificant effect on the global behavior of the structure.

It was modeled one quarter of the tube, as shown in Figure 5, taking advantage of the longitudinal symmetry plane, that goes through a principal centroidal axis of the cross-section, and a transversal plane, on the half of the length.

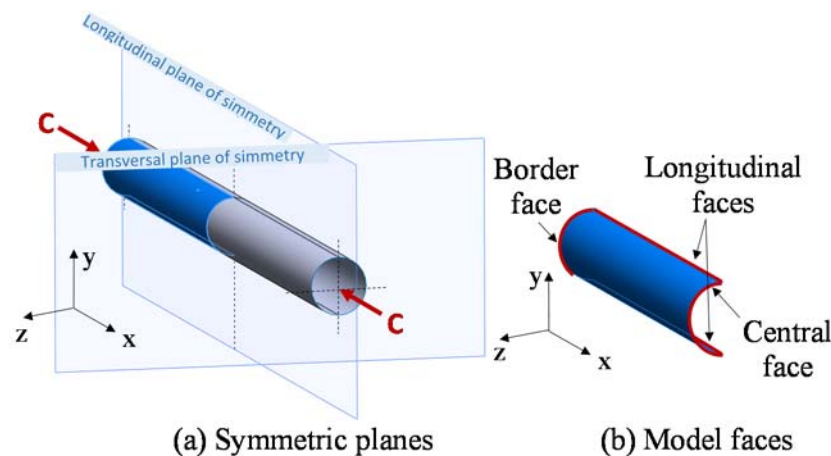


Figure 5 – Symmetry planes considered

To apply constraints and the boundary conditions, the border face (Figure 5-b) was totally connected with a fictional point located on the geometric center of the cross-section of the tube. In this point, the translations in the y and z directions and the rotations on x and y were restrained. The nodes of the longitudinal faces were restrained to translations on the z direction and to rotations on x and y. The nodes of the central face were restrained to translations on the x and z directions and to rotations on y and z.

The compressive force was applied on the created fictional point and ABAQUS was configured to not alter the direction of the force with the nodes orientation change through the analysis.

4.4 Mesh sensitivity test

In order to find the best discretization of the models, a sensibility test of the mesh for S8R element was made by the variation in the quantity of elements in the perimeter. The circular hollow sections: CHS 73 x 3.6 (diameter/thickness ratio, d/t , equal to 73/3.6, i.e. 20) and CHS 323.8 x 6.4 (d/t equal to 50), with slenderness parameters approximately 0.80 and 1.60, respectively, were considered. In Figure 6, it can be seen the convergence results of the mesh sensibility test.

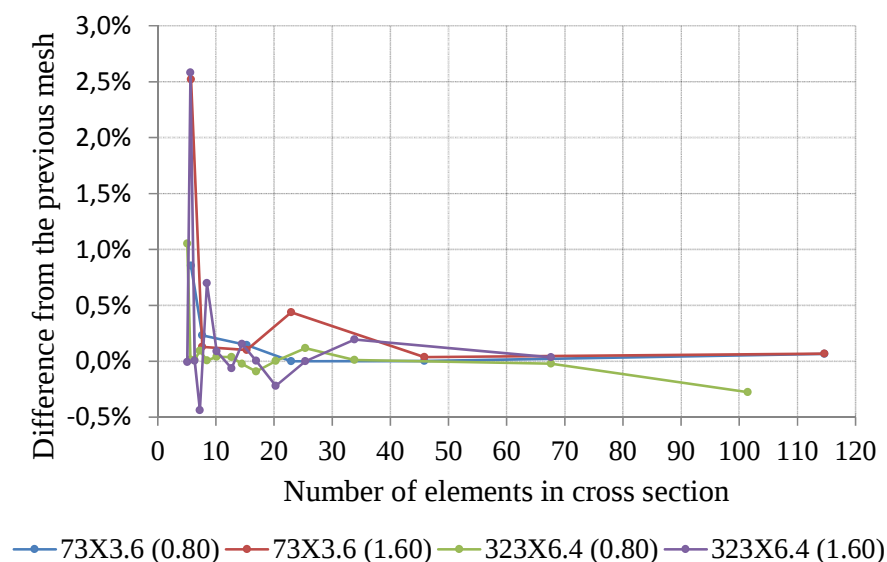


Figure 6 – Mesh sensibility test

The figure shows that for a number of elements in the cross section higher than 10, the difference between the results is negligible for all models tested. Therefore, aiming to reduce the error in the modeling to a minimum and optimizing the processing time, it was adopted 15 elements in the cross section in this work.

4.5 Results

The circular hollow sections: CHS 73.0 x 7.1, CHS 73.0 x 3.6 and CHS 323.8 x 6.4, with d/t equal to 10.3, 20.3 and 50.6, respectively, were considered. Twenty models of each of the three chosen cross sections were analyzed considering the variation in the reduced slenderness parameter ($\bar{\lambda}$) from 0.3 to 2.6, with increments of approximately 0.133. The superior limit 2.6 corresponds to maximum value of the slenderness ($\bar{\lambda}$) that is allowed by EN 1993-1-1:2005 for axial compressive members made of steel with yield strength of 355 MPa.

In Figure 7 it can be observed the yielding spreading with the raise of the transversal displacement.

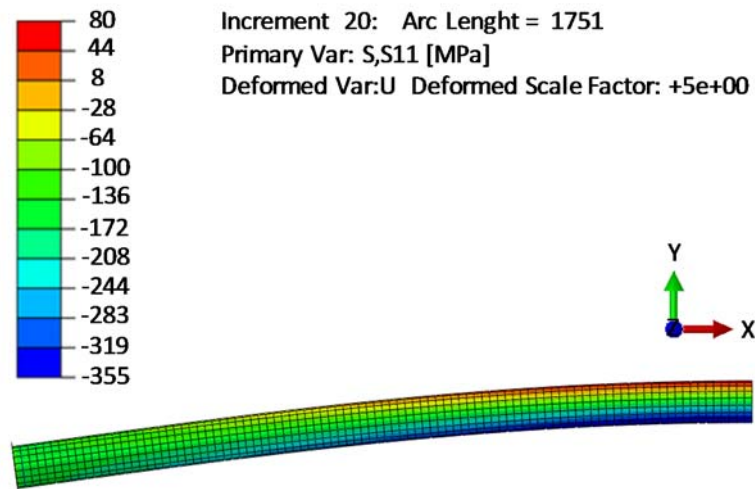


Figure 7 – Partial yielding of the central cross section

The curves of χ versus $\bar{\lambda}$ for the three cross sections were obtained generating the plots of the differences between these curves and the curves of EN 1993-1-1:2005, shown in Figure 8.

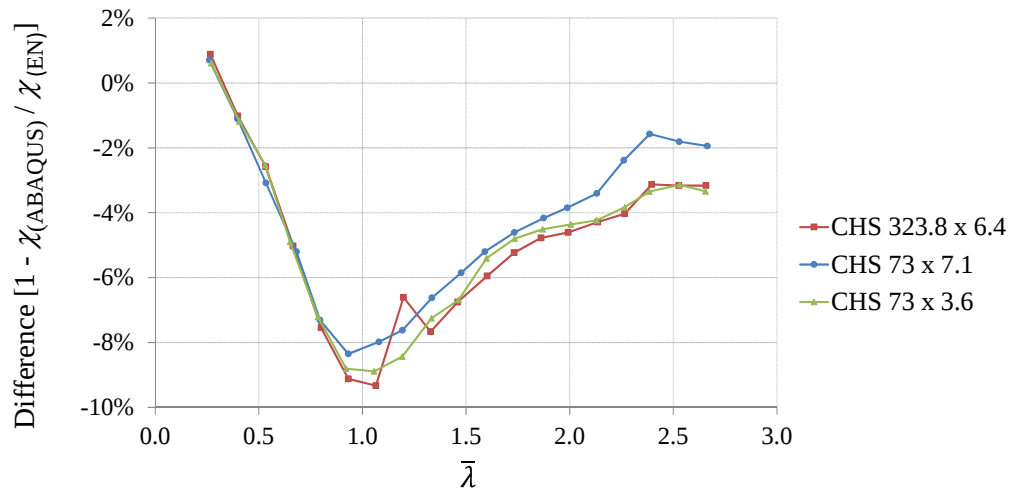


Figure 8 – Difference between the curves of χ versus $\bar{\lambda}$ of Abaqus and of EN 1993-1-1

The *maximum* difference observed between the numerical results and the results evaluated using EN 1993-1-1 was under 9.3%. Therefore, the numerical modeling parameters were considered satisfactory for this study.

5 Analysis of models with various initial crookedness

5.1 Considerations

Using the same numerical modeling approach validated for initial crookedness of $L/1,000$, it were analyzed members with initial crookedness of $L/2,000$, $L/1,500$, $L/1,000$, $L/750$ and $L/500$. For each value of the initial crookedness the analysis considered the variation in the length of the tube with $\bar{\lambda}$ in the range of 0.3 to 2.6, with increments of 0.27. The circular hollow sections analyzed are presented in Table 1.

Table 1 – Circular hollow sections analyzed

Profile	Diameter (d) mm	Thickness (t) mm	d/t
1 (CHS 88.9 x 3.6)	88.9	3.6	24.7
2 (CHS 141.3 x 8.0)	141.3	8.0	17.7
3 (CHS 141.3 x 16.0)	141.3	16.0	8.8
4 (CHS 273.3 x 6.4)	273.3	6.4	42.7
5 (CHS 355.6 x 12.5)	355.6	12.5	28.4

5.2 Comparison between models

The values of χ as a function of $\bar{\lambda}$, obtained in the numerical analysis, for the circular hollow sections presented in Table 1, were compared between each other. The mean values and the standard deviations obtained are presented in figures 9 and 10, for each considered value of initial crookedness.

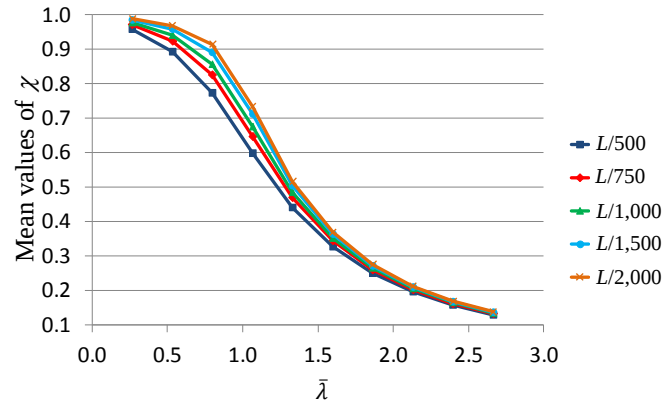


Figure 9 – Mean values of χ obtained with the numerical models

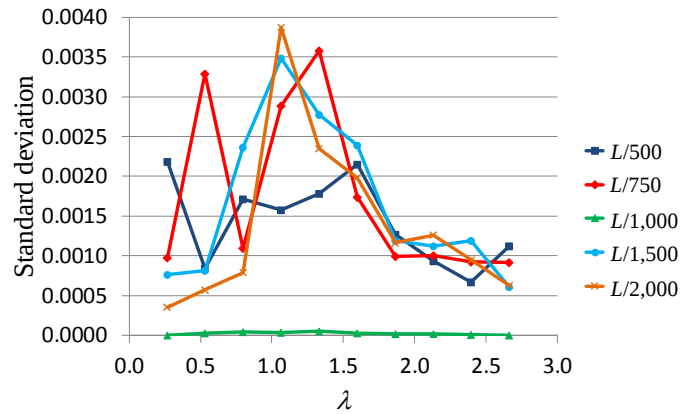


Figure 10 – Standard deviation of χ , obtained with the numerical models

The percental differences observed for the values of χ for all models were less than 2.5%. Theoretically, once the compared models are similar, only varying the cross sections, the values of χ for models 1 to 5 should be the same. The small variation observed probably is related to numerical modeling approaches and was considered satisfactory for this study.

6 Formulation proposed to evaluate χ

In order to propose a formulation to evaluate χ as a function of $\bar{\lambda}$, the numerical results of profile 1, from Table 1, were parameterized and compared with the other profiles

results.,. As a start point, the results of members with minimum and maximum initial crookedness ($L/2,000$ and $L/500$) were used and polynomial adjustments were made for each one of the curves. In these adjustments, each curve was represented by 3 polynomials, with breaking points determined to improve the polynomial fitting, where the reduced slenderness parameter ($\bar{\lambda}$) is equal to 1.07 and 1.60 (Figure 11), as follows:

– for $0 < \bar{\lambda} \leq 1.07$

$$f_{1/500}(\bar{\lambda}) = 0.225x^4 - 0.624x^3 + 0.218x^2 - 0.172x + 1 \quad (6.1)$$

$$f_{1/2,000}(\bar{\lambda}) = -0.543x^4 + 0.624x^3 - 0.2815x^2 - 0.004x + 1 \quad (6.2)$$

– for $1.07 < \bar{\lambda} \leq 1.60$

$$f_{1/500}(\bar{\lambda}) = 0.3203x^2 - 1.3658x + 1.6912 \quad (6.3)$$

$$f_{1/2,000}(\bar{\lambda}) = 0.4802x^2 - 1.95965x + 2.2744 \quad (6.4)$$

– for $1.60 < \bar{\lambda} \leq 2.66$

$$f_{1/500}(\bar{\lambda}) = -0.05382x^3 + 0.45904x^2 - 1.39295x + 1.5999 \quad (6.5)$$

$$f_{1/2,000}(\bar{\lambda}) = -0.07449x^3 + 0.6230x^2 - 1.83665x + 2.0172 \quad (6.6)$$

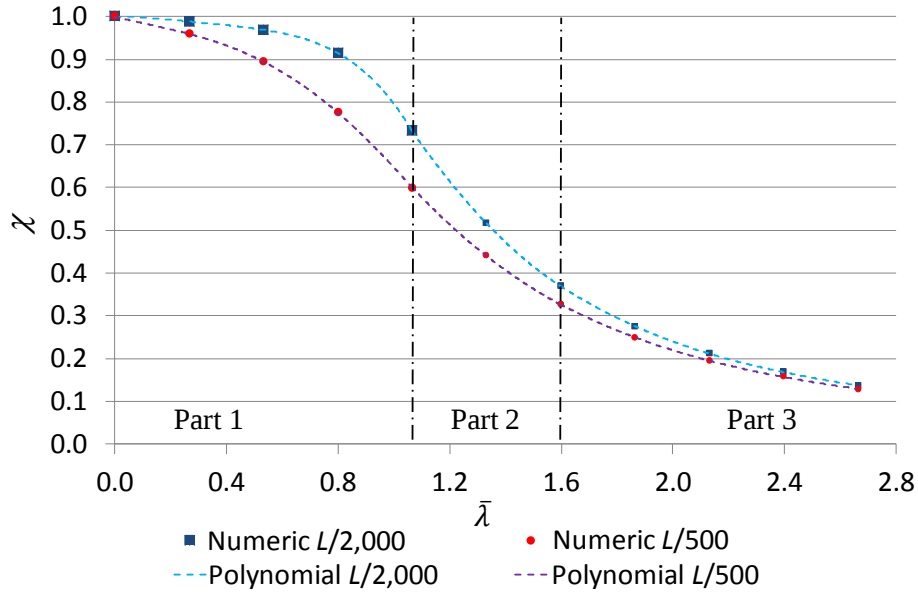


Figure 11 – Polynomial adjustments for initial crookedness of $L/2,000$ and $L/500$

As can be seen in Figure 11, for each adjustment was obtained results for values of $\bar{\lambda}$ between 0 and 2.66. After that, the procedure of Munoz-Rojas and Kuhl (2011) for interpolation of generic polynomial curves was adopted so as any curvature between $L/2,000$ and $L/500$ could be used, leading to:

$$f_{1/\delta}(\bar{\lambda}) = f_{1/500}(\bar{\lambda}) + \left[\frac{(1/\delta - 1/500)}{(1/2,000 - 1/500)} \right] [f_{1/2,000}(\bar{\lambda}) - f_{1/500}(\bar{\lambda})] \quad (6.7)$$

where $f_{1/\delta}(\bar{\lambda})$ is the equation of the curve χ versus $\bar{\lambda}$ for the member with the desired relative initial crookedness ($1/\delta$) and $f_{1/2,000}(\bar{\lambda})$ and $f_{1/500}(\bar{\lambda})$ are the polynomial equations of the initial crookedness of $L/2,000$ and $L/500$, respectively. The comparison between the proposed formulation, with initial crookedness equals to $L/1,000$, and the EN 1993-1-1:2005 formulation is shown in Figure 12.

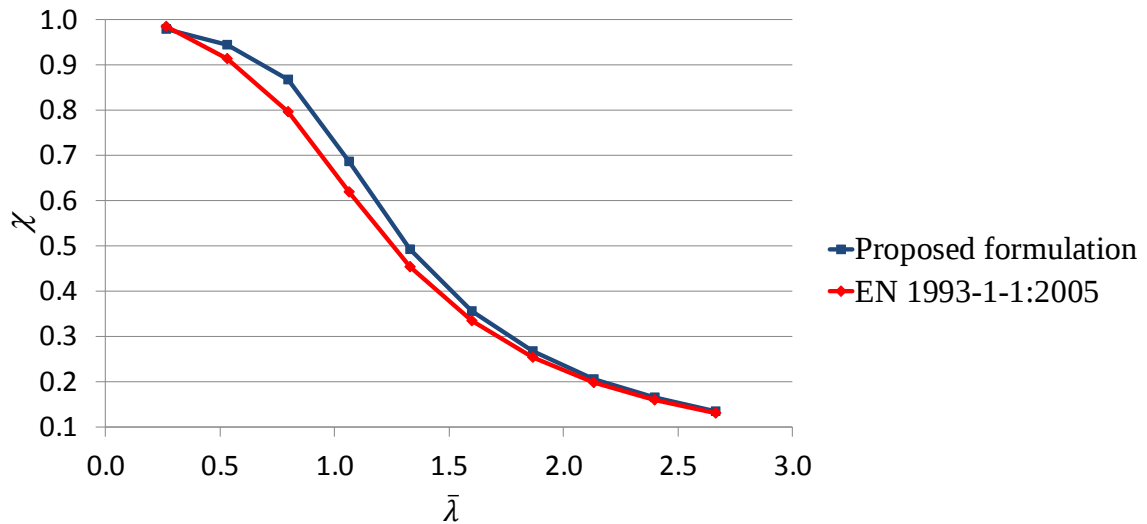


Figure 12 – Comparison between the proposed formulation and EN 1993-1-1:2005 for initial crookedness equals to $L/1,000$

The difference of the results between the proposed formulation and EN 1993-1-1:2005 are below 10%, as expected, once the numerical model was calibrated with the European Standard (Figure 8).

In order to check the proposed formulation to evaluate χ , given by Equation (6.7), and compare the values of χ for each $\bar{\lambda}$, the curves for initial crookedness equals to the ones simulated numerically ($L/2,000$, $L/1,500$, $L/1,000$, $L/750$ and $L/500$) were generated. The obtained results are presented in Figure 13, as a percental difference, for each profile (see Table 1).



Figure 13 – Percental differences between numerical results and those obtained by Equation (6.7)

As can be seen, the biggest percental difference in the value of χ , when comparing the values obtained by the proposed formulation and the numerical models, was of 2.5%, that can be considered a good agreement and adequate for structural design purpose.

7 Conclusions

This work proposes a formulation to evaluate the factor χ of members with hot rolled circular hollow steel sections, with initial crookedness between $L/2,000$ and $L/500$, and consequently its axial compressive strength, using Equation (3.1).

In order to obtain the presented formulation, a numerical analysis was performed and checked with the European code EN 1993-1-1:2005, which considers an initial crookedness of $L/1,000$. After that, models with initial crookedness of $L/2,000$, $L/1,500$, $L/750$ and $L/500$ were generated, and their curves of χ versus $\bar{\lambda}$ were plotted, making a polynomial adjustment with 3 segments per curve.

The expressions obtained for the initial crookedness of $L/2,000$ and $L/500$ were polynomially interpolated, leading to the proposed formulation for the curve of χ versus $\bar{\lambda}$ of members with any initial crookedness between these two limits.

The results evaluated with the proposed formulation were checked with the numerical results obtained with ABAQUS, and they were considered acceptable, presenting differences under 2.5% between them.

Finally, the formulation proposed is polynomial, therefor it can be easily computationally implemented, allowing to determine the factor χ and, consequently, to evaluate the axial compressive strength of members with hot rolled circular hollow sections with different initial crookedness by Equation (3.1).

8 Acknowledgments

The authors acknowledgment the support of the Brazilian research agencies CNPq, CAPES and FAPEMIG.

9 References

ASTM – **Standard specification for hot-formed welded and seamless carbon steel structural tubing**, ASTM A501, West Conshohocken, 2005.

BEEDLE, L. S. **Stability of Metal Structures: A World View**, Structural Stability Research Council, Lehigh University, 2nd Ed., Bethlehem, Pa, 1991.

BILD, S.; TRAHAI, N. S. **In-Plane Strengths of Steel Columns and Beam-Columns**. Journal of Constructional Steel Research, 13(1), 1–22, 1989.

GALAMBOS, T. V., **Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures**, 5th Ed. Wiley, New York, 1998.

CEN. **EN 1993-1-1 : Design of steel structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**, 2005.

CEN. **EN 10210-2: Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels—Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties**, CEN, 2006.

BEER, H.; SCHULZ, G. **Bases théoriques des courbes européennes de flambement**, Construction Métallique, 3, 37–57, 1970.

HIBBIT; KARLSSON; SORENSEN. **ABAQUS/ Standard – User’s Manual**, USA, 2005.

CHEN, W. F.; HAN, D. J.; **Plasticity for Structures Engineers**, Springer-Verlag, New York, USA, 2007.

European Convention for Constructional Steelwork – **Committee 8. Manual on Stability of Steel Structures**, ECCS, 2nd Ed. 1976.

GRILO, L. F. **Study of the Behavior of Built-Up Members Composed of Concentric Hot Rolled Circular Hollow Sections Under Compression**. MSc. Dissertation, Federal University of Minas Gerais, Brazil, 2015 [in Portuguese].

LAW, H. K.; GARDNER, L. **Lateral Instability of Elliptical Hollow Section Beams**. Engineering Structures, v. 37, 2012.

A. L. CASTRO e SILVA R., **Non-linear Numerical Analysis of Local Buckling of Structural Steel Profiles Under Single Axis Compression**. PhD Thesis. Federal University of Minas Gerais, Brazil, 2006 [in Portuguese].

P. A. MUÑOZ-ROJAS, P. T. R MENDONÇA, I. L. BENVENUTTI, G. J. CREUS, **Modeling nonlinear viscoelastic behavior of High Density Polyethylene (HDPE): application of stress-time equivalence versus interpolation of rheological properties**. In III International Symposium on Solid Mechanics. Florianópolis, Brazil, 2011.

Análise do modo distorcional de elementos perfurados segundo Método da Resistência Direta

Luiz Henrique de Almeida Neiva¹, Amaury Eloy C. Araújo Sales², Guilherme Cássio Elias¹, Arlene Maria Cunha Sarmanho^{1*}, Flávio Teixeira de Souza³

¹Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PROPEC – DECIV/EM/UFOP,
lhalmeidaneiva@gmail.com, gc.elias@yahoo.com.br,
arlene.sarmanho@gmail.com

²Mestrado Profissional em Construção Metálica – MECOM – DECIV/EM/UFOP,
amaurysales@gmail.com

³ Departamento de Edificações – IFMG,
flavio.souza@ifmg.edu.br

Analysis of the distortional buckling mode of perforated elements using the Direct Strength Method

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo teórico e numérico da influência de perfurações no comportamento e capacidade resistente de pilares em perfis formados a frio submetidos a compressão. Pilares com diferentes seções transversais e perfurações foram avaliados numericamente via ANSYS e GBTul, com ênfase no modo de instabilidade distorcional. As forças últimas da análise numérica foram comparadas às equações do Método da Resistência Direta (MRD) da ABNT NBR 14762:2010. Finalmente, foram propostas adequações às equações do MRD para possibilitar o dimensionamento de pilares que apresentam seções com a tipologia de perfurações estudadas.

Palavras-chave: *instabilidade estrutural, perfil formado a frio, instabilidade distorcional.*

Abstract

This work presents a theoretical and numerical study on the influence of perforations on the behavior and strength of cold-formed steel columns subjected to compression. Members of different cross-sections and perforations were evaluated numerically via ANSYS and GBTul, with emphasis on distortional buckling mode. The ultimate loads of the numerical analysis were compared to the Direct Strength Method (DSM) equations of ABNT NBR 14762:2010. Finally, changes were proposed in the DSM equations so it is possible calculate the predicted compressive strengths of columns with perforated cross-sections studied.

Keywords: *structural instability, cold-formed steel, distortional buckling.*

* Autor correspondente

1 Introdução

Levando-se em consideração os avanços tecnológicos e fatores econômicos, os projetos de estruturas na indústria da construção civil caminham para concepção de estruturas cada vez mais leves e esbeltas. Somada ao aumento de esbeltez dos elementos, a utilização de materiais com maior resistência mecânica intensifica os fenômenos de instabilidade nessas estruturas. Tais fenômenos apresentam grande influência no comportamento e dimensionamento dos elementos.

Aos perfis obtidos a partir do perfilamento ou dobragem de chapas de aço, dá-se o nome de perfis formados a frio (PFF). Estas chapas de aço possuem características mecânicas que proporcionam a trabalhabilidade necessária ao processo de conformação. Em função dessas características, tais perfis apresentam grande variedade de seções transversais, versatilidade de aplicação, bem como reduzido peso de seus elementos quando comparados aos perfis laminados e soldados.

Em geral nos perfis em PFF são utilizadas chapas finas e as relações de largura-espessura (esbeltez local) elevadas, tornando-os mais suscetíveis aos fenômenos de instabilidade local de placa.

Pode-se entender os perfis formados a frio como uma associação de placas que compõe a seção transversal do perfil. O estudo do comportamento de placas esbeltas depende da solução de equações de equilíbrio complexas e de difícil utilização em prescrições normativas. Portanto, as normas fazem uso de métodos simplificados de solução tais como o Método da Largura Efetiva (von Karman, 1932 e Winter, 1947 *apud* Sarmanho, 1991); o Método da Resistência Direta (Schafer, 2006); e o Método da Seção Efetiva (Batista, 2010) cuja formulação é prevista apenas na norma brasileira ABNT NBR 14762:2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

A instabilidade local de placa é caracterizada pela perda de estabilidade na qual as paredes constituintes da seção transversal tem suas formas alteradas apresentando deslocamentos laterais senoidais, mas mantendo os ângulos entre tais paredes inalterados, como observado na Figura 1.

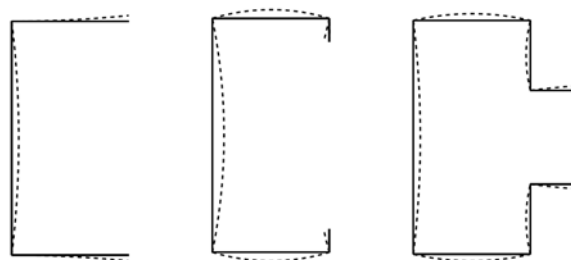


Figura 1 – Instabilidade local em seções U simples, U enrijecido e Rack (ou garrafa).

O modo de instabilidade distorcional, característico dos perfis formados a frio de seção aberta e monossimétrica, se caracteriza quando a perda de estabilidade provoca alterações na seção transversal com deslocamentos de pelo menos um dos vértices, causando abertura ou fechamento da seção, como visto na Figura 2.

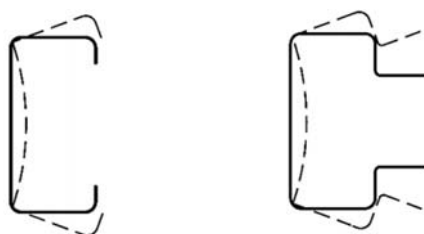


Figura 2 – Instabilidade distorcional em seções U enrijecido e Rack (Fonte: ABNT NBR 14762:2010).

Para a instabilidade global de elementos comprimidos, como os pilares, o modo se caracteriza pela perda de estabilidade em função de deslocamentos laterais ao longo do comprimento do elemento. Tal instabilidade pode ser de três tipos: por flexão em torno de um dos eixos da seção transversal; por torção em torno do eixo longitudinal; ou por flexo-torção.

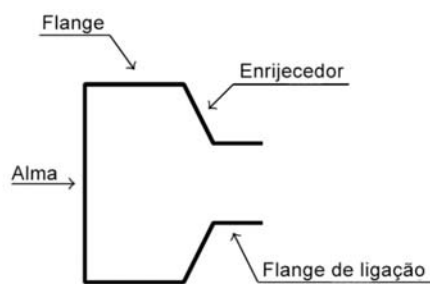
Os sistemas de armazenagem industrial são estruturas utilizadas com intuito de armazenar produtos e comumente são conhecidos por racks. Os mesmos variam de pequenas estantes carregadas manualmente até estruturas com mais de 30 m de altura, com carregamento automatizado, os autoportantes (Godley, 1991). Na Figura 3 são representados exemplos desses sistemas.



Figura 3 – Sistemas de armazenagem industrial. (Fonte: Águia, 2017).

Geralmente tais sistemas são fabricados em perfis formados a frio, com seções especialmente projetadas para facilitar sua montagem, apresentando perfurações ao longo de seu comprimento de forma a conectar as ligações. Portanto, devido a utilização de perfis (PFF) de seção esbelta, os elementos do sistema está sujeito aos fenômenos de instabilidade anteriormente citados. Adicionalmente, as perfurações existentes ao longo do comprimento dos elementos modificam o comportamento estrutural e a capacidade de carga da estrutura.

A seção comumente utilizada para os pilares desses sistemas é a tipo rack ou garrafa (Figura 4a). A existência dos flanges de ligação permite que a fixação dos contraventamentos seja diretamente no perfil, descartando a necessidade de novos elementos. Na Figura 4b observa-se um exemplo da ligação das vigas (longarinas) e contraventamentos aos pilares desses sistemas.



(a)



(b)

Figura 4 – Seção tipo rack (a) e fixação dos elementos (b). (Fonte: Neiva, 2017)

Estudos da influência das perfurações na estabilidade e força última de elementos comprimidos são relativamente recentes, a exemplo dos trabalhos de Schafer (2006, 2008), Souza (2013), Faria *et al.* (2015), Casafont *et al.*, (2009, 2012, 2014 e 2016), Faria

(2016) e também trabalhos relativos à utilização do Método da Resistência Direta em tais elementos, como Camotim e Basaglia (2014), Landesmann *et al.* (2016), Zhao *et al.* (2017), dentre outros.

2 Análise teórica

A ABNT NBR 14762:2010 permite a determinação da capacidade resistente dos elementos considerando-se o Método da Largura Efetiva, Método da Seção Efetiva ou o Método da Resistência Direta (MRD). O princípio básico deste último é a obtenção das forças últimas da seção a partir de uma análise de estabilidade elástica da seção transversal. Para tanto, é necessário resolver um problema de autovalor, determinando assim os valores das forças críticas de instabilidade. A partir dessas forças, utilizando-se as equações propostas pelo MRD, é possível determinar os valores das forças últimas.

Para obter-se a força axial de compressão associada ao modo distorcional, $N_{c,Rdist}$, de seções sem perfurações, a ABNT NBR 14762:2010 utiliza as seguintes expressões:

$$\begin{aligned} \lambda_{dist} \leq 0,561 &\rightarrow N_{c,Rdist} = P_y = Af_y \\ \lambda_{dist} > 0,561 &\rightarrow N_{c,Rdist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{Af_y}{\lambda_{dist}^{1,2}} \\ \lambda_{dist} &= \left(\frac{Af_y}{N_{dist}}\right)^{0,5} \end{aligned} \tag{2.1}$$

Onde P_y é a força axial de escoamento; A é a área bruta da seção transversal; f_y é a tensão de escoamento do aço; N_{dist} é a força axial de instabilidade distorcional elástica; e λ_{dist} é o índice de esbeltez reduzido associado à instabilidade distorcional.

2.1 Método da Resistência Direta para seções com perfurações

Moen e Schafer (2008) realizaram uma análise teórico experimental de perfis U enrijecido com perfurações de forma a propor modificações no Método da Resistência Direta, a fim de que o mesmo pudesse ser utilizado no dimensionamento de seções com furos. O trabalho é abrangente, considerando elementos submetidos à compressão e flexão, e aos três modos de instabilidade: local, distorcional e global. No que concerne à compressão, alguns limites de dimensões relacionados aos furos (Equações 2.2) e chapas foram impostos para a melhor convergência do método proposto.

$$\frac{S}{h} \geq 1,5 \quad \frac{S}{L_{hole}} \geq 2,0 \quad \frac{L_{hole}}{h} \leq 0,75 \quad 2.2$$

Em que S é a distância longitudinal entre os furos, h é a largura da chapa em que o furo está inserido e L_{hole} é a altura do furo.

O recorte do presente estudo, no entanto, são os pilares submetidos à compressão uniforme em que a instabilidade distorcional seja dominante.

A proposta de Moen e Schafer (2008) é a da obtenção das forças críticas de instabilidade via Método das Faixas Finitas, considerando a utilização de uma espessura fictícia que considere a influência da perfuração no comportamento dos pilares. Assim sendo, a espessura fictícia da alma com perfurações é dada por:

$$t_{web,hole} = \left(1 - \frac{L_h}{L_{crd}}\right)^{1/3} t_w \quad 2.3$$

Onde $t_{web,hole}$ é a espessura fictícia da alma; t_w é a espessura real da alma; L_h é o comprimento do furo; e L_{crd} é o comprimento da meia onda do modo distorcional.

A partir dos valores de forças críticas obtidos com a espessura fictícia da alma, utiliza-se as equações do MRD de forma a serem obtidas as forças últimas dos pilares.

Com o estudo citado, Moen e Schafer (2008) propuseram modificações nas expressões originais do MRD para a obtenção da capacidade resistente de seções com perfurações. Seguindo as recomendações de Sales (2017), para as perfurações verticais estudadas neste trabalho, será utilizada a modificação das equações do MRD proposta por Moen e Schafer (2008), aqui denominadas de MOEN, dadas por:

$$\begin{aligned} \lambda_{dist} \leq 0,561 &\rightarrow N_{c,Rdist} = A_{min,liq} f_y \\ \lambda_{dist} > 0,561 &\rightarrow N_{c,Rdist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{A_{min,liq} f_y}{\lambda_{dist}^{1,2}} \\ \lambda_{dist} &= \left(\frac{A_{min,liq} f_y}{N_{dist}}\right)^{0,5} \end{aligned} \quad 2.4$$

Onde $A_{min,liq}$ é a área líquida da seção transversal considerando as perfurações.

3 Análise numérica

Para a análise de estabilidade de seções em perfis formados a frio existem alguns métodos bastante difundidos, como a Teoria Generalizada de Vigas, a GBT, utilizando o software GBTul (Bebiano *et al.*, 2008) e o Método das Faixas Finitas, via programa CuFSM (Schafer e Adani, 2006). Todavia, os métodos anteriormente citados não permitem a avaliação de seções que apresentem perfurações, motivo pelo qual, neste trabalho foi utilizado o Método dos Elementos Finitos via o programa ANSYS (Ansys, 2016) e uma adaptação da análise via GBTul para consideração das perfurações com base nos estudos de Sales (2017).

3.1 Geometria e identificação dos modelos

Foram estudadas 16 seções transversais tipo rack, variando-se a largura da alma, b_w , (80 mm, 94 mm, 110 mm e 120 mm) e a espessura da chapa, t , (1,4 mm, 1,8 mm, 2,25 mm e 3,0 mm), como indicado na Figura 5. Também foram considerados quatro tipologias de perfurações verticais (com alturas de furos variando de 10% a 40% da largura da alma, b_w), gerando um total de 64 modelos.

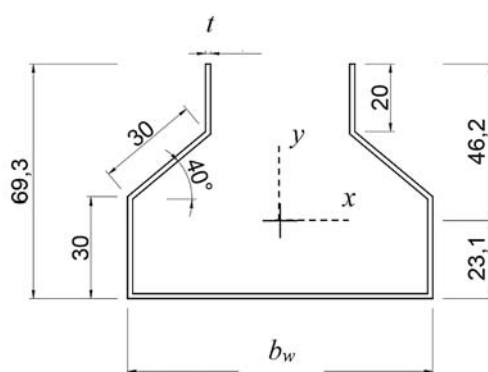


Figura 5 – Dimensões da seção transversal (em milímetros).

Para facilitar a identificação dos modelos analisados, utilizou-se uma nomenclatura que considera-se a variação da geometria das seções, por exemplo: o modelo CF-80-1,4-F10% representa um pilar com furos, largura de alma, b_w , igual a 80 mm, espessura, t , de 1,4 mm e altura de furo, h_f , igual a 10% de b_w .

Com relação às perfurações, na Figura 6 tem-se as dimensões e espaçamentos utilizados. Tais valores foram escolhidos de modo a fornecer uma correlação entre a

perfuração e a largura da alma, proporcionando uma melhor adequação da malha utilizada nas análises.

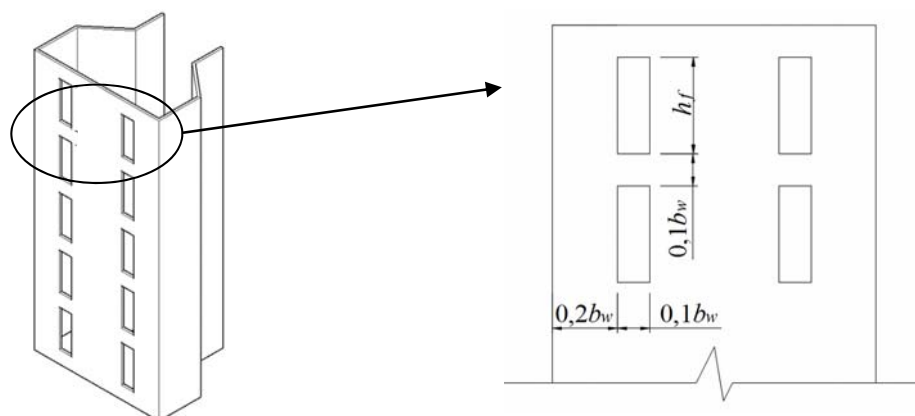


Figura 6 – Dimensões e espaçamento das perfurações.

Na Figura 7 apresenta-se as quatro tipologias de perfurações estudadas.

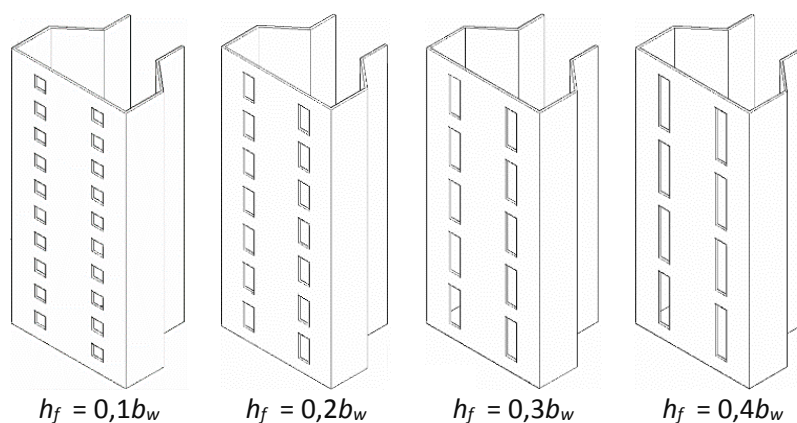


Figura 7 – Tipologias de perfurações utilizadas nas análises numéricas.

3.2 Modelo de elementos finitos

O modelo numérico utilizado no ANSYS tem como base os trabalhos de Souza (2013) e Faria (2016). Tal modelo é composto por um pilar com seção do tipo rack, utilizando o elemento SHELL181 (Figura 8a), em conformidade com trabalhos anteriores de Freitas *et. al* (2010) e Souza (2013) em que foi realizada um estudo de vários elementos finitos de casca e melhores resultados foram encontrados quando utilizado o SHELL181. Este elemento possui quatro nós com seis graus de liberdade (três translações e três rotações) em cada nó.

A fim de que o empenamento da seção fosse restringido, foram modeladas chapas retangulares nas extremidades dos pilares. O centro geométrico (CG) das chapas coincidem com o CG do pilar. Estas chapas são representadas pelo elemento SOLID45 (Figura 8b), definido por oito nós, com três graus de liberdade (translações) em cada nó, com base nos estudos de Casafont et. al (2016) que preconizam a utilização do mesmo. As mesmas foram modeladas para se comportarem como elementos de rigidez elevada de modo que não ocorressem deformações nos níveis de carregamento utilizado.

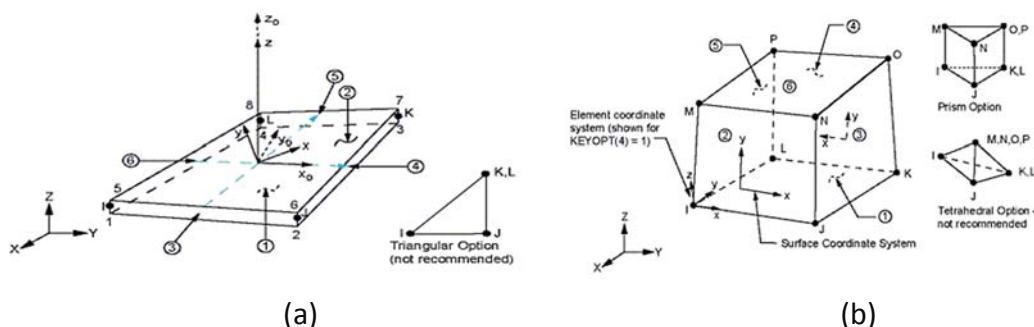


Figura 8 – Elementos utilizados: (a) SHELL181 e (b) SOLID45.

Em relação ao refinamento da malha, os elementos de superfície, isto é, os pilares, foram modelados utilizando um tamanho da malha igual a 10% da largura da alma da seção, conforme estudo de distribuição de malhas realizados nos trabalhos de Freitas *et. al* (2010), Souza (2013) e Faria (2016). Para os elementos de volume, utilizou-se uma malha mapeada, com volumes hexaédricos de largura também igual a 10% de bw.

Para estabelecer a condição de extremidades rotuladas com empenamento restringido, em uma das chapas de extremidade, todos os graus de liberdade do nó correspondente à aplicação da força são restringidos a fim de simular as reações. Na outra chapa, no respectivo ponto, apenas os dois deslocamentos no plano da chapa são restringidos e aplica-se o carregamento pontual (Figura 9a). Para impedir a rotação do pilar em relação ao eixo longitudinal, foram inseridas duas restrições de deslocamentos (Figura 9b) em nós de cada uma das chapas de extremidade (Casafont, *et al.*, 2016). Por fim, para garantir a restrição ao empenamento, os nós coincidentes da seção transversal do pilar com a chapa foram acoplados em todas as direções (Figura 9c).

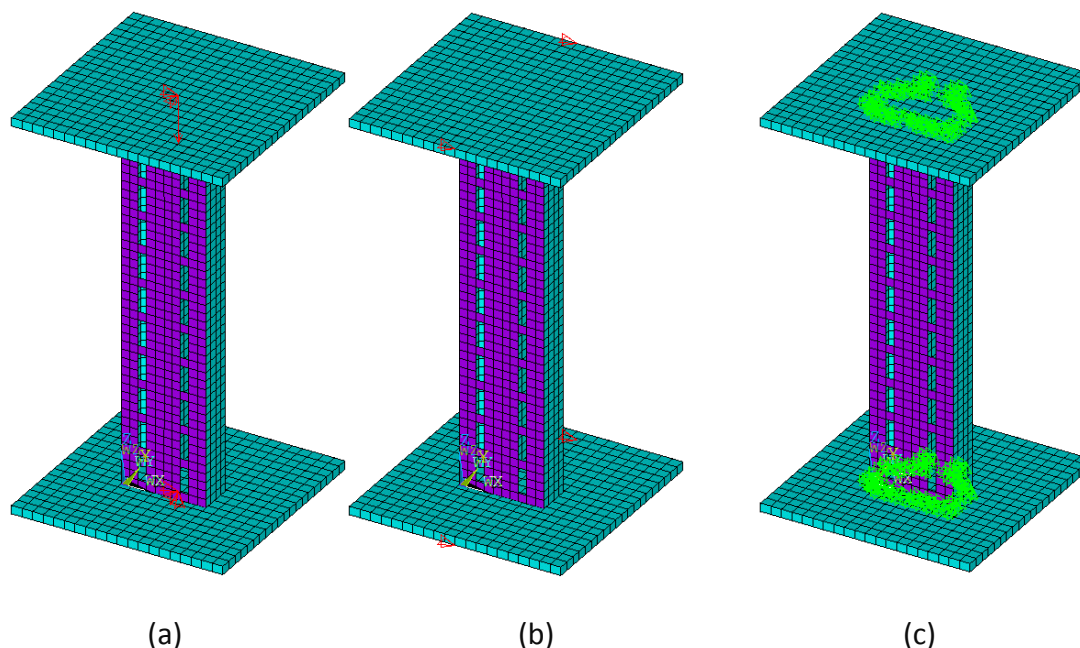


Figura 9 – Condições de contorno implementadas.

De forma a propiciar a automatização da construção do modelo, variação dos parâmetros e realização de análise paramétrica, foi utilizada a linguagem de programação do software ANSYS, a APDL (*ANSYS Parametric Design Language*).

Inicialmente foi realizada uma análise de estabilidade elástica da seção tipo rack submetida à compressão centrada, na qual é resolvido o problema de autovalor e autovetor, de forma a serem obtidas as forças críticas e os modos de instabilidade associados. Posteriormente, realiza-se uma análise não linear, em que as não linearidades física e geométrica são inseridas.

Para a consideração da não linearidade física foram inseridas as propriedades elastoplásticas do material, na qual utilizou-se um aço A36 ($f_y = 250$ MPa e $f_u = 400$ MPa), com um diagrama de tensão x deformação multilinear (Faria, 2016). A não linearidade geométrica foi obtida atualizando a geometria dos pilares com a introdução de imperfeições iniciais baseadas no primeiro modo de instabilidade determinado na análise linear. A amplitude utilizada foi de 0,7, correspondente à metade da menor espessura utilizada nas análises, no caso, 1,4 mm.

3.3 Modelo pela Teoria Generalizada de Vigas

Utilizando a Teoria Generalizada de Vigas (GBT) via programa GBTul, foram determinadas as forças críticas de instabilidade das seções estudadas. Como visto anteriormente, tal programa não permite a inserção de perfurações no modelo. Portanto, de forma a serem consideradas as perfurações, foi realizado procedimento proposto por Sales (2017), com base nos estudos de Moen e Schafer (2008).

Nos estudos de Sales (2017), foi proposta uma modificação à Equação 2.3 de Moen e Schafer (2008) para considerar o arranjo de furos fora dos limites apresentados nas Equações 2.2. A espessura fictícia da alma, t_{fic} , foi tomada considerando-se a razão entre a largura efetiva, $b_{w,ef}$, e a largura da alma, b_w . Para o caso estudado, igual a 80%. Além disso, as análises foram realizadas utilizando a Teoria Generalizada de Vigas, via GBTul.

$$t_{fic} = \frac{b_{w,ef}}{b_w} t_w = 0,8 t_w \quad 3.1$$

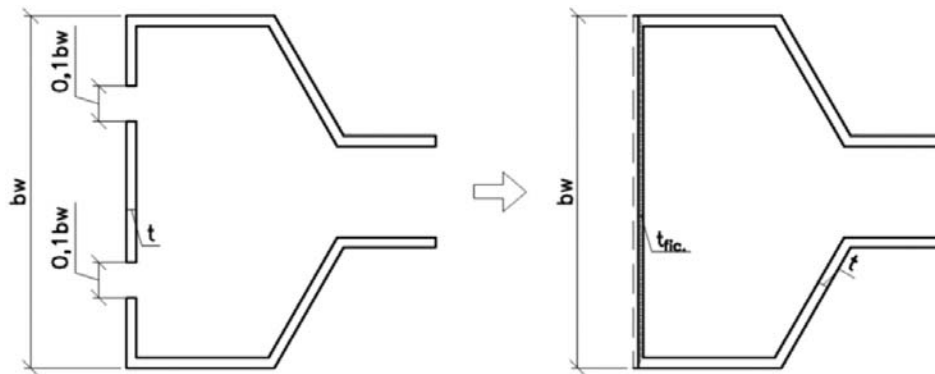


Figura 10 – Espessura fictícia da alma, t_{fic} . (Fonte: Sales, 2017)

Assim, pode-se determinar as forças críticas de instabilidade distorcional considerando-se as espessuras fictícias, t_{fic} . Com esses valores é possível obter os valores de força última para os pilares das seções com perfurações.

4 Resultados e discussões

4.1 Análise de instabilidade elástica das seções

Na Figura 11 são apresentados os resultados das forças críticas de instabilidade, P_{cr} , obtidas no ANSYS para uma variação de comprimento, L , de até 3000 mm, considerando

o modelo com largura de alma igual a 80 mm, em função das diferentes espessuras e tamanhos de furos estudados. As demais seções restantes apresentaram resultados semelhantes.

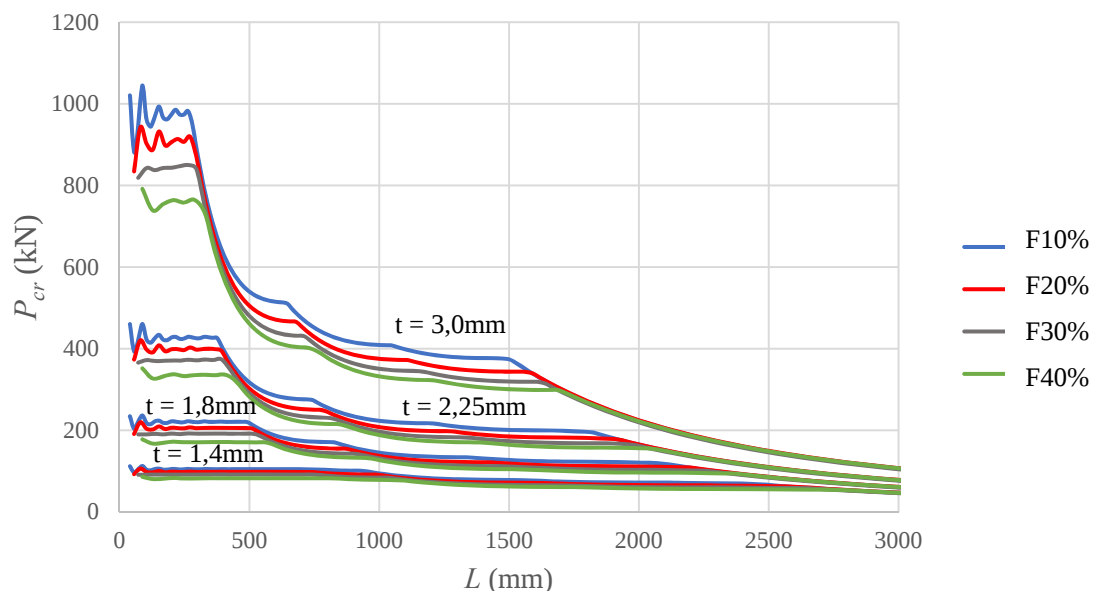


Figura 11 – Forças críticas obtidas no ANSYS para $b_w = 80$ mm.

Como pode ser observado na Figura 11, percebe-se que a tendência do comportamento das curvas é similar e dependente da altura dos furos verticais, analisando uma mesma espessura. Para menores alturas de furos (F10%), como esperado, a força crítica de instabilidade do pilar é maior. Observando cada gráfico separadamente e se mantendo a largura b_w constante, pode ser observado que conforme se aumenta a espessura, a altura do furo influencia mais na dispersão dos valores das forças críticas. Isso é associado que com o aumento da espessura, a perda de área na seção transversal, para um mesmo tamanho de furo, torna-se mais evidente.

Observa-se que para pequenos comprimentos de pilar, há uma variação nos valores das forças críticas de instabilidade local. Presume-se que tal comportamento acontece em função da influência da proximidade da aplicação de força.

Na Figura 12 tem-se as curvas dos pilares com largura de 80 mm e espessura igual a 1,4 mm, com a indicação dos pontos de mudança do modo de instabilidade predominante: local (L), distorcional (D) e global (G) e também os deslocamentos apresentados na seção transversal conforme o modo de instabilidade apresentado.

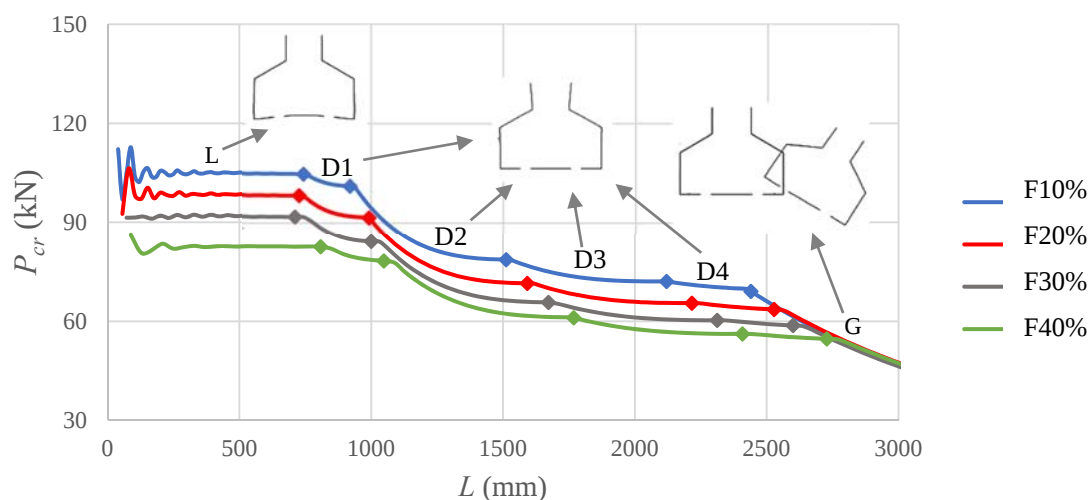


Figura 12 – Forças críticas obtidas no ANSYS para $b_w = 80$ mm e $t = 1,4$ mm.

Da Figura 12 percebe-se que, ainda que a seção transversal não se altere em relação às quatro perfurações estudadas, as diferenças nas alturas dos furos influenciam na força crítica dos pilares. Além disso, estas seções apresentaram quatro modos distorcionais (D1, D2, D3 e D4), variando a quantidade de meias-ondas (Figura 13).

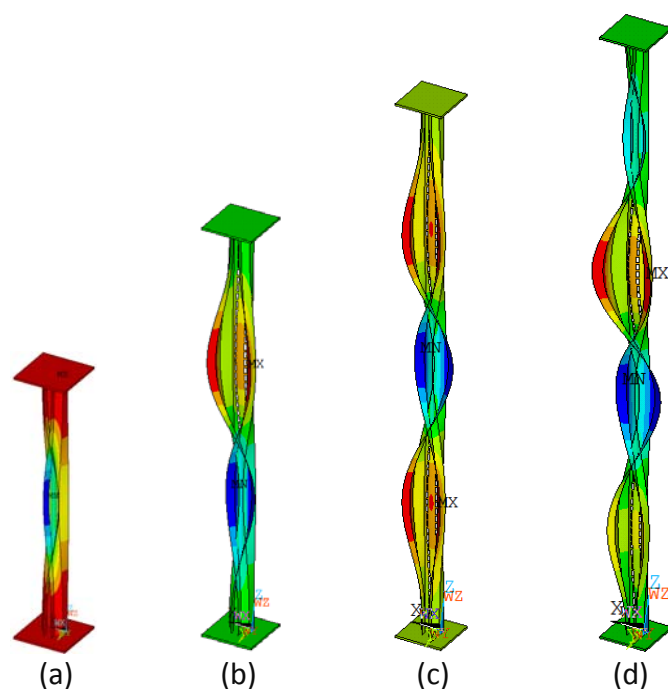


Figura 13 – Modos distorcionais: (a) D1, (b) D2, (c) D3 e (d) D4.

Utilizando a espessura fictícia da alma proposta por Sales (2017), Equação 3.1, foi realizada análise de estabilidade pelo GBTul das 16 seções transversais estudadas.

Salienta-se que, as alturas de furo nessa análise não apresentam diferença, uma vez que possuem a mesma seção transversal. Na Figura 14 são apresentadas as curvas de instabilidade elástica para os modelos com largura de 80 mm e espessura igual a 1,8 mm, (analisados via ANSYS e com perfuração) e o mesmo modelo sem perfuração e com espessura fictícia, analisado via GBTul.

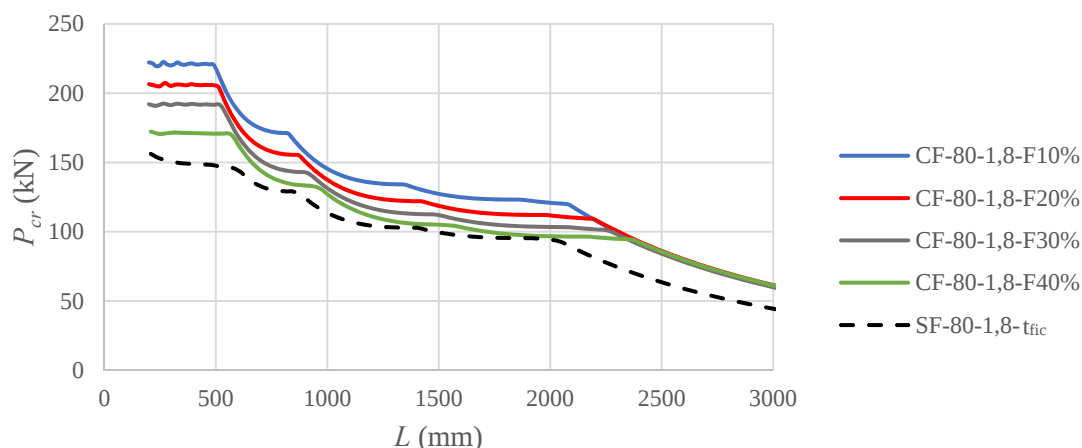


Figura 14 – Forças críticas obtidas no ANSYS e GBTul para modelos CF-80-1,8.

Percebe-se que as forças críticas obtidas considerando-se uma seção fictícia no GBTul apresentam a mesma tendência daquelas obtidas via ANSYS (com perfurações). Todavia, a mesma apresenta valores conservadores de forças críticas quando comparada aos furos de menores alturas. Comportamento semelhante foi observado para as outras seções.

4.2 Análise de força última das seções

Em seguida, foram obtidas as forças últimas, P_u , dos 64 modelos via ANSYS, com comprimentos variando de 500 mm a 1500 mm, de modo a se evidenciar o modo de instabilidade distorcional. Na Figura 15 são apresentados os valores de força última versus comprimento para os modelos com $b_w = 80$ mm em função das diferentes espessuras e tamanhos de furos estudados. As demais seções restantes apresentaram resultados semelhantes.

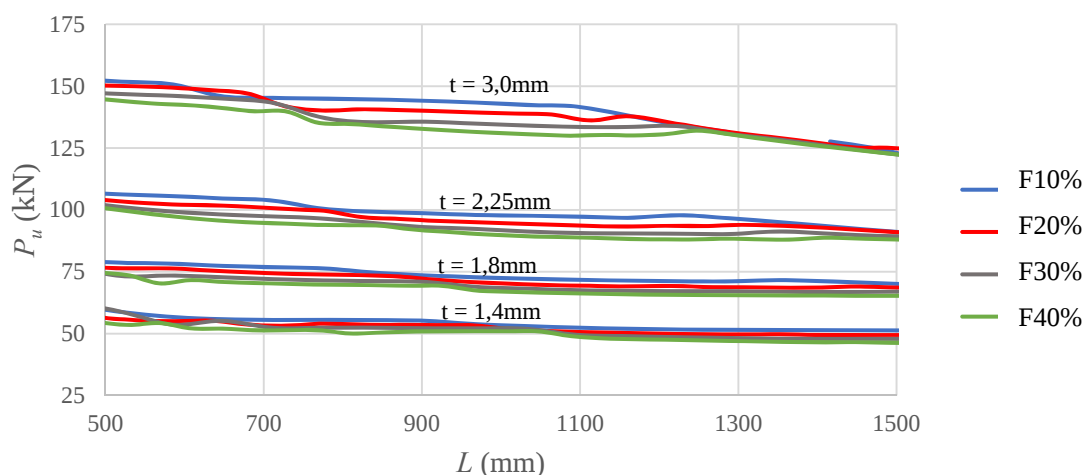


Figura 15 – Forças últimas obtidas no ANSYS para $b_w = 80$ mm.

Percebe-se que a tendência do comportamento das curvas para a tipologia de furos estudadas é semelhante. Para menores alturas de furo, como esperado, a força última do pilar é maior. Observando cada gráfico separado e mantendo a largura b_w constante, observa-se que, igualmente às forças críticas, conforme se aumenta espessura, a altura do furo influencia mais na dispersão dos valores de forças críticas.

Utilizando-se as forças críticas obtidas no GBTul com a espessura fictícia de alma em conjunto com as Equações 2.3 (MOEN), foram obtidas as forças últimas para essas seções (MOEN- t_{fic}). A Figura 16 apresenta a comparação dos valores de força última obtidas via essa estratégia e via ANSYS para o modelo com $b_w = 80$ mm e $t = 1,8$ mm.

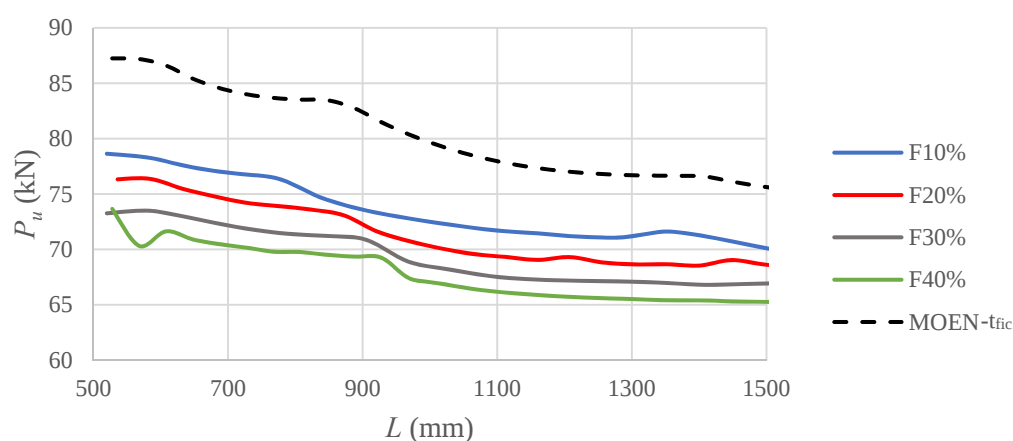


Figura 16 – Forças últimas obtidas no ANSYS e MOEN- t_{fic} para modelos 80-1,8.

Analisando a Figura 16 percebe-se que a abordagem utilizando as Equações 2.3 (MOEN) e a espessura fictícia da alma de Sales (2017), não se mostraram adequadas à obtenção das forças últimas das seções com as tipologias de perfurações deste estudo. Presume-se que isso ocorre pois nesse estudo os modelos apresentam uma maior densidade de furos quando comparados aos modelos estudados por Sales (2017), em que a estratégia se mostrou adequada.

4.3 Comparações entre o MRD e os resultados numéricos do ANSYS

A Figura 17 apresenta todos os resultados encontrados para as forças últimas via ANSYS para todas os modelos estudados, agrupados por largura de alma, b_w , e a curva de dimensionamento da ABNT NBR 14762:2010 para o modo distorcional (Equação 2.1).

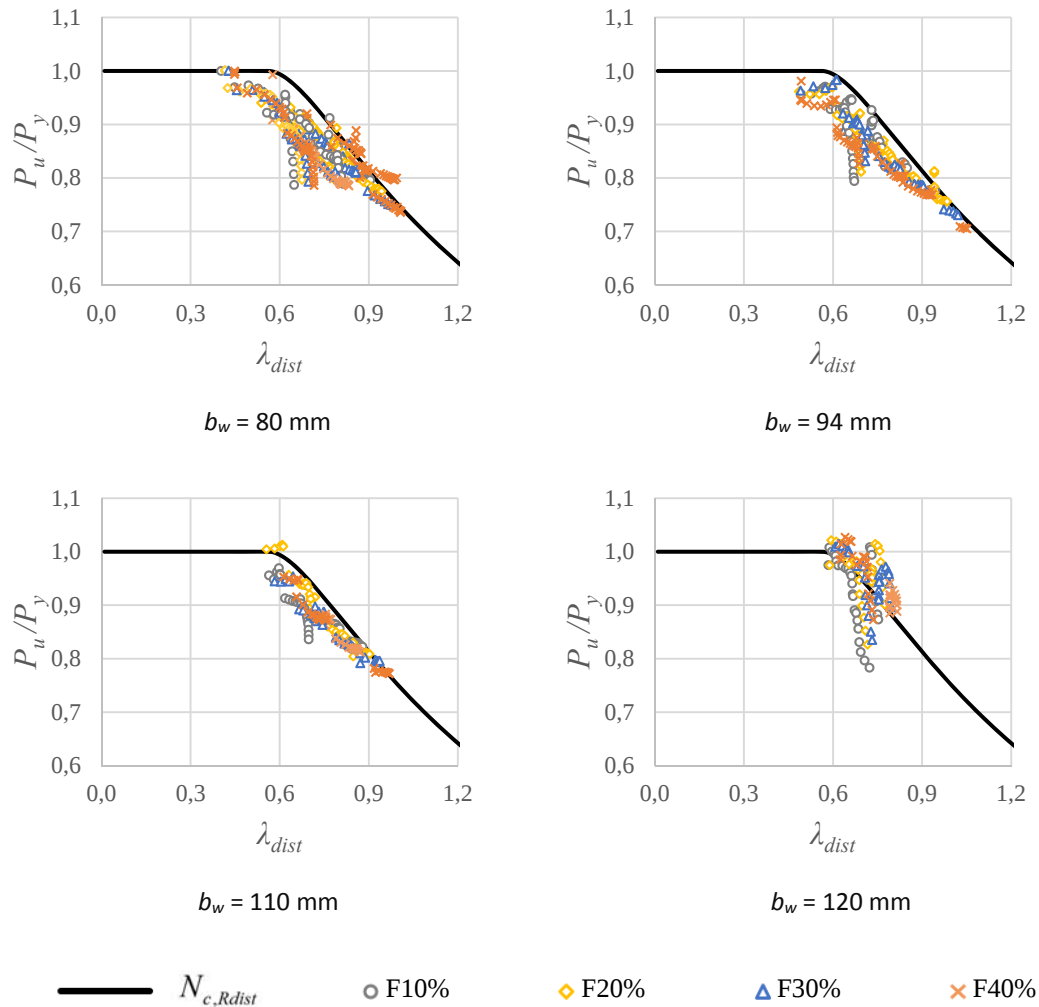


Figura 17 – Comparação entre a curva da ABNT NBR 14762 e resultados numéricos.

Como observado na Figura 17, conforme esperado, a prescrição normativa apresenta forças últimas maiores que os resultados numéricos, uma vez que a mesma não leva em consideração a existência de perfurações ao longo do elemento.

Na Figura 18 são destacados os resultados relativos ao modo distorcional do modelo CF-80-2,25, com as quatro tipologias de perfurações estudadas.

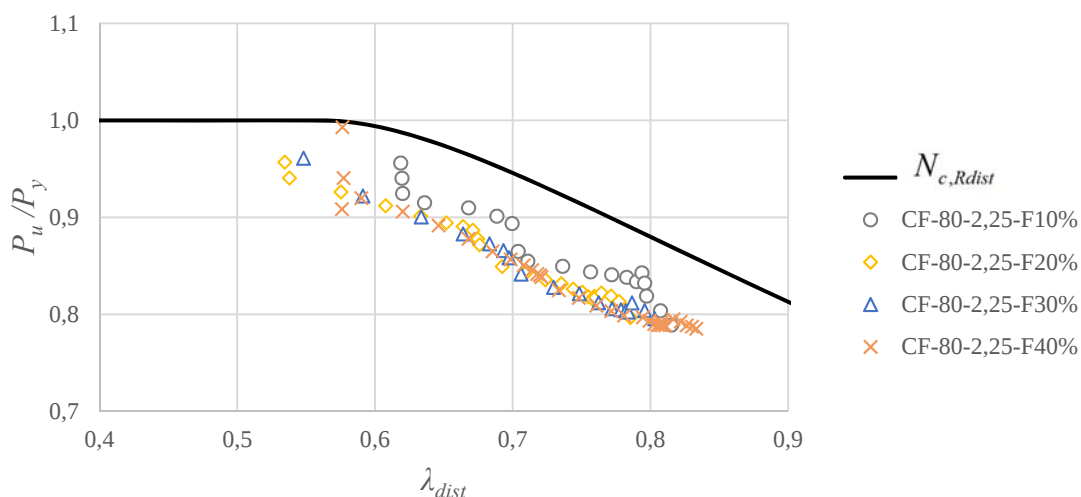


Figura 18 – Comparação entre a curva da ABNT NBR 14762 e forças últimas do ANSYS para o modelo CF-80-2,25.

Da Figura 18 percebe-se que os resultados numéricos indicam tendência similar à curva de dimensionamento segundo a prescrita na norma brasileira. Essa tendência indica a possibilidade de adequação da mesma curva para a consideração de seções que apresentam as perfurações previstas nas análises.

Portanto, torna-se necessário uma curva que apresente valores de forças últimas inferiores aos valores obtidos nas análises numéricas. Alterando-se os coeficientes da Equação 2.1, é possível obter uma curva que atenda aos resultados numéricos encontrados via ANSYS. Logo, propõe-se a seguinte modificação:

$$\begin{aligned}
\lambda_{dist,furo} \leq 0,350 &\rightarrow N_{c,Rdist,furo} = A_{min,liq} f_y \\
\lambda_{dist,furo} > 0,350 &\rightarrow N_{c,Rdist,furo} = \left(1 - \frac{0,45}{\lambda_{dist,furo}^{0,4}}\right) \frac{A_{min,liq} f_y}{\lambda_{dist,furo}^{1,1}} \\
\lambda_{dist,furo} &= \left(\frac{A_{min,liq} f_y}{N_{dist,furo}}\right)^{0,5}
\end{aligned}
\tag{4.1}$$

Na Figura 19 são apresentadas as forças últimas para todas as seções estudadas, a curva original da ABNT NBR 14762:2010 e a nova curva adaptada para as perfurações estudadas.

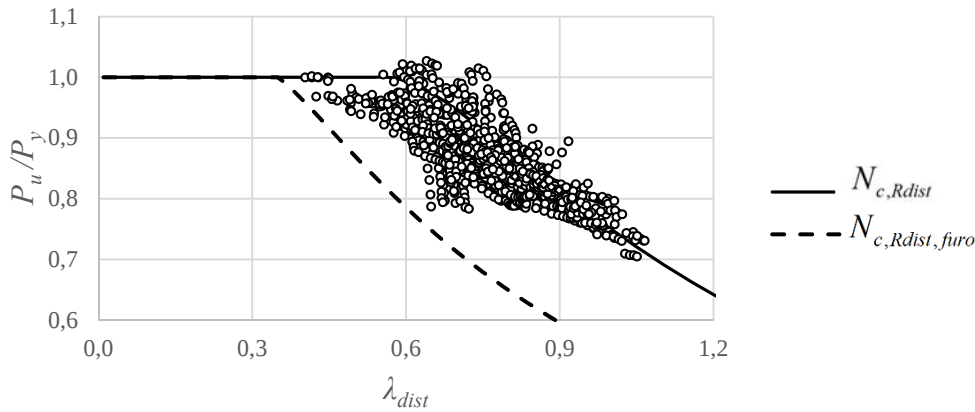


Figura 19 – Adequação da curva do modo distorcional da ABNT NBR 14762.

Pode-se perceber na Figura 19 que ao utilizar a Equação 4.1 a curva gerada apresenta valores de forças últimas inferiores aos resultados numéricos, podendo, portanto, ser utilizada no dimensionamento de seções com essa tipologia de furos.

5 Considerações finais

Observando-se os resultados numéricos do ANSYS, percebe-se que tanto em relação às forças críticas de instabilidade como às forças últimas, a tendência de comportamento dos resultados são similares. Como esperado, quanto maiores os tamanhos da perfuração, menores os valores encontrados (seja força crítica ou última).

As forças críticas de instabilidade foram obtidas via GBTul considerando uma espessura fictícia de alma, de forma a diminuir a rigidez da seção transversal em função das

perfurações. De posse destas forças críticas, foram obtidas as forças últimas por meio de equações propostas por Moen e Schafer (2008). Os valores das forças últimas obtidas por essa estratégia não se mostraram adequados para o dimensionamento das perfurações estudadas. Presume-se que isso ocorreu pois nesse estudo os modelos apresentam uma maior densidade de furos quando comparados aos modelos estudados por Sales (2017), em que a estratégia se mostrou adequada.

Por fim, os resultados numéricos de forças últimas obtidos no ANSYS foram comparados com a curva de dimensionamento de instabilidade distorcional do Método da Resistência Direta da ABNT NBR 14762:2010. Como esperado, uma vez que a norma não considera a existência de perfurações, os resultados numéricos são inferiores aos prescritos. Portanto, foram propostas adequações à curva, de modo que a mesma pudesse ser utilizada no dimensionamento das seções e tipologias de perfurações estudadas.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), CNPq (Conselho Nacional de Pesquisa) e a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior).

7 Referências bibliográficas

ÁGUIA. Disponível em: <<http://www.aguiasistemas.com.br/>> Acesso em: 14 ago. 2017.

ANSYS, **Ansys program version 17.0. Finite Element Software**. Ansys Incorporation, Houston, PA, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio**, Rio de Janeiro, 2010.

BATISTA, E. M. **Effective section method: A general direct method for the design of steel cold-formed members under local–global buckling interaction**. Thin - Walled Structures 47, 345–356, 2010.

BEBIANO R.; PINA P.; SILVESTRE N.; CAMOTIM D. **GBTUL – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members**, DECivil/IST, Technical University of Lisbon, 2008.

CAMOTIM, D.; BASAGLIA C. **On the behaviour, failure and direct strength design of thin-walled steel structural systems**. Thin-Walled Structures, v. 81, p. 50-66, 2014.

- CASAFONT, M.; BONADA, J.; ROURE, F.; PASTOR, M. M. **Selection of the initial geometrical imperfection in nonlinear FE analysis of cold-formed steel rack columns.** Thin - Walled Structures 51, 99-111, 2012.
- CASAFONT, M.; BONADA, J.; ROURE, F.; PASTOR, M. M. **Imperfection amplitudes for nonlinear analysis of open thin-walled steel cross-sections used in rack column uprights.** Thin - Walled Structures 76, 28-41, 2014.
- CASAFONT, M.; BONADA, J.; ROURE, F.; PASTOR, M. M. **Distortional Influence of Pallet Rack Uprights Subject to Combined Compression and Bending.** Structures 8, 275-285, 2016.
- CASAFONT, M.; MARIMON, F.; PASTOR, M.M. **Calculation of pure distortional elastic buckling loads of members subject to compression via finite element method.** Thin-Walled Structures 47, 701-729, 2009.
- FARIA, V. O. **Análise de estabilidade de perfis formados a frio com perfurações.** Dissertação de Mestrado, PROPEC - UFOP, 2016.
- FARIA, V. O. ; SOUZA, F. T. ; MIRANDA, S. A. ; SARMANHO, A. M. C. . **Análise de perfis formados a frio com perfurações sob compressão centrada.** Revista da Estrutura de Aço, v. 4, p. 163-180, 2015.
- FREITAS, A. M. S.; FREITAS, M. S. R.; SOUZA, F. T. **Theoretical analysis of perforated rack columns.** SDSS Rio 2010 International Colloquium Stability and Ductility of Steel Structures v.2, p.953-960, 2010.
- GODLEY, M. H. R. **Storage Racking In Design of Cold Formed Steel Members.** Chapter 11, Ed Rhodes. Elsevier Applied Science, Amsterdam. pp. 361-399, 1991.
- MOEN, C. D.; SCHAFER B. W. **Direct strength design of cold-formed steel members with perforations.** Research Report, The Johns Hopkins University, 2008.
- NEIVA, L. H. A. **Análise da influência da variação de perfurações no comportamento e capacidade de carga de perfis formados a frio de seção tipo rack.** Dissertação de Mestrado, PROPEC - UFOP, 2017.
- LANDESMANN, A.; CAMOTIM, D.; GARCIA, R. **On the strength and DSM design of cold-formed steel web/flange-stiffened lipped channel columns buckling and failing in distortional modes.** Thin-Walled Structures, v. 105, p. 248-265, 2016.
- SALES, A. E. C. A. **Análise da aplicação do método da resistência direta a perfis formados a frio com perfurações submetidos à compressão.** Dissertação de Mestrado, MECOM - UFOP, 2017.
- SARMANHO, A. M. C. **Estudo do Comportamento Pós-Crítico de Paredes Esbeltas de Perfis Metálicos.** Dissertação de Mestrado. COPPE - UFRJ, 1991.
- SCHAFER, B. **Designing cold-formed steel using the direct strength method.** 18th International Specialty Conference on Cold Formed Steel Structures, Orlando, Florida, 2006.
- SCHAFER, B. **Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design.** Journal of Constructional Steel Research 64, p.766-778, 2008.
- SCHAFER, B., ÁDÁNI, S. **Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained methods.** 18th International Specialty Conference on Cold Formed Steel Structures, Orlando, Florida, 2006.
- SOUZA, F. T. **Análise Teórico-Experimental da Estabilidade de Colunas Perfuradas em Perfis de Aço Formados a Frio em Seções Tipo Rack.** Tese de Doutorado, PROPEC - UFOP, 2013.
- ZHAO, X; REN C.; QIN, R. **An experimental investigation into perforated and non-perforated steel storage rack uprights.** Thin-Walled Structures, v. 112, p. 159-172, 2017.

Estudo de barras de aço comprimidas do sistema *light steel framing* com a presença de furos

Rafael Luiz Galvão de Oliveira^{1*}, Rodrigo Barreto Caldas² e Francisco Carlos Rodrigues³

¹ Engenheiro Civil, rafaelluiz_go@hotmail.com

² Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, caldas@dees.ufmg.br

³ Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, francisco@dees.ufmg.br

Study of steel bars of the light steel framing system under compression with the presence of holes

Resumo

Neste trabalho é apresentado um estudo sobre a capacidade resistente de perfis formados a frio, comprimidos, com a presença de furos. A ABNT NBR 14762:2010 somente aborda o dimensionamento em tal situação para barras tracionadas e para ligações parafusadas. São apresentados estudos realizados e o procedimento da norma norte americana AISI S100-16 para o dimensionamento de perfis com furos. Foi desenvolvido um *software* para dimensionamento de perfis formados a frio com e sem a presença de furos. A presença de furos em almas de perfis Ue pode causar redução de até 23% na capacidade resistente de barras em compressão, portanto deve ser considerada no dimensionamento. Tal redução ocorre em função da modificação na condição de contorno da alma do perfil. São apresentadas as reduções percentuais da força resistente para os perfis usuais do LSF.

Palavras-chave: perfis de aço formados a frio, *light steel framing*, furos, perfurações

Abstract

The aim of this study is to present a theoretical study on the resistance capacity of cold-formed steel columns with holes. The Brazilian Standard ABNT NBR 14762:2010 presents the design rules only for tensile frames and bolted connections. It was presented some studies on the cold-formed steel profiles with holes and was presented a design method for cold-formed sections with holes of North American Standard AISI S100-16. It was developed a software for the design of cold-formed sections with or without openings. It was founded that the presence of the holes in web can cause a reduction in the resistance capacity of columns up to 23%, therefore the presence of holes should be taken in accounting on the structural design. That reduction is due to the change of boundary condition of the web of a column. It was presented that the reduction factors of the usual profiles on LSF system.

Keywords: cold-formed steel profiles, light steel framing, holes, perforations

* Autor correspondente

1 Introdução

O sistema construtivo Light Steel Framing (LSF) tem seu uso crescente em edificações residenciais no Brasil. Ele é composto por subsistemas estruturais trabalhando de forma conjunta, com uma concepção racional para fabricação, transporte e montagem. Os montantes são compostos por perfis U enrijecidos (Ue) equidistantes de 400 mm ou 600 mm.

Os perfis formados a frio (PFF) adotados na constituição do reticulado metálico do sistema LSF usualmente recebem furos para a passagem e acomodação de tubulações elétricas, hidráulicas, de gás, entre outros. A presença de furos em perfis é comum, inclusive para conexões com elementos construtivos e estruturais.

Tais furos usualmente são feitos na alma dos perfis por punção ou com a utilização de brocas, e podem alterar a rigidez e a capacidade resistente das barras (Moen e Schafer, 2008). Quando furos são feitos na alma de perfis formados a frio, a rigidez rotacional fornecida pela alma à mesa é reduzida, de modo que força axial de flambagem distorcional elástica e momento fletor de flambagem distorcional elástica diminuem (Moen e Schafer, 2009).

Apesar das alterações citadas anteriormente, a norma de “Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio”, ABNT NBR 14762:2010, só contempla em seu escopo a ocorrência de furos no capítulo de barras submetidas à força axial de tração e de ligações parafusadas. O código normativo norte americano *American Iron and Steel Institute* (AISI) S100-16, apresenta recomendações e fórmulas que levam em conta a presença de furos circulares e não circulares nos perfis. Parte da formulação presente na AISI S100-16 foi baseada nos estudos citados a seguir.

Para avaliar o comportamento de barras comprimidas com seção Ue e furos oblongos na alma, os autores (Moen e Schafer, 2008) realizaram ensaios destrutivos com 24 corpos de prova. Os perfis curtos (610 mm) receberam um furo oblongo, enquanto os perfis de comprimento intermediário (1219 mm) receberam dois furos oblongos, sendo estes localizados na região onde se esperava o máximo deslocamento devido à instabilidade.

Moen e Schafer (2008) concluíram que a presença de furos oblongos discretos na alma de perfis Ue sujeitos à força axial de compressão provoca uma redução na força axial de compressão resistente do mesmo, acompanhada de alteração na resposta pós-crítica e na ductilidade da barra. Em alguns modelos, os furos reduziram a força de flambagem local da alma, fazendo com que a maior parte da força de compressão fosse transmitida pela mesa e pelo enrijecedor, induzindo o perfil à falha pelo modo distorcional.

Para avaliar experimentalmente o comportamento de barras formadas a frio em flexão com furos na alma, Moen et al (2013) realizaram ensaios em dezoito peças, sendo nove com furos e nove sem furos. Uma seção transversal comercial sujeita à distorção foi escolhida e atenção especial foi dada para a amplificação da deformação causada pela instabilidade distorcional nas peças com furos. Cada modelo possuía três furos retangulares em sua alma. A dimensão dos furos foi escolhida de modo a garantir que a relação entre inércia líquida na região dos furos (I_{net}) e inércia bruta da seção transversal (I_g) fosse de 0,80 a 0,90.

Moen et al (2013) observaram que o momento resistente sofreu uma redução média de 19% para as peças com $I_{net}/I_g = 0,90$ e de 34% para as peças com $I_{net}/I_g = 0,80$. Nestas peças foi observada instabilidade distorcional na região do furo, acompanhada de instabilidade local na região comprimida da alma próxima ao furo. Para alguns corpos de prova observou-se o colapso repentino da peça na região do furo. Também foi comprovado que o Método da Resistência Direta (MRD) é viável para o dimensionamento de perfis com a presença de furos.

Neste trabalho é apresentado o método da largura efetiva da norma norte americana AISI S100-16 para o dimensionamento perfis formados a frio com furos. O *software* desenvolvido é apresentado, com uma breve descrição de suas funcionalidades. Também foi apresentado de maneira mais detalhada o comportamento de barras comprimidas com o Ue 90x40x12x0,80 com furo oblongo na alma submetido à compressão centrada. Em seguida, são apresentadas as porcentagens de redução para os perfis usuais do LSF do tipo Ue com alturas da alma de 90 mm, 140 mm e 200 mm. Os resultados podem ser utilizados para o projeto de barras comprimidas, com os

perfis e condições analisadas, para prever a influência dos furos na capacidade resistente à compressão.

2 Revisão bibliográfica: Prescrições da norma norte americana AISI

S100-16

A norma do *American Iron and Steel Institute* (AISI) S100-16, *North American Cold-Formed Steel Specifications*, trata do dimensionamento de perfis formados a frio. Esta norma apresenta uma formulação completa para o dimensionamento de perfis formados a frio com a presença de furos. A nomenclatura adotada é apresentada na Figura 1.

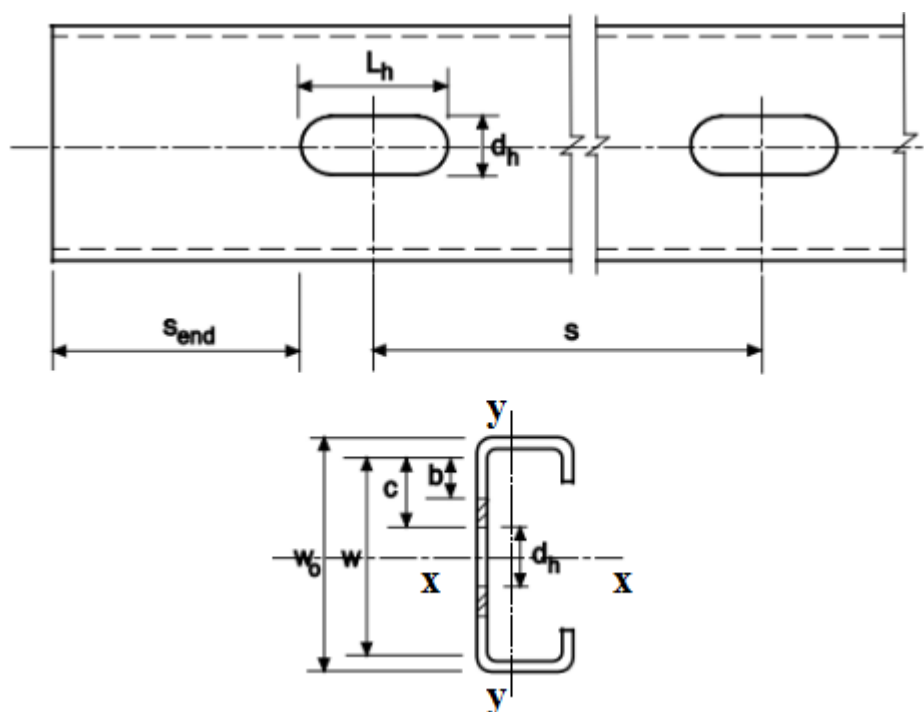


Figura 1 – Nomenclatura adotada na norma AISI S100-16 (modificada)

Na Figura 1, L_h é o comprimento do furo, d_h é o diâmetro do furo, s_{end} é a distância entre borda do furo e borda do perfil, s é a distância entre centro de furos, w_o é altura da seção transversal, w é a largura da parte plana da alma, c é a largura do elemento não enrijecido adjacente ao furo e b é a largura efetiva deste elemento.

2.1 Estados-limites aplicáveis

Segundo a norma AISI S100-16 barras submetidas à força axial de compressão estão sujeitas à três estados-limites, sendo estes i) escoamento e flambagem global (por

flexão, torção ou flexo torção); *ii*) flambagem local interagindo com escoamento e flambagem global; e *iii*) flambagem distorcional. Informações adicionais sobre os estados-limites podem ser obtidas nos itens E2, E3 e E5 da norma AISI S100-16, respectivamente.

Ainda segundo a norma AISI S100-16 barras submetidas à flexão estão sujeitas à três estados-limites, sendo estes *i*) escoamento e flambagem lateral com torção; *ii*) flambagem local interagindo com escoamento e flambagem global; e *iii*) flambagem distorcional. Informações adicionais sobre os estados-limites podem ser obtidas nos itens F2, F3 e F5 da norma AISI S100-16, respectivamente.

2.2 Método da Largura Efetiva aplicado a almas de perfis Ue submetidas à compressão uniforme

A norma AISI S100-16 apresenta a formulação para cálculo da largura efetiva de elementos com furos. Para elementos enrijecidos uniformemente comprimidos com furos circulares, a norma norte americana recomenda, no item 1.1.1 de seu apêndice 1, a formulação para o cálculo da largura efetiva apresentada na Equação 1:

$$b = w - d_h, \text{ se } \lambda \leq 0,673 \quad (\text{equação 1a})$$

$$b = w \left[1 - \frac{(0,22)}{\lambda} - \frac{(0,8d_h)}{w} + \frac{(0,085d_h)}{w\lambda} \right] / \lambda, \text{ se } \lambda > 0,673 \quad (\text{equação 1b})$$

Onde b é a largura efetiva do elemento, w é a largura da parte plana do elemento, t é a espessura do elemento, d_h é o diâmetro do furo e λ é o índice de esbeltez definido na seção 1.1 da norma AISI S100-16. Em todos os casos, deve-se adotar $b \leq w - d_h$.

Para furos circulares, as seguintes disposições construtivas devem ser atendidas:

- a) $0 \leq d_h / w \leq 0,50$;
- b) $w / t \leq 70$;
- c) Distância entre furos $\geq 0,50 w$;
- d) Distância entre furos $\geq 3 d_h$.

Para o caso de elementos enrijecidos, uniformemente comprimidos, com furos não circulares, deve-se considerar a alma como dois elementos não enrijecidos adjacentes ao furo, de largura c . Desta forma, calculando-se a largura efetiva de cada elemento

separadamente, adotando-se coeficiente de flambagem $k=0,43$, conforme recomendado na norma AISI S100-16 para elementos não enrijecidos submetidos à compressão uniforme. Adicionalmente, as seguintes disposições construtivas devem ser atendidas:

- a) Distância entre centro de furos (s) ≥ 610 mm (24 in);
- b) Distância entre o furo e o final da barra (s_{end}) ≥ 254 mm (10 in);
- c) Profundidade do furo: $d_h \leq 63,5$ mm (2,5 in);
- d) Comprimento do furo: $L_h \leq 114$ mm (4,5 in);
- e) Relação $d_h/w_o \leq 0,50$.

Para cálculo da largura efetiva do elemento (b_d), em estado-limite de serviço, deve-se adotar a formulação apresentada na seção 1.1(b) da norma AISI S100-16, assumindo que não existe furo na alma.

2.3 Método da Largura Efetiva aplicado a almas de perfis Ue submetidas à flexão

Para almas de perfis Ue com a presença de furos e sujeitas à flexão, a norma norte americana AISI S100-16 recomenda, no item 1.1.3 do apêndice 1, que para as relações $d_h/h < 0,38$ deve-se adotar as formulações apresentadas na seção 1.1(a) da norma mesma norma, para cálculo da largura efetiva do elemento, assumindo-se que não existe furo na alma. Sendo h a largura da parte plana da alma do perfil.

Para as relações $d_h/h \geq 0,38$, o cálculo da largura efetiva da alma deve ser feito conforme seção 1.2.1(a) da norma AISI S100-16, assumindo que a parte comprimida da alma consiste em um elemento não enrijecido adjacente ao furo, submetida à máxima tensão de compressão, f_1 , neste caso.

Adicionalmente, as seguintes disposições construtivas devem ser atendidas:

- a) Relação $d_h/h \leq 0,70$;
- b) Relação $h/t \leq 200$;
- c) Furos centralizados na meia altura da alma do perfil;
- d) Distância entre furos ≥ 457 mm (18 in);

- e) Furos não circulares com raio de borda $\geq 2t$;
- f) Furos não circulares com $d_h \leq 63,5 \text{ mm (2,5 in)}$ e $L_h \leq 114 \text{ mm (4,5 in)}$;
- g) Diâmetro dos furos circulares $\leq 152 \text{ mm (6 in)}$;
- h) $d_h > 14,3 \text{ mm (9/16 in)}$.

Para cálculo da largura efetiva do elemento, em estado-limite de serviço, deve-se adotar a formulação apresentada na seção 1.1.2(a) da norma AISI S100-16, assumindo que não existe furo na alma.

2.4 Força resistente ao cisalhamento de perfis Ue com furos na alma

O item G3 da norma AISI S100-16 recomenda que a força resistente ao cisalhamento de perfis Ue com furos na alma seja calculada conforme a seção G2.3 da mesma norma, que trata de perfis sem furos. Em seguida, deve-se aplicar o fator de redução q_s sobre a força resistente, conforme apresentado na Equação 2:

$$q_s = 1.0, \text{ se } c/t \geq 54 \quad (\text{Equação 2a})$$

$$q_s = c/54t, \text{ se } 5 \leq c/t < 54 \quad (\text{Equação 2b})$$

Onde c é um fator que varia para furos circulares e não circulares e pode ser obtido pela Equação 3:

$$c = h/2 - d_h/2,38, \text{ para furos circulares} \quad (\text{Equação 3a})$$

$$c = h/2 - d_h/2, \text{ para furos não circulares} \quad (\text{Equação 3b})$$

Adicionalmente, as disposições construtivas apresentadas anteriormente para o cálculo da largura efetiva de almas de perfis Ue submetidas à flexão devem ser atendidas.

2.5 Método da Resistência Direta aplicado à perfis com furos

A norma AISI S100-16 apresenta nas seções E 4.2 e F 4.2 as formulações para o dimensionamento de perfis com a presença de furos, respectivamente. Moen e Schafer (2009) apresentam uma metodologia para obtenção das cargas críticas de flambagem de perfis com furos pelo método das faixas finitas, com o auxílio do CUFSM (*Cornell University Finite Strip Method*), um *software* para análise da estabilidade elástica de perfis formados a frio, desenvolvido por Li e Schafer (2010).

3 Apresentação do *software* desenvolvido

3.1 Java e a Linguagem Orientada a Objetos

Java é uma linguagem computacional de programação orientada a objetos (POO), desenvolvida nos anos 90, pela empresa Sun Microsystems e se tornou muito popular nos anos 2000, inclusive no meio acadêmico. Este tipo de linguagem trabalha diferentemente das linguagens convencionais, pois toda informação é compilada para um *bytecode* e executada por uma plataforma virtual.

Segundo Santos (2001), programadores que trabalham com programação orientada a objetos criam e usam objetos provenientes de classes. Estas são estruturas que contém dados para representar algum modelo e executar operações com tais dados.

Como por exemplo, no *software* desenvolvido, criou-se a classe *U_section* que armazena os dados de uma seção transversal U. Informando a esta classe os valores de altura, largura da mesa e espessura da chapa, ela é capaz de armazenar tais propriedades. No *software* cada tipo de seção transversal é representado por uma classe. Outra classe chamada *Calculator* recebe as informações provenientes daquelas que representam as seções e é capaz de calcular e armazenar suas propriedades geométricas, tais como área bruta, momentos de inércia, módulo elástico e afins.

Segundo Santos (2001), os dados de uma classe são armazenados em campos. Cada campo é composto por um tipo de dado, podendo ser um número inteiro, um *boolean*, um *float*, um *double*, ou até mesmo uma classe anteriormente já criada. Estas variáveis podem ser acessíveis ou não para outras classes.

As operações realizadas dentro de uma classe compõem seus métodos. Estes podem receber um ou mais argumentos para realizar cálculos. A altura, largura da mesa e espessura da chapa são os argumentos dos métodos que calculam as propriedades geométricas da seção transversal da classe *U_Section*, por exemplo.

3.2 Estruturação básica do aplicativo

A linguagem Java, permite que se agrupem classes que mantêm alguma relação entre si em pacotes. Para a criação de pacotes, basta declarar a estas classes que elas pertencem a determinado pacote e criar uma organização destas classes em diretórios.

No programa foram adotados nove pacotes, sendo eles: i) Geometria; ii) Seções; iii) Modelo; iv) Esforço Resistente; v) Verificações; vi) Biblioteca; vii) GIG e viii) Aplicativo; e ix) Útil.

O pacote *Geometria* armazena as classes que representam a geometria básica da seção transversal. O pacote *Seções* armazena uma interface que implementa as classes de diversas seções transversais existentes, existe também uma classe que faz o cálculo das propriedades geométricas do perfil que são usadas no dimensionamento.

O pacote *Modelo* armazena as classes relacionadas com o modelo de cálculo, nele estão as propriedades das barras, do material, os valores de carregamentos solicitantes de cálculo e afins. O pacote *Esforço Resistente* armazena as classes que fazem o cálculo dos esforços resistentes e outros cálculos usados durante o dimensionamento tais como os esforços críticos elásticos e as propriedades efetivas das seções.

O pacote *Verificações* contém as classes que verificam se os esforços resistentes são maiores que os solicitantes, fazem a verificação composta de esforços e afins. As cargas críticas de flambagem devem ser fornecidas como dado de entrada e podem ser obtidas com o auxílio do CUFSM.

O pacote *Biblioteca* armazena classes, onde está uma biblioteca dos principais materiais e seções transversais comerciais.

O pacote *GIG* é responsável pela interface gráfica do *software*. O pacote *Aplicativo* armazena a classe *Aplicativo* e é responsável por executar o programa. O pacote *Útil* armazena algumas classes predefinidas para acesso de teclado e outras funcionalidades afins.

3.3 Apresentação da interface gráfica do programa

Para apresentação da interface gráfica do aplicativo desenvolvido, tomou-se o exemplo de uma viga Ue 140x40x12x0,80, na qual foi realizado um furo oblongo de 32 mm por 50 mm. A viga foi fabricada em aço ZAR230, com comprimento de 2.400 mm e um travamento central. Considerou-se que a viga esteja submetida a um momento fletor solicitante de cálculo $M_{Sdx} = 93,89 \text{ kN cm}$. O dimensionamento é apresentado nas Figuras 2 a 5.

CFD - Cold Formed Design

Menu Ajuda

Dados da Seção Transversal

Nome: Ue 140x40x12x0,80

Tipo: Ue_Section_Along

bw [cm]: 14.0

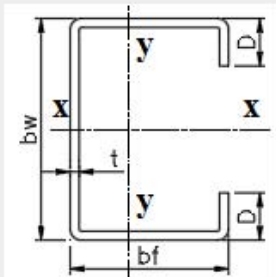
bf [cm]: 4.000

D [cm]: 1.200

t [cm]: 0.0764

dh [cm]: 3.2

Lh [cm]: 5.0



Dados da Barra	Dados do Material	Cargas	Críticas
L [cm]: 240.0	Nome do Material: ZAR-230	NI[kN]: 5.83	
KxLx [cm]: 240.0	fy [kN/cm²]: 23.0	Ndist[kN]: 15.29	
KyLy [cm]: 120.0	fu [kN/cm²]: 31.0	Mxl[kN cm]: 129.22	
KzLz [cm]: 120.0	E [kN/cm²]: 20000	Mxdist[kN cm]: 192.77	

Esforços	Socilitantes	Esforços	Resistentes	Ver.:
NSd [kN]: -1		NRd [kN]: 13.2996		Ver.: OK!
MxSd [kN cm]: 93.89		MxRd [kN cm]: 116.9850		Ver.: OK!
VxSd [kN]: 0.00		VxRd [kN]: 7.0820		Ver.: OK!
VySd [kN]: 0.00		VyRd [kN]: 2.6791		Ver.: OK!
V+M: 0.8026		V+R máx.: 1.00		Ver.: OK!
P-M-M: 0.8778		PMM máx.: 1.00		Ver.: OK!

Esbeltez em X: 44.6467

Esbeltez em Y: 82.8265

Calcular

Propriedades Geométricas

Cargas de Euler

Verificações

Detalhado - NtRd

Detalhado - NcRd

Detalhado - MxRd

Detalhado - MyRd

Detalhado - VxRd

Detalhado - VyRd

Figura 2 - Dados de Entrada

Propriedades Geométricas

Menu Ajuda

Propriedades Geométricas - Ue 140x40x12x0,80

Ag [cm²]: 1.8258	m [kg/m]: 1.4332
Cx [cm]: 1.0477	Cy [cm²]: 7.0000
Ix [cm⁴]: 52.7585	Iy [cm⁴]: 3.8324
Ixy [cm⁴]: 0.0000	It [cm⁴]: 0.0036
rx [cm]: 5.3755	ry [cm]: 1.4488
Wx_sup [cm³]: 7.5783	Wx_inf [cm³]: 7.5783
Wy_esq [cm³]: 3.7962	Wy_dir [cm³]: 1.3151
Cw [cm⁶]: 151.9526	r0 [cm]: 6.1911

Fechar

Figura 3 - Propriedades Geométricas da Seção Transversal

Esforços Críticos Elásticos

Menu Ajuda

Cargas de Euler

KxLx [cm]:	240.0000	KyLy [cm]:	120.0000
KzLz [cm]:	120.0000	Nex [kN]:	180.8005
Ney [kN]:	52.5339	Nez [kN]:	55.0551
Nexz [kN]:	51.1870	Ne [kN]:	51.1870
Mex [kN cm]:	332.9566	Mey [kN cm]:	0.0000

Fechar

Figura 4 – Esforços críticos elásticos

Cálculo detalhado - MxRd

Íncio de Escoamento da Seção Efetiva

fy [kN/cm²]:	23.0000
Wef [cm³]:	5.8990
MxRd1 [kNcm]:	121.3656

Flambagem Lateral com Torção

Mex [kNcm]:	332.9566
lambda_o:	0.7235
Xflt:	0.9485
Wcef [cm³]:	5.8990
MxRd2 [kNcm]:	116.9850

Flambagem Distorcional

Mxdist [kNcm]:	192.7700
lambda_dist:	0.7235
Xdist:	0.8083
Wx [cm³]:	7.5783
MxRd3 [kNcm]:	128.0849
MxRd [kNcm]:	116.9850

Fechar

Figura 5 - Cálculo Detalhado de M_{xRd}

4 Estudo de barras comprimidas do sistema LSF com furo oblongo

Na Figura 6 tem-se o gráfico que apresenta o comportamento do perfil Ue 90x40x12x0,80 comprimido, com furos oblongos na alma. Este gráfico apresenta a força de compressão resistente do perfil em função de seu comprimento (limitado a 400 cm) e considera a relação d_h/h variando de 0,10 até 0,50, além de apresentar o comportamento do perfil sem furos. Para elaboração do gráfico, adotou-se aço ZAR230 e considerou-se um travamento central, de modo que $K_y L_y = K_z L_z = K_x L_x / 2$. Considerou-se furos oblongos com comprimento de 110 mm.

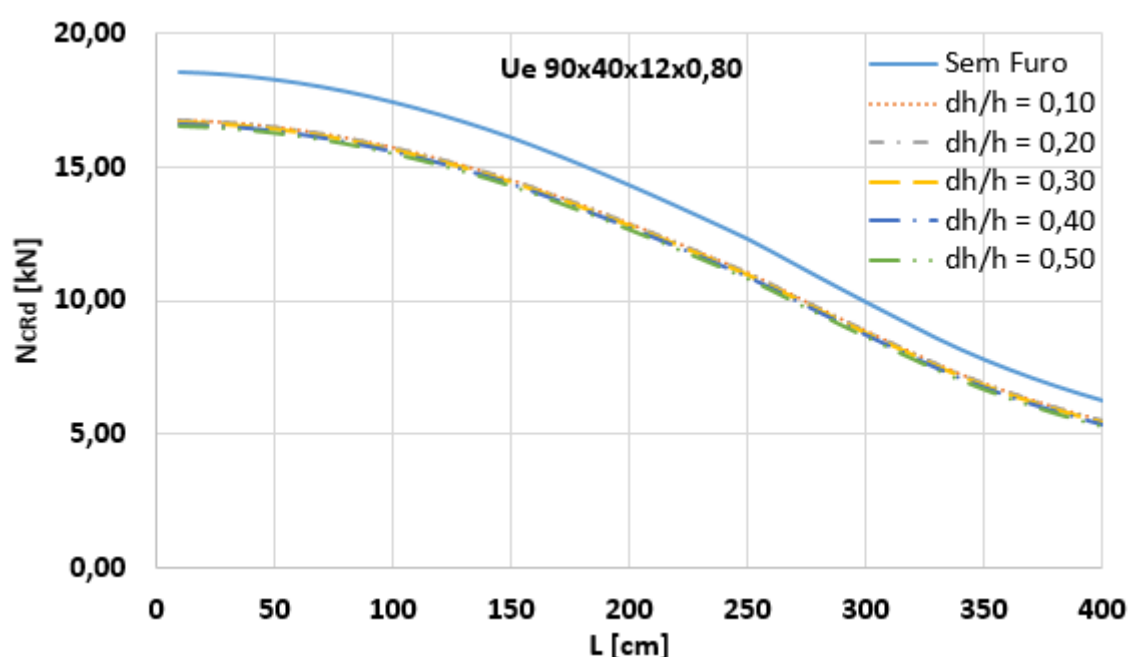


Figura 6 – Gráfico força resistente em função do comprimento do perfil Ue 90x40x12x0,80 com a presença de furos

As barras sujeitas à força axial de compressão, que possuem furos oblongos, apresentam redução da força axial de compressão resistente de cálculo, como pode ser observado na Figura 6 para o perfil Ue 90x40x12x0,80. Observou-se que para o perfil estudado, a redução percentual máxima (tomada como a maior redução da força axial de compressão resistente dividida pela força resistente do perfil sem furos) varia de 11,7% a 15,8%.

Conforme apresentado na Tabela 1, para uma determinada barra pode-se definir a redução percentual máxima (a) para sua força axial de compressão resistente de cálculo, em função do comprimento do perfil e da relação d_h/h .

Tabela 1 – Percentual de redução da força axial de compressão resistente para o perfil Ue 90x40x12x0,80 com furos

$K_x L_x$ [cm]	$K_z L_z =$ $K_y L_y$ [cm]	N_{CRd} [kN] (Sem Furos)	a $d_h/h = 0,10$	a $d_h/h = 0,20$	a $d_h/h = 0,30$	a $d_h/h = 0,40$	a $d_h/h = 0,50$
20	10	18,53	9,7%	9,9%	10,2%	10,6%	11,1%
40	20	18,40	9,7%	9,9%	10,2%	10,6%	11,1%
60	30	18,17	9,7%	9,9%	10,2%	10,6%	11,2%
80	40	17,85	9,7%	10,0%	10,3%	10,7%	11,2%
100	50	17,45	9,8%	10,0%	10,3%	10,7%	11,2%
120	60	16,97	9,8%	10,0%	10,3%	10,7%	11,3%
140	70	16,42	9,8%	10,1%	10,4%	10,8%	11,4%
160	80	15,79	9,9%	10,1%	10,5%	10,9%	11,5%
180	90	15,08	9,9%	10,2%	10,5%	11,0%	11,7%
200	100	14,33	10,0%	10,3%	10,6%	11,1%	11,8%
220	110	13,55	10,1%	10,4%	10,8%	11,3%	12,0%
240	120	12,73	10,2%	10,5%	10,9%	11,4%	12,2%
260	130	11,85	10,3%	10,6%	11,1%	11,7%	12,5%
280	140	10,89	10,5%	10,9%	11,4%	12,0%	12,9%
300	150	9,95	10,7%	11,1%	11,7%	12,4%	13,3%
320	160	9,04	11,0%	11,4%	12,0%	12,8%	13,8%
340	170	8,18	11,2%	11,7%	12,3%	13,2%	14,4%
360	180	7,44	11,4%	11,9%	12,6%	13,6%	14,9%
380	190	6,81	11,5%	12,1%	12,9%	13,9%	15,4%
400	200	6,26	11,7%	12,3%	13,2%	14,3%	15,8%
Redução média			10,3%	10,6%	11,1%	11,7%	12,5%
Redução máxima			11,7%	12,3%	13,2%	14,3%	15,8%
Redução mínima			9,71%	9,92%	10,21%	10,58%	11,11%

A Figura 7 apresenta o gráfico com as reduções percentuais da força axial de compressão resistente do perfil Ue 90x40x12x0,80, com relação d_h/h variando de 0,10 a 0,50, em função do comprimento do perfil variando de 0 até 400 cm.

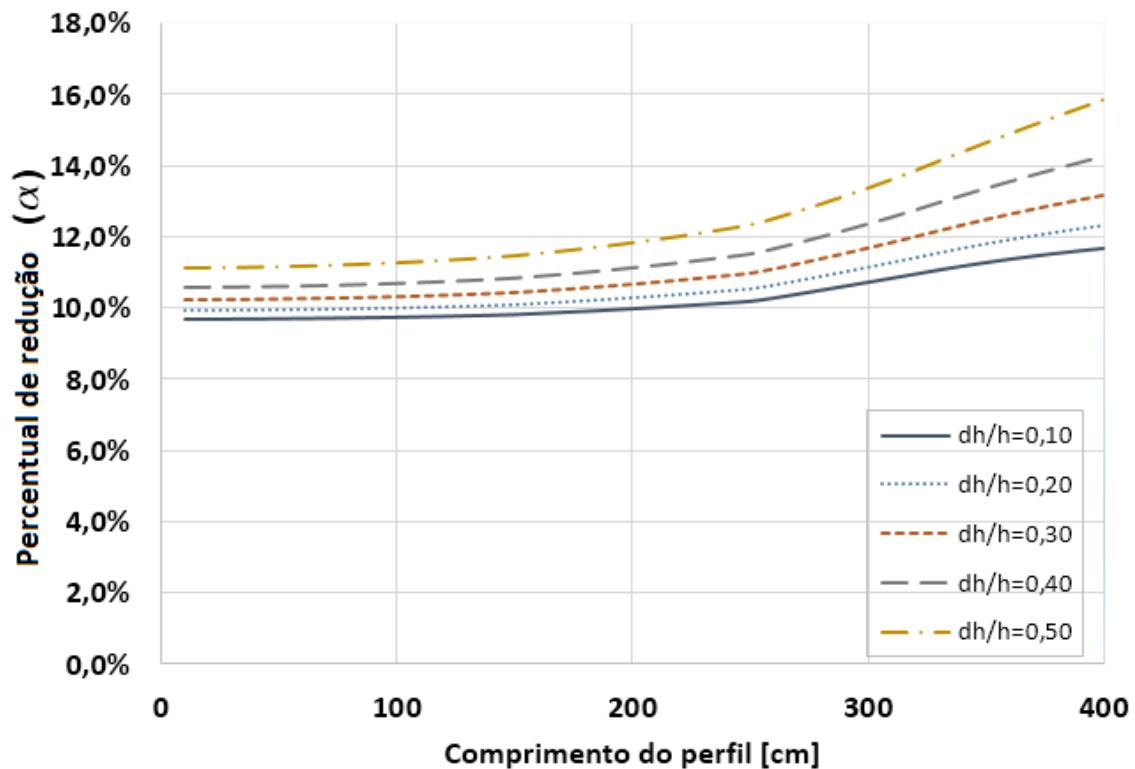


Figura 7 – Porcentagem de redução da força axial de compressão resistente para relações d_h/h variando de 0,10 até 0,50 em função do comprimento do perfil Ue 90x40x12x0,80 com furos

É possível observar na Figura 7, que o percentual de redução aumenta com o aumento do comprimento do perfil. Observa-se também que a redução percentual aumenta conforme a relação d_h/h cresce.

A Figura 8 apresenta a variação da redução percentual α em função da relação d_h/h , para os comprimentos do perfil variando de 50 cm até 400 cm.

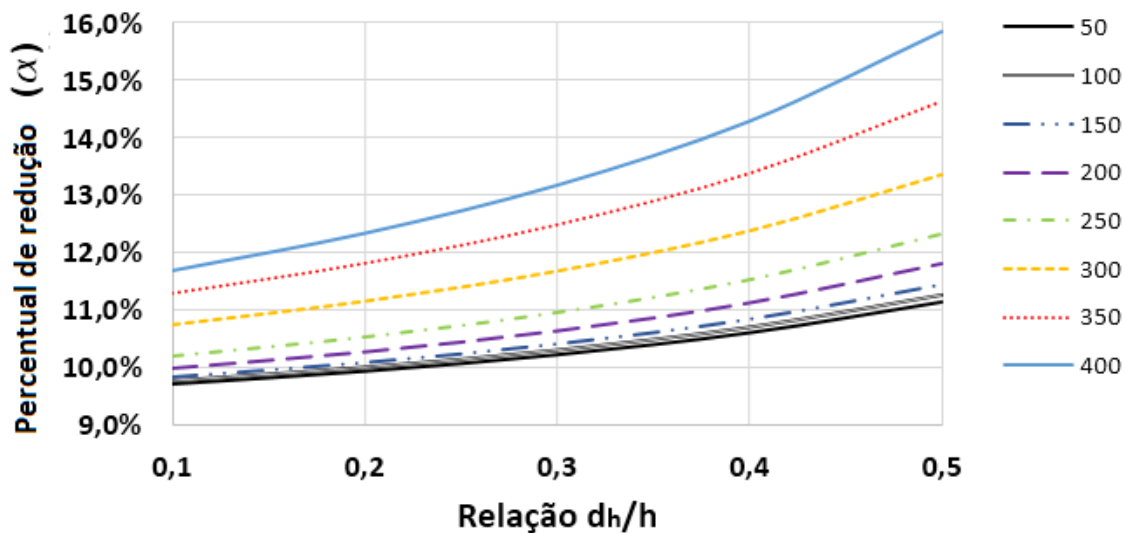


Figura 8 – Variação da redução percentual α em função da relação d_h / h , para os comprimentos do perfil Ue 90x40x12x0,80 variando de 50 cm até 400 cm

A Tabela 2 estende o cálculo da redução percentual da força axial de compressão resistente para os demais perfis usualmente adotados no sistema LSF, apresentando a maior redução percentual α para perfil com comprimento de até 400 cm (com $K_y L_y = K_z L_z = K_x L_x / 2$) e relação d_h/h variando de 0,10 até 0,50.

Tabela 2 – Porcentagem máxima de redução da força axial de compressão resistente para perfis usualmente adotados no sistema LSF

Perfil	α $d_h/h = 0,10$	α $d_h/h = 0,20$	α $d_h/h = 0,30$	α $d_h/h = 0,40$	α $d_h/h = 0,50$
Ue 90x40x12x0,80	11,68%	12,33%	13,17%	14,28%	15,83%
Ue 90x40x12x0,95	12,00%	12,89%	14,03%	15,55%	18,16%
Ue 90x40x12x1,25	12,01%	13,20%	14,93%	18,71%	23,38%
Ue 140x40x12x0,80	12,04%	12,31%	12,66%	13,14%	13,53%
Ue 140x40x12x0,95	13,06%	13,43%	13,92%	14,57%	15,10%
Ue 140x40x12x1,25	14,44%	15,07%	15,88%	16,97%	17,87%
Ue 200x40x12x0,80	13,00%	13,21%	13,55%	-	-
Ue 200x40x12x0,95	14,20%	14,49%	14,95%	-	-
Ue 200x40x12x1,25	15,95%	16,42%	17,18%	-	-

Quando furos oblongos são realizados na alma de um perfil submetido à compressão centrada, esta deixa de ser tratada como um elemento vinculado-vinculado com coeficiente de flambagem $k=4$ (Figura 9-a), e passa a ser considerada como dois elementos vinculado-livre não enrijecidos, adjacentes ao furo, ambos com $k=0,43$ (Figura 9-b). A largura efetiva de cada elemento deve ser calculada separadamente e resulta em um valor menor do que no elemento vinculado-vinculado e consequentemente em uma menor área efetiva. A variação da condição de contorno da alma pode provocar grande redução da força axial de compressão resistente do perfil, conforme pode ser constatado na Tabela 2.

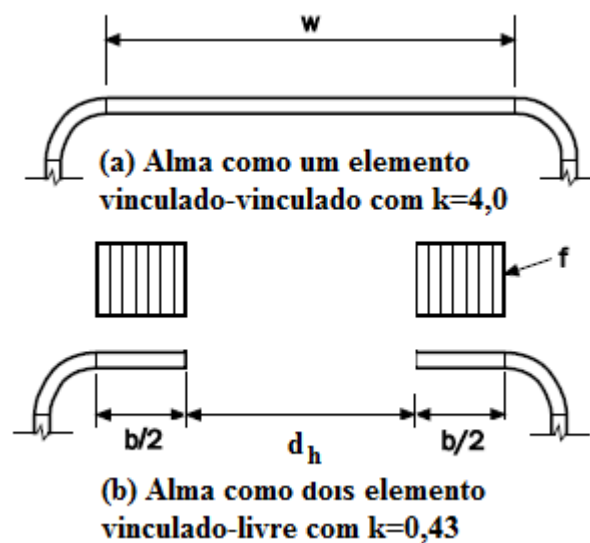


Figura 9 – Variação da condição de contorno da alma. (a) elemento vinculado-vinculado; (b) elemento vinculado-livre

Observou-se que a redução percentual a cresce com o aumento da relação d_h/h , o que é esperado, uma vez que o aumento no diâmetro do furo reduz a largura dos elementos adjacentes ao mesmo, resultando em menor área efetiva.

Observou-se também que redução percentual da força resistente cresce com o aumento do comprimento do perfil. O aumento do comprimento da barra resulta em um aumento de esbeltez, o que favorece a flambagem global da barra, reduzindo a tensão aplicada no cálculo das larguras efetivas, desfavorecendo a flambagem local. Desta maneira o diâmetro do furo tem sua importância aumentada, pois uma maior relação d_h/h implica na redução da área líquida, como pode ser observado na Figura 8.

Os resultados da Tabela 2 podem ser utilizados para o projeto de barras comprimidas, com os perfis e condições analisadas, para prever a influência dos furos na capacidade resistente à compressão.

5 Conclusões

Conforme comentado neste trabalho, os perfis formados a frio, adotados no sistema *Light Steel Framing*, usualmente recebem furos para passagem e acomodação de tubulações elétricas, hidráulicas e outros. A presença dos furos reduz a força resistente dos perfis. Entretanto, as normas brasileiras que tratam do dimensionamento de perfis formados a frio somente contemplam em seu escopo a existência de furos nos capítulos de barras submetidas à força axial de tração e de ligações parafusadas. Deste modo, o engenheiro que se depara com tal situação, pode fazer uso da norma norte americana AISI S100-16. Essa norma apresenta formulação para o cálculo da largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos e de elementos submetidos à flexão com a presença de furos.

A norma AISI S100-16 apresenta métodos para o cálculo da força resistente ao cisalhamento e da força resistente a *web crippling* de perfis com a presença de furos. Para estes casos, deve-se calcular a força resistente considerando que não existem furos nos perfis, e em seguida aplica-se um fator de redução sobre esta força. A norma AISI S100-16 apresenta também uma adaptação do método da resistência direta para o dimensionamento de vigas e pilares com a presença de furos.

O software desenvolvido, e apresentado neste trabalho, está apto para o dimensionamento de perfis com a presença de furos, incluindo, inclusive, os estados-limites distorcionais. Informações adicionais sobre o cálculo das forças axiais e momentos fletores de flambagem elástica de perfis com furos, necessários para o dimensionamento, podem ser obtidas na AISI S100-16.

Observou-se que quando furos oblongos são realizados na alma de um perfil submetido à compressão, esta deixa de ser tratada como um elemento vinculado-vinculado com coeficiente de flambagem $k=4$, e passa a ser considerada como dois elementos vinculado-livre não enrijecidos adjacentes ao furo, ambos com $k=0,43$. A

largura efetiva de cada elemento deve ser calculada separadamente e resulta em um valor menor do que no elemento vinculado-vinculado.

Ressalta-se as observações de Moen e Schafer (2009) sobre a redução da rigidez rotacional fornecida pela alma à mesa, quando furos são feitos na alma de perfis formados a frio, de modo que força axial de flambagem distorcional elástica e momento fletor de flambagem distorcional elástica diminuam. Observa-se também resultados condizentes com os estudos de Moen e Schafer (2008), onde estes concluíram que a presença de furos oblongos discretos na alma de perfis Ue sujeitos à força axial de compressão provoca uma redução na força axial de compressão resistente do mesmo, acompanhada da alteração da resposta pós-crítica e na ductilidade da barra.

Sugere-se, para trabalhos futuros, a elaboração de gráficos de pré-dimensionamento de barras em compressão com a presença de furos, conforme o que foi apresentado na Figura 6 para todos os perfis usualmente aplicados no sistema LSF. Recomenda-se também a elaboração de gráficos de pré-dimensionamento para barras em flexão e barras em flexo-compressão com a presença de furos, conforme apresentados por Caldas et al (2015a, 2015b). Tais gráficos poderão ser utilizados por engenheiros e arquitetos no processo de concepção estrutural e dimensionamento.

Agradecimentos

Os autores deste trabalho agradecem aos órgãos de fomento à pesquisa brasileiros CNPq, CAPES e FAPEMIG e ao Centro Brasileiro de Construção em Aço - CBCA.

Referências bibliográficas

ABNT NBR 14762:2010. Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, 2010.

AISI S100-16. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. **American Iron and Steel Institute**, Washington, 2016.

CALDAS, Rodrigo Barreto; RODRIGUES, Francisco Carlos; MEIRA, Lucimar de Oliveira. Pré-dimensionamento de perfis de aço para o sistema light steel Framing - exemplo. **Revista da Estrutura de Aço**, CBCA, 2015a.

CALDAS, Rodrigo Barreto; RODRIGUES, Francisco Carlos; MEIRA, Lucimar de Oliveira. Pré-dimensionamento de perfis de aço para o sistema light steel Framing - gráficos. **Revista da Estrutura de Aço**, CBCA, 2015b.

Li, Z., & Schafer, B. W., 2010a. Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods. Proceedings of the **20th Int. I. Spec. Conf. on Cold-Formed Steel Structures**. St. Louis, MO. 2010

LUE, D. M; Liu, J. LIN, C. H. Numerical Evaluation on Warping Constants of General Cold-Formed Steel Open Sections. **Steel Structures** 7, 297-309. 2007

MOEN, C. D.; & SCHAFER, B. W. Experiments on cold-formed steel columns with holes. **Thin-Walled Structures**, v 46, p. 1164-1182. 2008.

MOEN, C. D.; & SCHAFER, B. W. Elastic Buckling of cold-formed steel columns and beams with holes. **Journal of Structural Engineering**. v 47. , p. 2812-2824, 2009.

MOEN, C. D., SCHUDLICH, A. & HEYDEN, A. Experiments on Cold-Formed Steel C-Section Joists with Unstiffened Web Hole. **Journal of Structural Engineering**. 139 (5) pp. 695-704. 2013.

RODRIGUES, Francisco Carlos; CALDAS, Rodrigo Barreto. Steel Framing: Engenharia. **Série Manual de Construção em Aço**, IBS/CBCA, Rio de Janeiro, 2016.

SANTOS, Rafael. **Introdução à Programação Orientada a Objetos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010. 366 p.

Análise numérica de vigas de aço em incêndio com dilatação térmica restringida

Julia Souza Nascimento^{1*}; Macksuel Soares de Azevedo²; Valdir Pignatta e
Silva³; Walnório Graça Ferreira²

¹ Mestranda em Engenharia, Universidade Federal do Espírito Santo,
jsnascimento.es@gmail.com

² Professor do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do
Espírito Santo, macksuel.azevedo@gmail.com

³ Prof. Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola
Politécnica, Universidade de São Paulo, valpigss@usp.br

Behavior of axially restrained beam subjected to fire

Resumo

Vigas de aço tendem a expandir longitudinalmente quando submetidas a temperaturas elevadas. Em situações reais, esse deslocamento axial é impedido por estruturas adjacentes que ainda podem aplicar restrição à rotação de acordo com o tipo de ligação existente. Essa interação entre os elementos favorece o surgimento de esforços internos que influenciam o comportamento da viga, a qual já apresenta capacidade resistente reduzida em resposta à degradação térmica de suas propriedades físicas e mecânicas. O objetivo desta pesquisa é simular numericamente o comportamento de vigas de aço com restrições axial e rotacional nos apoios em situação de incêndio. A análise numérica foi realizada no código computacional ANSYS v17.0, considerando-se as não linearidades geométricas e do material.

Palavras-chave: Incêndio. Aço. Vigas. Restrição axial. Restrição rotacional.

Abstract

Steel beams tend to elongate under fire conditions. In real structures, this behavior is axially restrained by the adjacent parts of the whole frame which can also impose rotational restraint according to the type of connection between them. These restraints induce significant forces in the beam, which already has the resistance reduced due to thermal degradation of its mechanical and physical properties. The focus of this paper is a numerical validation of a steel beam with axial e rotational restraints under fire conditions. A finite element model was created using ANSYS v17.0, including both material and geometrical nonlinearities.

Keywords: Fire. Steel. Beams. Axial restraint. Rotational restraint.

* Autor correspondente

1 Introdução

Vigas de aço em situação de incêndio têm sua capacidade resistente reduzida em razão da degradação térmica de suas propriedades físicas e mecânicas. A ABNT NBR 14323:2013 apresenta o dimensionamento dessas vigas sem considerar a influência da estrutura em que elas estão inseridas que, por sua vez, impede deslocamentos e restringe a rotação de acordo com o tipo de ligação existente. Essa interação favorece o surgimento de esforços internos que tornam o comportamento da viga restringida diferente daquele apresentado pelo elemento isolado. Sabendo disso, alguns autores avaliaram tanto experimentalmente como numericamente vigas submetidas a temperaturas elevadas.

Liu et al. (2002) estudaram os efeitos das ligações e das restrições axiais em vigas submetidas ao aquecimento segundo a curva de incêndio-padrão ISO 834:1999 em um experimento realizado na Universidade de Manchester. Li e Guo (2008) realizaram um ensaio semelhante, no entanto, considerando um incêndio natural por meio de uma curva temperatura-tempo arbitrária que incluía a fase de aquecimento e resfriamento. Ambos os autores notaram a presença de uma força de compressão induzida que, combinada com o momento fletor negativo devido à ligação semirrígida nas extremidades, provocaram instabilidades locais na mesa inferior.

Yin e Wang (2004) fizeram uma análise paramétrica que investigou a influência do comprimento do vão, do nível de carregamento, das restrições axiais e rotacionais isoladamente e da instabilidade lateral com torção em vigas com distribuição de temperatura uniforme e não uniforme na seção transversal. Concluiu-se que a presença da força de restrição proporcionou à viga maior resistência ao fogo em relação a viga simplesmente apoiada, uma vez que a temperaturas elevadas ocorre a inversão do esforço de compressão para tração e a redução do momento fletor positivo (Moss et al., 2004; Kucz et al., 2013). Além disso, observaram que, quanto maior a rigidez axial, menor é a flecha, o que é favorável a integridade do compartimento no qual a viga se encontra. Tan e Huang (2005), Li et al. (2007) e Dwaikat e Kodur (2011) foram outros autores que analisaram numericamente o comportamento dessas vigas e escolheram arbitrariamente uma distribuição de temperatura linear e não uniforme.

No Brasil, poucos pesquisadores trataram desse assunto. Silva (1997) e Mourão (2004) avaliaram vigas de aço em situação de incêndio admitindo que as restrições axiais e rotacionais possuísem rigidez infinita, o que é uma situação idealizada que não ocorre na prática, além de considerar um aquecimento uniforme da seção transversal. Nesse contexto, o presente artigo tem por objetivo simular numericamente o experimento realizado por Liu et al. (2002) a fim de criar um modelo numérico que servirá de base para novas pesquisas relacionadas ao tema, considerando níveis de restrições axial e rotacional e a curva de incêndio-padrão ISO 834.

2 Modelo experimental de referência

Liu et al. (2002) estudaram os efeitos da restrição axial e rotacional de vigas em situação de incêndio. Para isso, foi realizada uma série de ensaios em um novo forno à época construído na Universidade de Manchester, no qual vigas sem revestimento contra fogo foram submetidas a carregamento constituído por duas forças concentradas, como mostra a Figura 2.1.

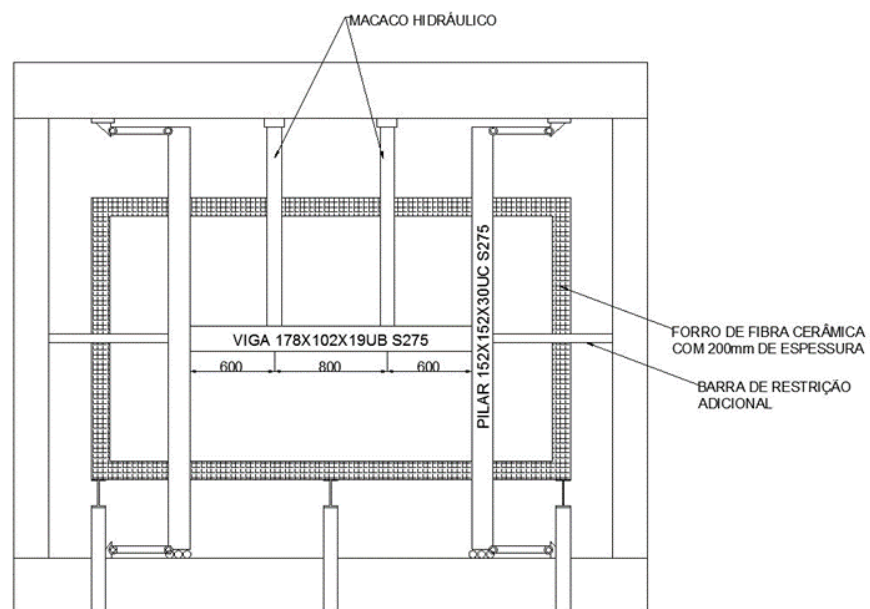


Figura 2.1 – Estrutura de ensaio (Liu et al., 2002, adaptado)

O aquecimento da viga, de seção 178x102x19 UB (S275), foi feito segundo a curva de incêndio padrão ISO 834. A fim de simular a presença da laje de concreto na mesa superior do perfil, que não está diretamente exposta ao incêndio, foi colocada uma manta cerâmica de 15 mm de espessura. Os pilares, de seção 152x152x30 UC (S275), e as ligações também foram revestidos com o mesmo material, porém com 50 mm de espessura. As forças transversais foram aplicadas por dois macacos hidráulicos independentes posicionados a 600 mm das extremidades da viga.

Dois tipos de ligações foram utilizados: com placa de extremidade e dupla cantoneira de alma. Essa última, por se tratar de uma ligação flexível e não transmitir momento significativo, foi dimensionada apenas ao esforço cortante. As cantoneiras eram de seção 75x75x8 e ligadas por parafusos M16 classe 8.8. A placa de extremidade possuía 10 mm de espessura e também era ligada por parafusos M16 classe 8.8. A Figura 2.2 mostra os dois tipos de ligação considerados.

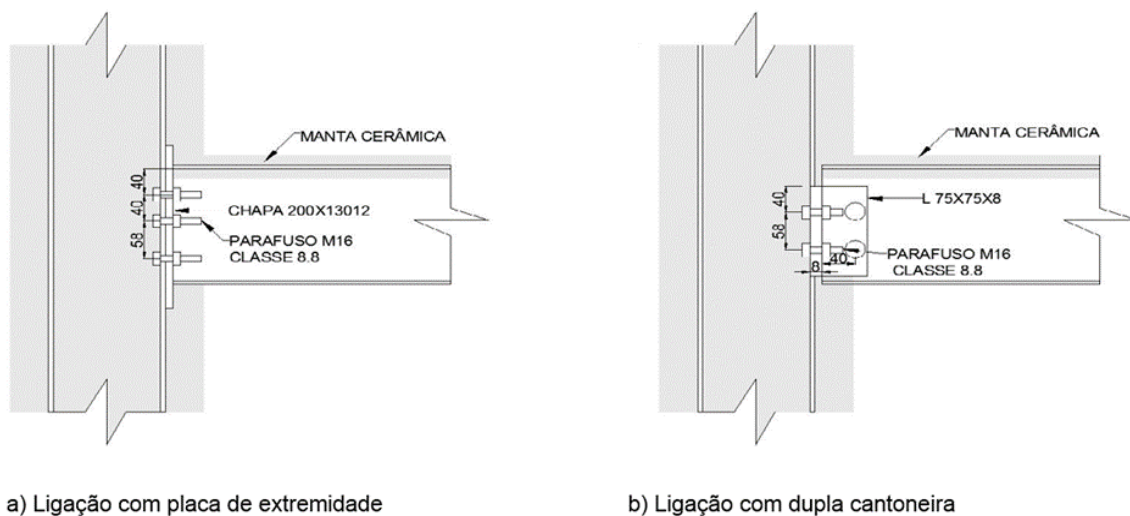


Figura 2.2 – Tipos de ligação (Liu et al., 2002, adaptado)

O plano de ensaio consistiu na realização de experimentos com três níveis de carregamento diferentes, equivalentes a 30%, 50% e 70% do momento fletor resistente de uma viga biapoiada à temperatura ambiente. O carregamento era aplicado manualmente, à temperatura ambiente, e mantido constante durante o ensaio. As

restrições axiais foram impostas pelo pilar 152x152x30UC (S275), no valor de 8 kN/mm, e pela barra (restrição externa), no valor de 35 kN/mm ou 62 kN/mm.

Os primeiros ensaios foram realizados em vigas com ligação de placas de extremidade. Notou-se que as vigas falhavam prematuramente por instabilidade local da alma entre a ligação e ponto de aplicação de força. Como esse tipo de falha não era previsto no experimento, enrijecedores horizontais foram soldados à meia altura da alma da viga, como mostra a Figura 2.3. Na simulação numérica, a espessura do enrijecedor horizontal foi admitida igual à espessura das mesas uma vez que maiores informações não foram fornecidas por Liu et al. (2002).



Figura 2.3 – Enrijecedor horizontal soldado na viga (Liu et al., 2002)

3 Análise numérica

A análise numérica desenvolvida nesse artigo utilizou rotinas de programação denominadas APDL (*Ansys Parametric Development Language*) do programa de computador ANSYS 17.0. Os modelos elaborados foram estudados em três etapas: análise térmica transiente, análise estática não linear à temperatura ambiente e análise termomecânica. Os procedimentos adotados na análise térmica foram os mesmos já utilizados em Regobello (2007), Kimura (2009) e Dorr (2010). Em razão dos bons resultados obtidos em Dorr (2010), optou-se pelo uso do elemento finito SHELL 131 para modelar a viga de aço e do elemento finito SURF 152 para aplicar os efeitos térmicos.

O elemento SHELL 131 possui quatro nós e informa o campo de temperatura através do plano e da seção transversal. Esse elemento é tridimensional do tipo casca, pode ser decomposto em camadas, possui até 32 graus de liberdade relacionados à temperatura e é utilizado tanto em análises térmicas estacionárias quanto em análises térmicas transientes. O elemento SURF 152 é definido por quatro a nove nós e é utilizado para representar a transferência de calor do meio para o elemento aquecido por convecção e radiação. A opção do nó extra permite que seja aplicada uma temperatura no ambiente que corresponde a temperatura dos gases na situação de incêndio. Dessa forma, o nó extra funciona como uma fonte de calor.

O campo de temperaturas gerado na análise térmica pode ser transferido para o elemento finito de uma análise estrutural, desde que haja compatibilidade entre os elementos usados nas diferentes análises. No caso do elemento térmico SHELL 131, o elemento estrutural correspondente é o SHELL 181. Este elemento possui quatro nós e seis graus de liberdade em cada um deles: translação nas direções x,y e z, e rotação em torno dos eixos x, y e z.

O elemento de mola COMBIN 14 foi utilizado para modelar as restrições axiais e rotacionais. Esse elemento possui capacidade de se deslocar longitudinalmente ou de torção, e pode ser usado em aplicações unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais. Essas restrições foram aplicadas em regiões rígidas criadas nas extremidades das vigas com o elemento MPC 184, que é um elemento finito rígido, com dois nós e que pode ser usado como barra ou viga. Caso o elemento seja de barra, ele possui três graus de liberdade em cada nó: translação nas direções x, y e z. Se o elemento for de viga, ele possui seis graus de liberdade em cada nó: translação nas direções x, y e z, e rotação em torno dos eixos x, y e z. A Figura 3.1 ilustra o modelo estrutural criado e as condições de contorno nos apoios.

Com o objetivo de melhorar o tempo de processamento computacional, utilizou-se o recurso da simetria (comando DSYM), no qual apenas metade da estrutura é modelada. Devido ao uso desse recurso, a translação em X e as rotações em Z e Y foram impedidas no meio do vão, como ilustra a Figura 3.2.

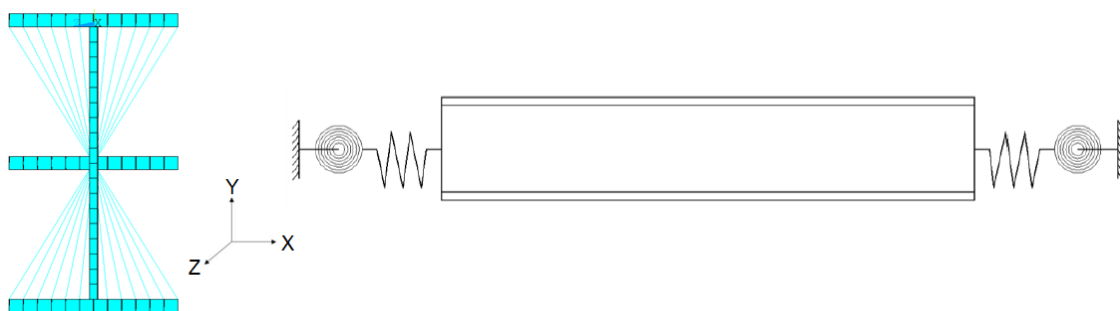


Figura 3.1 – Detalhamento dos apoios e modelo estrutural completo

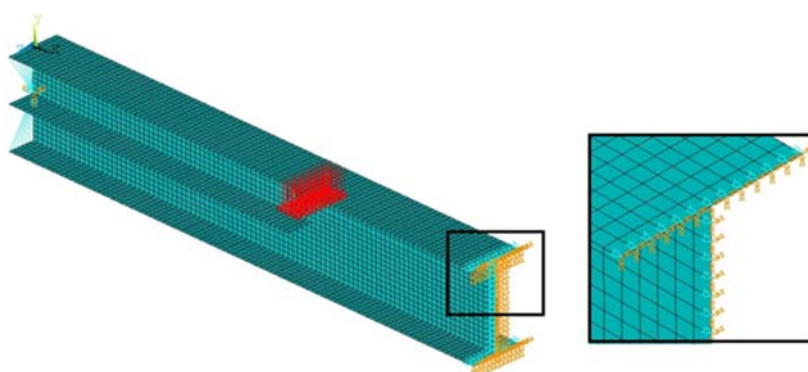


Figura 3.2 – Recurso da simetria na construção do modelo numérico

4 Validação do modelo numérico

O modelo numérico foi validado considerando os três níveis de carregamento, 30%, 50% e 70%, ligação do tipo chapa de extremidade e restrição axial igual a 8 kN/mm, 35 kN/mm e 62 kN/mm. Embora os autores não tenham fornecido o valor da restrição rotacional, Yin e Wang (2004) assumiram que esse tipo de ligação tinha uma rigidez rotacional de 14000 kNm/rad. e o mesmo valor foi adotado no modelo. As propriedades térmicas foram determinadas conforme os procedimentos da ABNT NBR 14323:2013. Os valores da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade foram adotados iguais a 275 MPa e 210000 MPa, respectivamente. Por se tratar de um experimento europeu, adotou-se o módulo de elasticidade segundo o EUROCODE 3 Part 1.1 (2005). A validação numérica teve início com a criação do modelo térmico. No experimento de Liu et al. (2002), a mesa superior da viga de aço foi revestida com uma manta cerâmica

a fim de se criar um gradiente de temperatura na seção transversal do perfil. No presente artigo, definiu-se a mesa superior sendo adiabática assim como Hanus (2008), que validou seu trabalho com o mesmo experimento. Segundo esse autor, essa consideração não está de acordo com a realidade uma vez que o revestimento contra fogo impede o fluxo de calor por um período limitado de tempo, no entanto, a precisão obtida é suficiente para fazer com que a distribuição de temperatura seja aceita na análise. Como no ensaio, a análise térmica durou aproximadamente 40 minutos e o aquecimento seguiu a curva de incêndio-padrão ISO 834. A Figura 4.1 ilustra o modelo térmico criado.

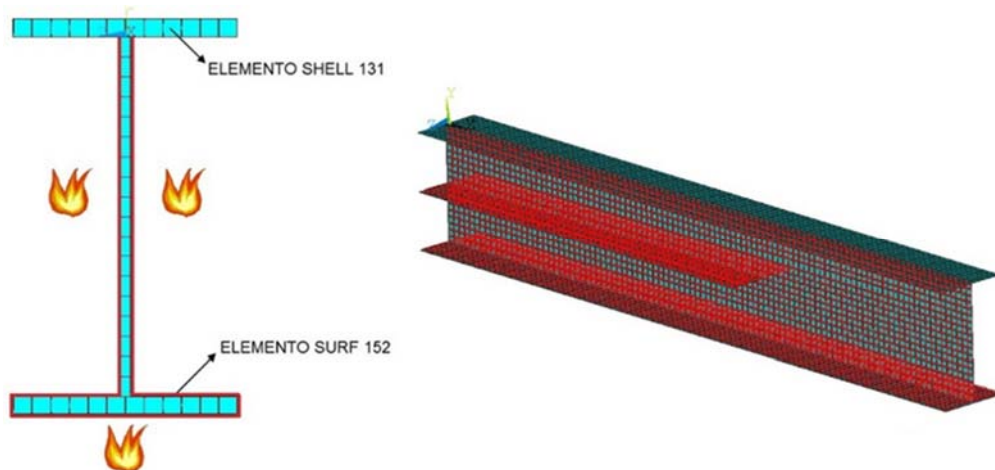


Figura 4.1 – Modelo térmico

O gráfico da Figura 4.2 compara os resultados obtidos numericamente e experimentalmente. Nota-se que, embora a mesa superior tenha sido considerada adiabática, os valores obtidos na análise numérica se aproximam dos valores obtidos no experimento.

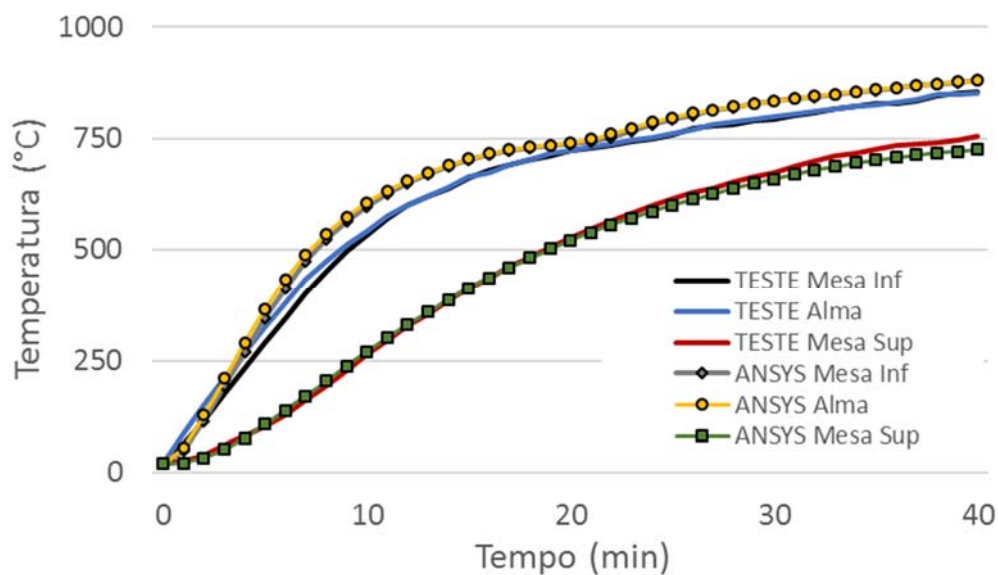


Figura 4.2 – Elevação da temperatura nos modelos experimental e numérico

Após a validação do modelo térmico, a análise estrutural não linear à temperatura ambiente foi executada. Primeiramente, substituiu-se o elemento finito térmico SHELL 131 pelo elemento estrutural equivalente, SHELL 181. Nas extremidades da viga, foram criadas regiões rígidas que tinham o seu comportamento condicionado a um nó mestre localizado a meia altura do perfil. A esse nó mestre, aplicaram-se restrições aos deslocamentos nas direções Y e Z e às rotações em torno dos eixos X e Y. As restrições axiais e rotacionais foram modeladas com dois elementos de mola, sendo um deles com grau de liberdade relacionado a translação em X, e o outro com grau de liberdade relacionado a rotação em Z.

Após a análise estática, a análise termomecânica foi realizada com o acoplamento dos resultados obtidos na análise térmica. O campo de temperaturas foi aplicado em cada nó e para cada passo de carregamento, na forma de carregamento de volume (*bodyload*). As forças aplicadas foram mantidas constantes durante todo o aquecimento. Nessa etapa, os valores da curva multilinear tensão *versus* deformação e do módulo de elasticidade foram ponderados pelos fatores de redução decorrentes do aumento de temperatura fornecidos pela ABNT NBR 14323:2013. O coeficiente de Poisson foi mantido constante e igual a 0,3.

Os resultados da análise termestrutural foram comparados ao experimento de Liu et al. (2002), em termos de força axial de restrição e flecha no meio do vão, para os três níveis de carregamento, obtendo o mesmo nível de aproximação entre os resultados numéricos e experimental. Os valores foram extraídos do nó ao qual se aplicou a mola axial e do nó posicionado no meio do vão, a meia altura da alma. A temperatura de referência no eixo das abscissas foi obtida da mesa inferior. Na Figura 4.3, vê-se a comparação do nível 70%.

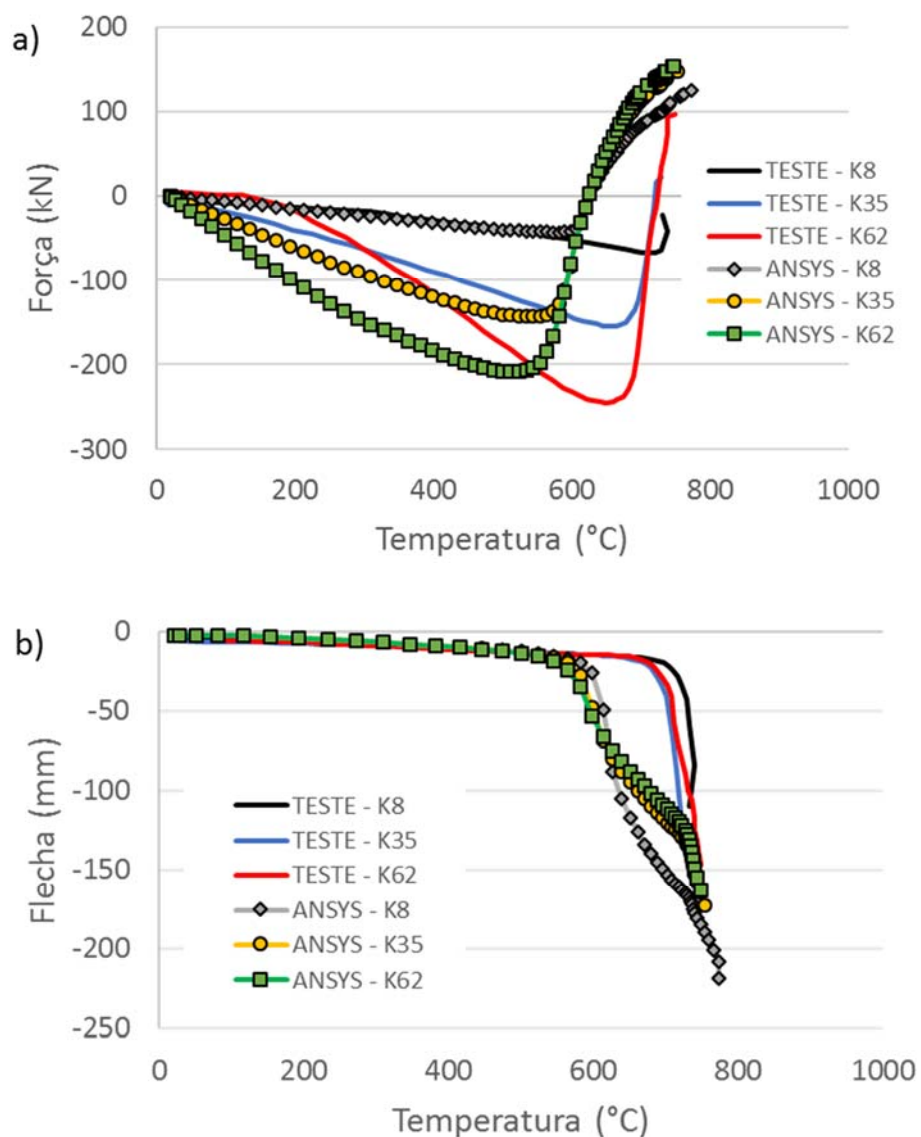


Figura 4.3 – Comparação entre os resultados experimental e numérico

A Figura 4.4 mostra a deformada da viga no modelo numérico proposto e, comparando-a a a Figura 2.3 do modelo experimental, observa-se que o comportamento da estrutura em ambos os modelos foi similar, apresentando instabilidade local na mesa inferior nas proximidades do apoio.

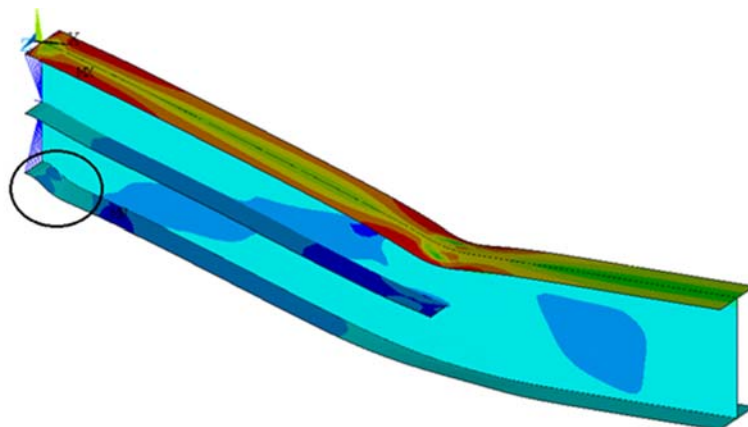


Figura 4.4 – Deformada da viga obtida após a análise numérica

5 Conclusão

Neste artigo foi simulado um ensaio de uma viga sem revestimento contra fogo, submetida a duas forças concentradas, com restrições axiais e rotacionais em situação de incêndio. A comparação entre os resultados experimentais e numéricos mostrou que, para a restrição axial de 8 kN/mm, as curvas força-temperatura de ambos os resultados seguiram muito próximas até aproximadamente 600 °C. A inversão do esforço ocorreu pouco depois na análise numérica e o mesmo não foi observado no experimento, visto que o forno foi desligado a fim de se evitar danos provocados pelas grandes deformações. Quanto à restrição axial de 35 kN/mm, as curvas força-temperatura seguiram próximas (entre 50 °C e 100 °C) até aproximadamente 600 °C, para em seguida a força no experimento aumentar até aproximadamente 650 °C. De todas as comparações, a restrição axial de 62 kN/mm foi a que menos se aproximou. Apesar disso, com a mesma tendência, a inversão das curvas aconteceu a cerca de 500 °C para a numérica e pouco mais de 600 °C para a experimental. Sobre as curvas flecha-temperatura, notou-se que todas seguiram próximas até aproximadamente 600 °C para

depois seguirem até o colapso. Em vista da falta de todas as informações experimentais, os resultados foram considerados satisfatórios. O modelo validado será usado no desenvolvimento de futuras pesquisas relacionadas ao tema.

6 Agradecimentos

Agradece-se ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior e ao PPGEC-UFES – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo.

7 Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323:2013 **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2013.

DORR, J.B. **Modelos numéricos de pilares de aço em situação de incêndio considerando a influência da restrição axial**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.

DWAIKAT M.M.S; KODUR V.K.R. **A performance based methodology for fire design of restrained steel beams**. Journal of Constructional Steel Research, v.67, 510–524, 2011.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993 1-1: Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2005.

HANUS, F. **Calculation of internal forces in axially and rotationally restrained beams under natural fire**. Dissertação de Mestrado. Université de Liège, 2008.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Fire resistance tests – Elements of building construction**. ISO 834, 1999.

KIMURA, E.F.A. **Análise termo-estrutural de pilares de aço em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.

KUCZ, M.; RZESZUT, K.; LUKASZ, P.; MALENDOWSKI, M. **Influence of Boundary Conditions on the Thermal Response of Selected Steel Members**. Procedia Engineering 57:977-985, (2013).

LIU T.C.H; FAHAD M.K; DAVIES J.M. **Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire**. Journal of Constructional Steel Research. v.58, 1211-30, 2002.

LI G-Q; GUO S-X. **Experiment on restrained steel beams subjected to heating and cooling**. Journal of Constructional Steel Research. v.64, 268-74, 2008.

LI G.Q.; WANG, P.J.; JIANG, S.C. **Non-linear finite element analysis of axially restrained steel beams at elevated temperatures in fire**. Journal of Constructional Steel Research v.63, 1175-83, 2007.

MOSS, P.J.; BUCHANAN, A.H.; SEPUTRO, J.; WASTNEY, C.; WELSH, R. **Effect of support conditions on the fire behavior of steel and composite beams**. Fire and Materials 28:159-175, (2004).

MOURÃO, H.R. **Sobre o comportamento de vigas de aço com flambagens impedidas, em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.

REGOBELLO, R. **Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

SILVA, V.P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. Tese de Doutorado. Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1997.

TAN, K.H.; HUANG, Z.F. **Structural responses of axially restrained steel beams with semirigid moment connection in fire**. Journal of Structural Engineering. v.131(4), 541-51, 2005.

YIN, Y.Z.; WANG, Y.C. **A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures**. Journal of Constructional Steel Research. v.60, 1029-1047, 2004.

NOTA TÉCNICA

Aplicação de lubrificantes em parafusos ASTM A325 galvanizados

Vitor Cesar Valenciani^{1*} e Plinio Martiliano Lavinias²

¹ Gerente de Engenharia, ICEC – Criatividade e Inovação na Construção
Rodovia Euclides da Cunha, km 455 – Distrito Industrial - Mirassol, SP

vitor.valenciani@icec.com.br

² Engenheiro Mecânico, ICEC – Criatividade e Inovação na Construção
Rodovia Euclides da Cunha, km 455 – Distrito Industrial - Mirassol, SP

plinio.lavinias@icec.com.br

Application of lubricants on galvanized ASTM F3125 Grade A325 bolts

Resumo

Em determinados casos, segundo a Norma Brasileira ABNT NBR 8800 e a “Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts” do “Research Council on Structural Connections” (RCSC), os parafusos ASTM F3125 - A325 devem ser montados de forma a desenvolver uma força de protensão inicial mínima por meio de diversos métodos. A força de atrito entre as superfícies deslizantes é gerada pela decomposição da força de protensão aplicada no plano normal à superfície de contato, que está diretamente ligada à inclinação do fio de rosca e às condições das superfícies, ou seja, a rosca do parafuso e a rosca da porca. É fundamental, portanto, que o coeficiente de atrito seja minimizado para que o fenômeno de “Galling” seja atenuado e que o parafuso possa atingir a força de protensão exigida pelas normas ou especificações. Neste trabalho são apresentados resultados comparativos de ensaios de protensão em parafusos ASTM F3125 Grade A325 galvanizados sem lubrificação, com lubrificação e com a presença de corpos estranhos/incrustações.

Palavras-chave: parafusos, protensão em parafusos, ASTM F3125 - A325, parafusos galvanizados, Galling.

Abstract

In certain cases, according to the Brazilian Standard ABNT NBR 8800 and the Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts of the Research Council on Structural Connections (RCSC), ASTM F3125 Grade A325 bolts shall be required to develop a minimum initial pretension force by several methods. The friction force between the sliding surfaces is generated by the decomposition of the pretension force in the normal plane to the contact surface, which is directly related to thread inclination and the conditions of the surfaces, i.e., the bolt and the nut thread surfaces. Therefore, in order that the bolt can reach the pretension force required by the standards or specifications, it is essential that the coefficient of friction be minimized so that the "Galling" phenomenon is attenuated. In the present work, comparative results of pretension tests on galvanized ASTM F3125 Grade A325 bolts with and without lubrication, as well as in the presence of foreign bodies/incrustations.

Keywords: bolts, pretensioned bolts, ASTM F3125 Grade A325, galvanized bolts, Galling.

* Autor correspondente

1 Introdução

Nas ligações com parafusos de alta resistência, as especificações de projeto devem indicar se o aperto será normal ou com protensão inicial, já que nem todos os parafusos de alta resistência necessitam ser apertados com protensão inicial mínima, somente aqueles em ligações por atrito ou nas ligações por contato relacionadas nos itens específicos da NBR 8800 (2008). Os parafusos de alta resistência com protensão inicial devem ser apertados de forma a se obter uma força mínima de protensão, adequada a cada diâmetro e tipo de parafuso utilizado. Essa força, para os parafusos ASTM F3125 - A325, equivale a 70% da força de tração resistente nominal do parafuso. A força de protensão inicial pode ser obtida pelos seguintes métodos, conforme a NBR 8800 (2008):

- método da rotação da porca;
- método da chave calibrada ou chave manual com torquímetro;
- uso de indicador direto de tração (DTI), como as arruelas indicadoras, conforme a ASTM F959, que vem ganhando espaço;
- uso de parafusos com controle de tração (“Tension Control Bolts”).

Dos métodos mencionados na NBR 8800 (2008), os seguintes relacionam a força de protensão com o torque aplicado: chave calibrada (ou chave manual com torquímetro) e parafusos com controle de tração. Vale lembrar que não existe uma relação geral entre a força de protensão dos parafusos e o torque aplicado, devido a vários fatores, incluindo as condições de atrito nas superfícies. Já o método de rotação da porca e as arruelas indicadoras relacionam a deformação longitudinal do parafuso por meio da rotação da porca ou o esmagamento das protuberâncias das arruelas indicadoras, respectivamente – e não o torque aplicado – com a força de protensão especificada.

O aperto do conjunto é sempre realizado rotacionando-se a porca, porém, se necessário, em função das condições de acesso aos parafusos e das folgas para manuseio das ferramentas, o aperto pode ser efetuado girando-se a cabeça do parafuso e impedindo a porca de girar.

Para os parafusos ASTM F3125 - A325 galvanizados, o “Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts” do “Research Council on Structural Connections”, RCSC

(2014) recomenda que sejam utilizados em conjunto com arruelas ASTM F436/436M galvanizadas, porcas ASTM A563/563M, também galvanizadas e lubrificadas. As porcas podem ser substituídas pela norma ASTM A194/A194M. Tais peças galvanizadas - parafusos, porcas (lubrificadas) e arruelas - devem ser tratadas como um conjunto, ou seja, parafuso, porca e arruela devem ser fornecidos, ter o mesmo tipo de galvanização (a fogo ou mecânica), testados em conjunto, e ser de um único fabricante. Além disso, o Structural Bolting Handbook (2010) recomenda que as porcas galvanizadas em geral recebam um lubrificante que seja limpo e seco ao toque. Usualmente um produto à base de cera é utilizado, mas nem sempre a presença do lubrificante pode ser verificada ao toque. Geralmente um corante é adicionado ao lubrificante com o intuito de verificar se as porcas foram lubrificadas de fato. Em alguns casos, uma solução ultravioleta é utilizada para fazer a porca brilhar sob a luz negra. Caso seja necessária, pode-se fazer relubrificação, utilizando-se o mesmo tipo de lubrificante à base de cera. O lubrificante deve ser aplicado na rosca e na face interna da porca. Não é necessário lubrificar o parafuso ou a arruela.

A galvanização sem lubrificação aumenta o atrito na rosca entre o parafuso e a porca, favorecendo um fenômeno denominado “Galling” – ver definição e conceito adiante. A lubrificação, a ser aplicada preferencialmente pelo fabricante, visa retornar o conjunto a uma condição de atrito similar àquela sem galvanização, devendo o conjunto parafuso, porca (lubrificada) e arruela, todos galvanizados, ser testado para se demonstrar que a porca pode ser rotacionada da condição de aperto normal (“snug-tight”) a um valor igual ou superior à rotação necessária para se atingir a força de protensão mínima especificada. O revestimento de zinco na superfície de um parafuso não afeta as propriedades de resistência estática do parafuso. Estudos de calibração mostram que nem a força de tração, determinada a partir de um teste de tração direta, nem a resistência ao cisalhamento do parafuso é afetada pelo processo de galvanização.

KULAK (2001) salienta que as superfícies dos parafusos galvanizados podem sofrer o fenômeno de “Galling”, que dificulta a obtenção da protensão do parafuso exigida sem sofrer uma falha prematura por torção do parafuso. O “Galling” é uma forma de desgaste causada pela adesão entre superfícies deslizantes. A ASTM G40 (2015) define o desgaste adesivo como o devido à aderência localizada entre superfícies sólidas

deslizantes em contato, levando à transferência de material entre as duas superfícies ou a perda de material de uma para a outra. O Galling é um tipo severo de desgaste adesivo, que a ASTM G40 (2015) define como uma forma de dano superficial que surge entre sólidos em deslizamento, caracterizado por um encrespamento (enrugamento) macroscópico, usualmente localizado, com a criação de protruções acima da superfície original, que frequentemente também inclui deformações plásticas, transferência de material ou ambos.

Durante o processo de deslizamento, se as velocidades relativas são pequenas e as forças de contato são altas, o “Galling” pode ocorrer devido à ocorrência de zonas aderidas, chamadas soldas frias, que ocorre nos picos da rugosidade onde se dá o contato entre as duas superfícies metálicas, seguido do deslizamento e ruptura da estrutura cristalina do material. O material frequentemente exhibe, na zona de fusão, um dos elementos deslizantes com resistência maior que o outro. Logo, partículas do material mais fraco são arrancadas, deixando microcrateras em sua superfície. Certos metais são mais propensos ao “Galling”, devido à estrutura atômica de seus cristais. Por exemplo, o alumínio e o zinco são metais que sofrem “Galling” muito facilmente, enquanto que o aço recozido é um pouco mais resistente e o aço temperado, muito resistente ao “Galling”. A intensidade do “Galling” também é relacionada à afinidade eletrônica entre os metais em contato.

O fenômeno do “Galling” pode ser atenuado pela aplicação de proteções superficiais “anti-Galling”, com a introdução de elementos de liga que impedem a fusão, ou pelo processo de lubrificação, o qual será analisado neste trabalho.

No presente trabalho foram efetuados ensaios de aperto de parafusos pelo método da rotação da porca e aferidos por um dispositivo calibrador de tração da marca “Skidmore Wilhelm”. De acordo com a NBR 8800 (2008) e o RCSC (2014), após o aperto máximo aplicado com chave normal, a porca deve receber um aperto adicional por meio de uma dada rotação da porca, utilizando-se uma chave com extensão. Para ambas as superfícies paralelas e um comprimento do parafuso não superior a 4 vezes seu diâmetro, a rotação deve ser de 1/3 de volta. Ou seja, para o diâmetro de 3/4” (19,05 mm) e comprimento até 3” (76,20 mm), a porca deve ser rotacionada em 1/3 de volta, e a força de protensão deve atingir pelo menos 29 kips (129 kN) (RCSC 2014),

correspondendo a 1,05 vezes a força de protensão mínima exigida. Segundo o Structural Bolting Handbook (2010), algumas normas ou especificações, como a Standard Specifications for Highway Bridges and Bridge Construction Specifications, da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), exigem, para determinados projetos de pontes utilizando-se parafusos A325 e A490, ensaios adicionais de capacidade de rotação. Nesse tipo de ensaio, deve-se comprovar que o conjunto parafuso, porca e arruela (se houver) é capaz de suportar uma rotação mínima especificada, além da capacidade de atingir a força de protensão exigida pela RCSC. Para os parafusos com comprimento não superiores a 4 vezes seu diâmetro, a rotação final a ser atingida é de 2/3 de volta. Sob essa rotação, o conjunto deve desenvolver uma força de protensão mínima (de 32 kips ou 142 kN, para parafusos de 3/4" de diâmetro) - para mais detalhes, ver AASHTO/FHWA Rotational Capacity Test, Structural Bolting Handbook, 2010. Os ensaios apresentados neste trabalho foram realizados de acordo com essas exigências adicionais.

2 Procedimento de ensaio

Os ensaios de protensão foram realizados nas instalações da ICEC, empresa fabricante e montadora de estruturas de aço sediado em São José do Rio Preto, Estado de São Paulo, conforme as recomendações da RCSC (2014) e do Structural Bolting Handbook (2010).

O ensaio foi efetuado em 3 cenários, com 3 corpos de prova utilizados em cada cenário, totalizando 9 corpos de prova. Os corpos de prova utilizados foram conjuntos compostos de parafusos, porcas e arruelas de acordo com a norma ASTM F3125 para parafusos A325, ASTM A194-2H para as porcas e ASTM F436 para as arruelas. A galvanização desses itens foi feita de acordo com a norma ASTM A153. O diâmetro de ensaio foi de 3/4" (19,05 mm) e o comprimento de 3" (76,20 mm).

O cenário 1, de controle, utilizou os conjuntos limpos e sem lubrificantes. O cenário 2 utilizou conjuntos sem lubrificação onde as roscas foram impregnadas com corpos estranhos (areia). O cenário 3 utilizou os conjuntos limpos com aplicação de lubrificante à base de bissulfeto de molibdênio.

Os parafusos foram apertados por meio de uma chave inglesa de 3/4", e a força de protensão foi medida por um calibrador de tração da marca "Skidmore Wilhelm", modelo "Model MS" (capacidade nominal de 90.000 lbs, correspondendo a cerca de 400 kN).

A Figura 1 mostra o dispositivo de testes "Model MS" em sua montagem padrão para os ensaios de tração.



Figura 1 – Calibrador de tração e respectiva montagem padrão para testes.

Para os 3 cenários, os ensaios foram realizados conforme as seguintes etapas, como determina o Structural Bolting Handbook:

- escolheram-se aleatoriamente 3 conjuntos de amostra para o ensaio (um para cada cenário);
- instalou-se cada conjunto no dispositivo calibrador de tração;
- as porcas foram apertadas manualmente até a condição de pré-torque;
- foram feitas as marcas correspondentes e coincidentes no parafuso, na porca e no corpo do calibrador de tensão;
- apertou-se a porca com a chave inglesa até se atingir a rotação de 2/3 de volta;
- verificou-se se o conjunto atingiu a força de protensão mínima de 32 kips (142 kN), após a rotação de 2/3 de volta;

- removeu-se o conjunto e verificaram-se as condições das roscas do parafuso e da porca.

Segundo o Structural Bolting Handbook, o alongamento da rosca é esperado e aceitável, mas sinais de cisalhamento nas roscas do parafuso ou da porca não o são. Sinais de falha por torção ou fissuras no parafuso também não são aceitáveis. Caso haja algum desses sinais ou não se atinja a força mínima de protensão, o conjunto é considerado como não conforme.

3 Resultados

Na Figura 2 têm-se algumas fotos dos ensaios realizados para o cenário 1, de controle, com os corpos de prova limpos e sem lubrificante. O estágio final do ensaio não pôde ser fotografado devido ao rompimento dos corpos de prova.

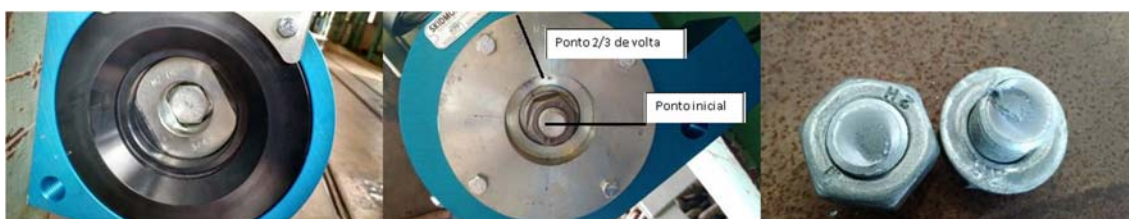


Figura 2 - Etapas do ensaio para o cenário 1: montagem do corpo de prova, início do ensaio, estado final do corpo de prova (ruptura frágil por torção).

Na Figura 3 têm-se algumas fotos dos ensaios realizados nos corpos de prova para o cenário 2, com a adição de corpos estranhos. O estágio final do ensaio não pôde ser fotografado devido ao rompimento dos corpos de prova.



Figura 3 - Etapas do ensaio para o cenário 2: montagem do corpo de prova, início do ensaio, estado final do corpo de prova (ruptura frágil por torção).

Na Figura 4 têm-se algumas fotos dos ensaios realizados nos corpos de prova para o cenário 3, com lubrificação à base de bissulfeto de molibdênio.



Figura 4 - Etapas do ensaio para o cenário 3: montagem do corpo de prova, corpo de prova atingindo 29 Kips em 1/3 de volta, final do ensaio com o corpo de prova atingindo 32 Kips em 2/3 de volta, estado final do corpo de prova (leve alongamento do corpo de prova).

Os resultados consolidados dos três cenários simulados estão indicados na Tabela 1 (Lavinas, 2017).

Tabela 1 - Tabela de resultados dos ensaios para os três (3) cenários simulados (Lavinas, 2017).

Cenário	Dimensões	Condição de aplicação da porca	Protensão NBR8800 e RCSC após 1/3 de volta (Kips)	Protensão de Teste Mínima após 2/3 de volta (Structural Bolting Handbook) (Kips)	Atingido (Kips)	Observação
1	3/4" x 2"	Sem lubrificação e limpa	29	32	26	Rompeu antes de 2/3 de volta e com 26 Kips
2	3/4" x 2"	Sem lubrificação e com areia na rosca	29	32	20	Rompeu antes de 2/3 de volta e com 20 Kips
3	3/4" x 2"	Com lubrificação (a base bissulfeto de molibdênio)	29	32	32	Não rompeu. Atingiu 29 Kips com 1/3 de volta e 32 Kips com 2/3 de volta

4 Conclusões

Os ensaios realizados comprovaram que os corpos de prova para o cenário 1, de controle, limpos e sem lubrificante, apresentaram o fenômeno de “Galling”, não sendo capazes de atingir a força de protensão exigida pelas normas e especificações, causando

a falha precoce no processo de instalação dos parafusos. Também os corpos de prova para o cenário 2, com a presença de corpos estranhos/incrustações, apresentaram o fenômeno de “Galling”, porém agravado comparativamente aos do cenário 1, não sendo capazes de atingir a força de protensão exigida pelas normas e especificações – os parafusos romperam com força inferior à do cenário 1. Já os corpos de prova do cenário 3, que sofreram lubrificação, atingiram força de protensão superior à exigida, demonstrando que a lubrificação influencia positivamente no processo em questão, atenuando o problema do “Galling”, fato que vai ao encontro das normas e especificações, que exigem a lubrificação dos conjuntos galvanizados.

Embora o método de aperto utilizado nos ensaios tenha sido o da rotação da porca, os demais métodos também podem apresentar o problema de “Galling”, caso não haja lubrificação adequada da porca. Esse fato é evidenciado por ser relativamente comum a quebra de parafusos durante sua instalação com a chave calibrada ou chave manual com torquímetro, muitas vezes erroneamente relacionado ao excesso de torque ou rotação aplicados durante o processo de protensão ou à qualidade do aço do parafuso.

Indica-se o Structural Bolting Handbook (2010) como um excelente guia para fabricantes, montadores e outros profissionais envolvidos na construção de estruturas de aço, onde podem-se encontrar diversos esclarecimentos sobre os procedimentos usualmente empregados na instalação de parafusos de alta resistência.

5 Referências bibliográficas

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360-16 - Specification for structural steel buildings**. Chicago, 2016.

AMERICAN SOCIETY OF TESTS AND MATERIALS. **ASTM G40-15 - Standard Terminology Relating to Wear and Erosion**. West Conshohocken, PA, 2015.

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

KULAK, G.L.; FISCHER, J.W.; STRUIK, J.H.A. **Guide to design criteria for bolted and riveted joints**. American Institute of Steel Construction. Chicago, 2001.

RESEARCH COUNCIL ON STRUCTURAL CONNECTIONS (RCSC). **Specification for structural joints using high-strength bolts**. Chicago, 2014.
STEEL STRUCTURES TECHNOLOGY CENTER, Inc. **Structural Bolting Handbook**. 2010.

VALENCIANI, V. C.; **Ligações em Estruturas de Aço. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas**. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1997.

PRADO, L. A. R.; **Estudo do desgaste adesivo severo (Galling), em ligas resistentes a corrosão, aplicadas na indústria de óleo e gás**. Taubaté – SP, 2004.