

ALVARENGA, Arthur. **A configuração geométrica inicial na análise avançada de portais planos de aço**. PROPEC. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2006.

ÁLVAREZ, Ramón Argüelles. **Estructuras de acero**. Editorial Bellisco, Madrid, 2001.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION AISC **Fourteenth Edition – Steel Construction Manual**. United States of America, 2010.

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE. **ANSI/AISC 360:05 – Specification for Steel Structural Buildings**. Washington, 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Steel Design Guide 7 – Industrial Buildings: Roofs to anchor rods**. 2nd edition. United States of América 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT **NBR 6120:1980 – Cargas para o calculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT **NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

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.

AUTODESK Robot Structural Analysis Professional. **Training Manual Metric Version**, 2010.

BELLEI, Ildony H. **Edifícios Industriais em Aço - Projeto e Cálculo**. 6º.ed. PINI, São Paulo, 2010.

BELLEI, Ildony H. **Edifícios de Múltiplos Andares em Aço**. 2º.ed. PINI São Paulo, 2008.

BRANCO, Renato. **Automação de projetos de estruturas planas treliçadas tubulares de aço com estudo comparativo entre treliças constituídas por barras com ligações rotuladas e rígidas**. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP. Campinas, 2006.

BRITO, Mauro César. **Estruturas de Cobertura**. Departamento de Artes e Arquitetura, Pontifícia Universidade Católica de Goiás. Goiânia, 2010.

BUREAU, A. **Modelling of portal frames-elastic analysis**, CTICM, sl, 2005.

CHAMBERLAIN PRAVIA, Zacarias M. **Projeto e Cálculo de Estruturas de Aço – Edifício Industrial Detalhado**. Elsevier. Rio de Janeiro, 2013.

CHAMBERLAIN PRAVIA, Zacarias M., STUMPF DUARTE, Demoncel. **Avaliação dos métodos de análises de segunda ordem para edifícios**

industriais em estruturas de aço. Universidade de Passo Fundo. Passo Fundo, 2009.

CHAVES, M. R. **Avaliação do Desempenho de Soluções Estruturas para Galpões Leves.** Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP. Ouro Preto, 2007.

CHEN, W.F. **Design of Beam-Columns ins Steel Frames in the United States.** Thin-Walled Structures, 1991.

D'ALAMBERT, F. **Galpões em Pórticos com Perfis Estruturais Laminados.** Coletânea do Uso do Aço. 5º ed. GERDAU Açominas. Belo Horizonte 2012.

DÓRIA, André. **Análise da estabilidade de pórticos planos de aço com base no conceito de forças horizontais fictícias.** Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

ENGEL, Heino. **Sistemas Estruturais.** Editorial Gustavo Gilli, AS. Barcelona, 2001.

FABEANE, R. **Avaliação de Projetos de Estrutura de Aço Usando Análise Estrutural em Duas e Três Dimensões.** Revista CIATEC – UPF, vol.3, p.p. 32-43, 2011.

FERREIRA AGUILERA, Jean. **Estruturas treliçadas sob ação do vento.** Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio. Rio de Janeiro, 2007.

GERDAU. **Catálogo Barras e Perfis Gerdau.** Disponível em:< <http://www.gerdau.com.br/produtos-catalogo-e-manuais/5504.global.pt-BR.force.axd>>. Acesso em: 08 de setembro de 2014.

HIRT, MANFRED A., Crisinel, Michel. **Charpentes Métalliques.** Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 2001.

INSTITUTO AÇO BRASIL – CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO – **Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço.** Bellei, Ildony (rev.) Bellei, Humberto. 4º Edição. Rio de Janeiro, 2011.

INSTITUTO AÇO BRASIL – CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. Zacarias M. Chamberlain Pravia (revs.), Gilnei Artur Drehmer e Enio Mesacasa Júnior. **Galpões para usos gerais.** Rio de Janeiro, 2010.

LOPES, Pires Arlindo. **Estudos sobre diferentes métodos de análise p-delta:** Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 7, p. 9-19, 2005.

MADEIRA, Alisson. **Estrutura em Aço para Pavilhão Industrial: Comparação entre Soluções com Elementos Treliçados e de Alma Cheia.** TCC – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS. Porto Alegre, 2009.

MARTINS, Carlos. **Galpão Cobertura em Duas Agua.** Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Paraná, 2010.

McCORMACK, Jack C. **Structural Steel Design.** 4th. edition. Pearson PrenticeHall, 2008.

Ministério da Indústria e do Comércio (MIC). Secretária de Tecnologia Industrial. **Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas.** v. 1. Brasília, 1986.

MOREIRA DE CAMARGO, Rafael E. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço.** Dissertação de Mestrado

– Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2012.

NARDI, Fabio A., FICANHA Ricardo, CHAMBERALAIN PRAVIA, Z. **Análise de segunda ordem em edifícios modelados tridimensionalmente: aplicações, dificuldades e recomendações.** CONSTRUMETAL 2010–Congresso Latino-americano da Construção Metálica. São Paulo, 2010.

NOGUEIRA, G.S. **Avaliação de Soluções Estruturais para Galpões compostos por Perfis de Aço Formados a Frio.** Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP. Ouro Preto, 2009.

OLIVEIRA, L. **Projecto de pavilhões e estruturas industriais: Desenvolvimento de uma aplicação informática.** Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, FEUP. Porto, Portugal, 2009.

OTTOBONI PINHO, Fernando. **Galpões em Pórticos de Aço.** Gerdau Açominas.

PFEIL, W., PFEIL M. **Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático.** 8º ed. Rio de Janeiro, 2009.

REIS A., CAMORIM, D. **Estabilidade Estrutural.** McGraw-Hill, Portugal, 2001.

SALES, José Jairo.; MUNIAR NETO, J.; MALITE, M.; DIAS, A.A.; GONÇALVES, R.M. **Sistemas Estruturais: Teoria e Exemplos.** SET/ESSC/USP, 266p. São Carlos, 2005.

SALMON, Charles G., JOHNSON, John E., MALHAS, Faris A. **Steel Structures: Design and Behavior.** 5th edition. Pearson Prentice-Hall, 2009.

SANTOS, A.F. **Estruturas Metálicas - Projeto e Detalhes para Fabricação.** McGraw Hill do Brasil. São Paulo, 1977.

SCI P292. **In-plane Stability of Portal Frames to BS 5950-1:2000.** Steel Construction Institute, Ascot, 2001.

SECHALO. European Commission. **Facilitating market development for sections in industrial halls and low-rise buildings.** European Commission, Luxembourg, 2012.

SILVA, Renata. **Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa.** Dissertação de Mestrado – Departamento de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gérias, UFMG. Belo Horizonte, 2004.

SILVA, L. e GERVÁSIO, H., **Manual de dimensionamento de Estruturas metálicas : Métodos Avançados.** Coleção construção metálica e mista. Coimbra, Portugal, 2007.

SIMÕES, R. **Manual de dimensionamento de estruturas metálicas.** Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista CMM, Coimbra, Portugal, 2007.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE **.Design of simple Span Steel Portal Frames to BS 5950-1:2000.** SCI Publication P252. 2004.

TISOT, Guilherme. **Estudo de treliças metálicas para coberturas em duas águas através de otimização topológica.** CONSTRUMETAL 2010–Congresso Latino-americano da Construção Metálica. São Paulo, 2010.

TRAHAIR, N., BRADFORD, M., NETHERCOT, D., GARDNER, L. **The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3.** Taylor & Francis, Abingdon. 2008.

WOLCOCK, S., **Design of Portal Frame Buildings**. Australian Institute of steel Construction. Sydney, 1999.

ZIEMIAN, R.D. **Guide to stability design criteria for metal structures**. 6th ed. John Wiley and Sons. New Jersey, 2010.

Figura 1 – Seção dupla cantoneira 2L 3x3x0,375**✓ Verificação da esbeltez**

De acordo com o item 5.3.4.1 da ABNT NBR 8800:2008, o índice de esbeltez das barras comprimidas, definido pela relação KL/r , não deve ser superior a 200. No caso para cantoneira deve ser menor a 300.

$$KL_x/r_x \leq 200 \quad KL_y/r_y \leq 200$$

Onde:

L_x, L_y maiores comprimentos destravados

r_x, r_y raio de giração

K coeficiente de flambagem de barras comprimidas

- Banzo Superior e Inferior (2L 3x3x0,375)

Flambagem no plano da treliça $\frac{KL_y}{r_y} = 91,45 \leq 200$ fora do plano da treliça $\frac{KL_z}{r_z} = 65,56 \leq 200$

- Diagonais (L 3x3x0,3125)

Flambagem no plano da treliça $\frac{KL_y}{r_y} = 141,01 \leq 300$ fora do plano da treliça $\frac{KL_z}{r_z} = 141,01 \leq 300$

- Montantes (L 2x2x0,3125)

Flambagem no plano da treliça $\frac{KL_y}{r_y} = 82,02 \leq 300$ fora do plano da treliça $\frac{KL_z}{r_z} = 82,02 \leq 300$

Assim as seções escolhidas, podem ser utilizadas em um elemento comprimido já que satisfazem às prescrições da norma.

✓ Verificação da capacidade de compressão e tração

De acordo com Walter Pfeil (2009) o dimensionamento à compressão dos banzos é, em geral, determinante.

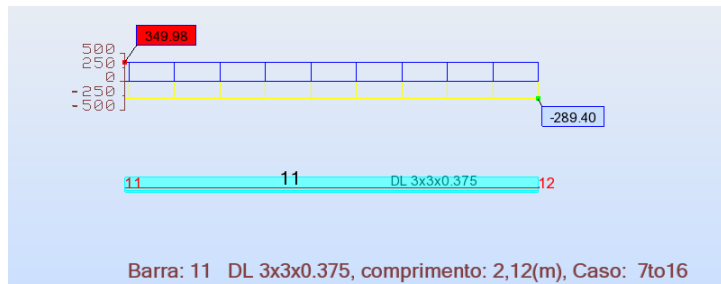


Figura 2 – Esforços de compressão e tração para a barra do banzo

Banzos em tração

Entretanto, a resistência à tração do elemento composto por as cantoneiras ligadas por solda em uma aba, verifica-se a seção a seguir.

Portanto o coeficiente de redução de área líquida (item 5.2.3 ABNT NBR 8800:2008):

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$$

Onde e_c é a excentricidade da conexão e l_c é o comprimento efetivo da conexão.

$$C_t = 1 - \frac{2,21}{7,6} = 0,71$$

$$A_{ef} = 0,71 \times 27,22 = 19,30 \text{ cm}^2$$

$$N_{dres} = A_{ef} \cdot f_u = 19,30 \times 40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow N_{dres} = 772,18 \text{ kN} > N_{Sd} = 289,40 \text{ kN} \Rightarrow \textbf{Verificado}$$

Banzos em compressão

Os banzos superiores e inferiores são compostos por perfis de dupla cantoneira dispostos lado a lado (Figura 1). Para a análise da flambagem das barras, considera-se que no plano da treliça, o comprimento de flambagem de cada elemento é seu próprio comprimento ($k=1$). Entretanto, para a flambagem fora do plano da treliça, o banzo superior está contido nos terços do vão pelo contraventamento no plano da cobertura e portanto, não é possível flambar nesse plano.

• **Calculo da força axial de flambagem elástica N_e**

De acordo com o item E.1.4 da ABNT NBR8800:2008 para cantoneiras simples conectadas por uma aba, os efeitos de excentricidade da força de compressão podem ser considerados por meio de um comprimento de flambagem equivalente, desde que essa cantoneira cumpra as condições a) b) e c) do item E.1.4.1. Nesse caso, a força axial de flambagem elástica da cantoneira, N_e , é dada por:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_{x1}}{(K_{x1} L_{x1})^2}$$

Onde:

I_{x1} é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada;

$K_{x1} L_{x1}$ é o comprimento de flambagem equivalente, dado em E.1.4.2 ou E.1.4.3, o que for aplicável.

Para cantoneiras simples conectadas por uma aba, que são barras individuais ou diagonais ou montantes de treliças planas o item E.1.4.2 determina o comprimento de flambagem equivalentes das barras:

$$\text{Quando } 0 \leq L_{x1}/r_{x1} \leq 80 \quad K_{x1} L_{x1} = 72r_{x1} + 0,75L_{x1}$$

$$\text{Quando } L_{x1}/r_{x1} > 80 \quad K_{x1} L_{x1} = 32r_{x1} + 1,25L_{x1}$$

Onde:

L_{x1} é o comprimento da cantoneira

r_{x1} é o raio de giração da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada.

Para exemplificar a verificação, usou-se a seção dimensionada para os banzos de dupla cantoneira 2L 3x3x0,375.

$$L_{x1} = 212 \text{ cm}$$

$$r_{x1} = 3,20 \text{ cm} \rightarrow L_{x1}/r_{x1} = 212 \text{ cm} / 3,20 \text{ cm} = 66,25$$

$$I_{x1} = 280 \text{ cm}^4$$

Como $L_{x1}/r_{x1} \leq 80$, tem-se:

$$K_{x1}L_{x1} = 72r_{x1} + 0,75L_{x1} = 72 \times (3,20) + 0,75 \times (212) = 389,40 \text{ cm}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_{x1}}{(K_{x1}L_{x1})^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \frac{kN}{cm} \times 280 \text{ cm}^4}{(367,4)^2}$$

$$\rightarrow N_{ex} = 409,45 kN$$

- **Fator de redução associado a flambagem local Q (Anexo F)**

Segundo o item F.1.1 a F.1.3 da ABNT NBR880:2008 os elementos que fazem parte das seções transversais usuais, exceto as seções tubulares circulares, para efeito de flambagem local, são classificados em AA (duas bordas longitudinais vinculadas) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada). Essa classificação é necessária para definição do tipo e parâmetro de esbeltez do elemento componente.

As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (relações b/t) que não superam os valores de $(b/t)_{lim}$ dados na Tabela F.1, têm o fator de redução total Q igual a 1,00.

As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais os elementos componentes da seção transversal possuem relações b/t maiores que os valores de $(b/t)_{lim}$ dados na Tabela F.1 (elementos esbeltos), têm o fator de redução total Q dado por:

$$Q = Q_s Q_a$$

Onde Q_s e Q_a são fatores de redução que levam em conta a flambagem local dos elementos AL e AA, cujos valores devem ser determinados como mostrado em F.2 e F.3 da norma ABNT NBR 8800:2008, respectivamente. Deve-se ainda considerar que:

Para flambagem local da aba (elemento AL Tabela F.2)

Cantoneira simples do Grupo 3 da Tabela F.1:

$$\frac{b}{t} = \frac{b}{t_f} = \frac{7,62cm}{0,952cm} \rightarrow \frac{b}{t} = 8$$

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{para} \quad 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,53E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{para} \quad \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \times \sqrt{\frac{20.000kN/cm^2}{25kN/cm^2}} \rightarrow \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 12,70$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,91 \times \sqrt{\frac{20.000kN/cm^2}{25kN/cm^2}} \rightarrow \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 25,7$$

Como a relação b/t que não supera os valores de (b/t)_{lim} dados $\rightarrow Q_s = 1$

- **Índice de esbeltez reduzido λ_0 (item 5.3.3.2)**

O índice de esbeltez reduzido é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}}$$

Esse índice pode ainda ser escrito na forma seguinte, em função da esbeltez do elemento (Kl/r) substituindo na equação $N_e = \frac{\pi^2 E I_{x1}}{(K_{x1} L_{x1})^2}$ e $Q=1$, temos a seguinte equação:

$$\lambda_0 = \frac{Kl}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$$

Para aços de uso corrente obtêm-se, com o valor de f_y correspondente, as expressões a seguir de λ_0 :

$$MR250 \quad \lambda_0 = 0,0113 (Kl/i)$$

$$AR350 \quad \lambda_0 = 0,0133 (Kl/i)$$

Portanto para a seção escolhida do banzo, tem-se: $K=1$ para treliças

$$\frac{Kl}{i} = \frac{212}{2,35} = 90,21$$

$$\lambda_0 = 0,0113 \left(\frac{Kl}{i} \right) = 0,0113 \times (90,21)$$

$$\rightarrow \lambda_0 = 1,02$$

• **Fator de redução χ** (item 5.3.3.1)

Com $\lambda_0 = 1,02$ obtém-se da Tabela A da NBR 8800:2008 o valor do fator de redução ou como o valor obtido para $\lambda_0 < 1,50$; o fator de redução é obtido pela seguinte equação:

$$\text{para } \lambda_0 < 1,50 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{(1,02)^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 > 1,50 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\rightarrow \chi = 0,647$$

A força axial resistente de cálculo (item 5.3.2 NBR 2008:2008) pode ser calculada em função da seguinte equação:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,647 \times 1 \times 27,22 \text{ cm}^2 \times 25 \text{ kN/cm}^2}{1,10} = 400,26 \text{ kN}$$

8.2. Elementos de colunas

✓ Seções transversais adotadas

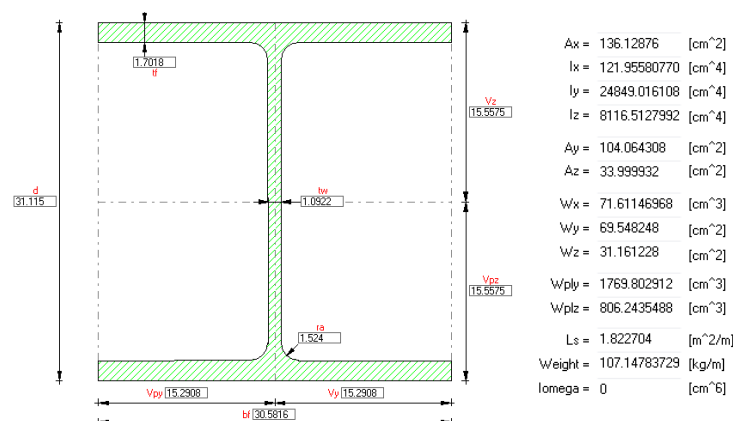


Figura 3 – Seção Tipo W 12x72 das Colunas do pórtico GP25 B6

✓ Verificação da esbeltez

De acordo com o item 5.3.4.1 da ABNT NBR 8800:2008, o índice de esbeltez das barras comprimidas, definido pela relação KL/r , tomado como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil e o raio de giração correspondente r , não deve ser superior a 200.

$$KL_x/r_x \leq 200 \quad KL_y/r_y \leq 200$$

- Coluna (W 12x72)

Flambagem no plano do pórtico $\frac{KL_y}{r_y} = 59,21 \leq 200$

fora do plano da treliça $\frac{KL_z}{r_z} = 103,60 \leq 200$

Assim o perfil adotado para a coluna pode ser utilizado como um elemento comprimido, já que satisfazem as prescrições da norma.

✓ Diagrama de esforços solicitantes de cálculo

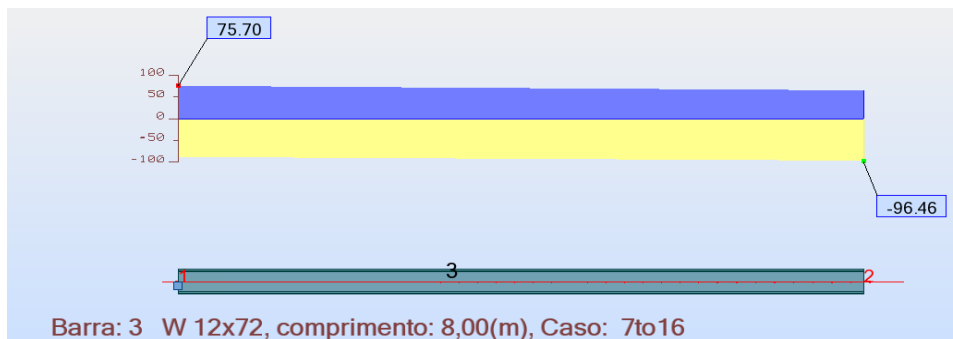


Figura 4 – Envoltória de esforços axiais (coluna).

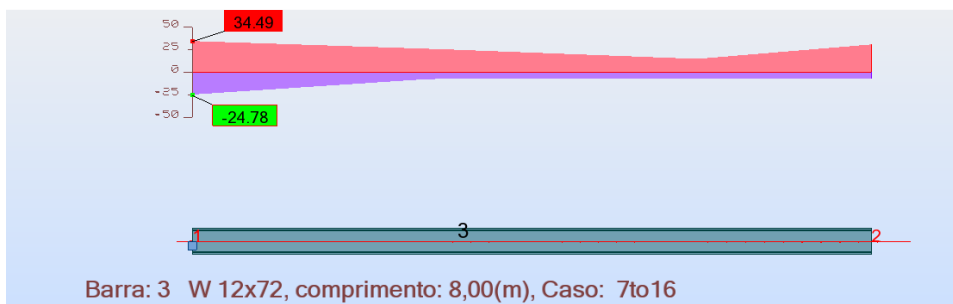


Figura 5 – Envoltória de esforços cortantes (coluna).

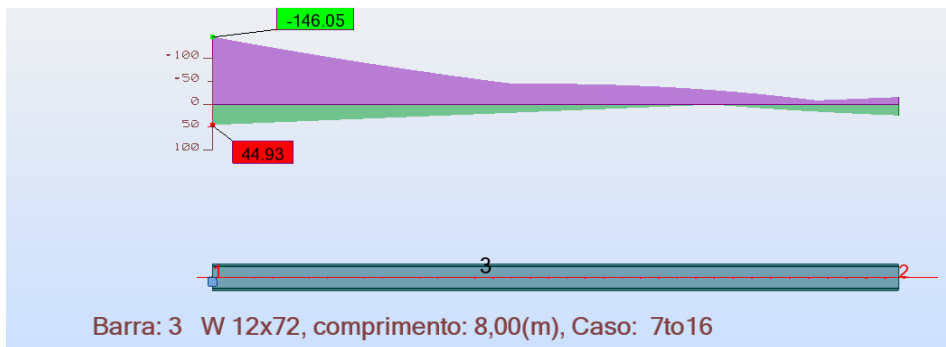


Figura 6 – Envoltória de momentos fletores (coluna).

✓ Verificação da capacidade de compressão e tração

Verificação da capacidade de compressão

Apresenta-se o procedimento determinado para seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto.

De acordo com a tabela F.1 da ABNT NBR 8800:2008, verifica-se para o perfil em questão a esbeltez da alma. Tratando-se de um perfil W, verifica-se para o grupo 2, elemento AA:

a) Cálculo da força axial de flambagem elástica (item E.1 NBR 8800:2008):

- Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia “x” da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_z L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \text{ kN/cm}^2 \times 24849 \text{ cm}^4}{(1,0 \times 800 \text{ cm})^2} \rightarrow N_{ex} = 7664 \text{ kN}$$

- Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia “y” da seção transversal:

$$N_{ez} = \frac{\pi^2 EI_z}{(K_z L_z)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \text{ kN/cm}^2 \times 8116,5 \text{ cm}^4}{(1,0 \times 800 \text{ cm})^2} \rightarrow N_{ez} = 2503,3 \text{ kN}$$

- Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal “z”.

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2)} = \sqrt{(13,5 \text{ cm})^2 + (7,7 \text{ cm})^2} \Rightarrow r_0 = 15,54 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$$

$$N_{ez} = \frac{1}{(15,54 \text{ cm})^2} \left[\frac{\pi^2 \times 20.000 \text{ kN/cm}^2 \times 1755472 \text{ cm}^6}{(1,0 \times 800 \text{ cm})^2} + 7.692,3 \text{ kN/cm}^2 \times 121,96 \text{ cm}^4 \right]$$

$$\rightarrow N_{ez} = 2303,9 \text{ kN}$$

Com isso, tem-se que a força axial de flambagem elástica vale:

$$N_e = \text{menor valor } (N_{ex}; N_{ey}; N_{ez})$$

$$N_e = \text{menor valor } (7664 \text{ kN}; 2503,3 \text{ kN}; 2303,9 \text{ kN})$$

$$N_e = 2303,9 \text{ kN}$$

b) Fator de redução associado a flambagem local Q (Anexo F)

- Para flambagem local da alma do perfil (elemento AA – item F.3):

Alma de perfis I – grupo 2 da tabela F.1

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \times \sqrt{\frac{20.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{34,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} \Rightarrow \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 35,9$$

$$\frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{24,6 \text{ cm}}{1,10 \text{ cm}} \Rightarrow \frac{b}{t} = 22,36$$

Como $(b/t) < (b/t)_{lim}$, Q_a é dado por:

$$\rightarrow Q_a = 1$$

- Para flambagem local das mesas do perfil (elemento AL – item F.2):

Mesas de perfis laminados – grupo 4 da tabela F.1

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \times \sqrt{\frac{20.000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{34,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} \Rightarrow \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 13,5$$

$$\frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{30,6 \text{ cm}}{2 \times 1,7 \text{ cm}} \Rightarrow \frac{b}{t} = 9,0$$

Como $(b/t) < (b/t)_{lim}$

$$Q_s = 1,0$$

Cálculo do fator Q :

$$Q = Q_a Q_s = 1,0 \times 1,0 \Rightarrow Q = 1,0$$

c) Índice de esbeltez reduzido λ_0 (item 5.3.3.2)

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 136,13 \text{ cm}^2 \times 34,5 \text{ kN/cm}^2}{2303,9 \text{ kN}}} \Rightarrow \lambda_0 = 1,42$$

d) Fator de redução χ (item 5.3.3.1)

Como o valor obtido para $\lambda_0 < 1,50$; o fator de redução é obtido pela seguinte equação:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{1,42^2} = 0,43$$

$$\rightarrow \chi = 0,43$$

e) Força axial resistente de cálculo (item 5.3.2)

$$N_{c,Rd} = \frac{Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,43 \times 1 \times 136,13 \text{ cm}^2 \times 34,5 \text{ kN/cm}^2}{1,10} =$$

$$N_{c,Rd} = 1835,89 \text{ kN}$$

✓ **Verificação da resistência ao cisalhamento**

Para a verificação ao cisalhamento na maior inercia, tem-se a seção W fletida em relação ao eixo perpendicular a alma – item 5.4.3.1

$$\lambda = h/t_w = \frac{24,6 \text{ cm}}{1,1 \text{ cm}} \Rightarrow \lambda = 22,36$$

$$\lambda_y = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \times \sqrt{\frac{5,0 \times 20.000 \text{ kN/cm}^2}{34,5 \text{ kN/cm}^2}} \Rightarrow \lambda_y = 59,2$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a força cortante resistente de cálculo é dada por:

$$A_w = d t_w = 31,1 \text{ cm} \times 1,1 \text{ cm} \Rightarrow A_w = 34 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,y} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times 34 \text{ cm}^2 \times 34,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow V_{pl,y} = 703,8 \text{ kN}$$

$$V_{y,Rd} = \frac{V}{\gamma_{a1}} = \frac{703,8 \text{ kN}}{1,10} \Rightarrow V_{y,Rd} = 639,82 \text{ kN}$$

Como a resistência ao cisalhamento não entra nas equações de iteração, convém comparar com a resistência de projeto o maior valor solicitante na direção

analisada. Sabendo-se que para essa direção o cisalhamento máximo vale 6,96 kN, conclui-se que a seção resiste com sucesso ao cisalhamento na maior inércia.

✓ Verificação da resistência a flexão

Verificação da resistência à flexão no eixo de maior momento de inércia:

a) Classificação da seção (item G.1.2)

Limites para a FLA em relação ao eixo de maior momento de inércia:

$$\lambda = h/t_w = \frac{24,6 \text{ cm}}{1,1 \text{ cm}} \Rightarrow \lambda = 22,36$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \times \sqrt{\frac{20.000 \text{ kN/cm}^2}{34,5 \text{ kN/cm}^2}} \Rightarrow \lambda_y = 137,2$$

Como $\lambda < \lambda_r$, a seção é classificada como de alma não esbelta.

b) Momento fletor resistente de cálculo para FLT (item G.2.1)

$$\lambda = L_0/r_y = \frac{800 \text{ cm}}{7,7 \text{ cm}} \Rightarrow \lambda = 103,9$$

$$\lambda_r = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20.000 \text{ kN/cm}^2}{34,5 \text{ kN/cm}^2}} \Rightarrow \lambda_y = 42,4$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_t)W}{EJ} = \frac{(34,5 \text{ kN/cm}^2 - 0,3 \times 34,5 \text{ kN/cm}^2) \times 1597 \text{ cm}^3}{20.000 \text{ kN/cm}^2 \times (121,96 \text{ cm}^4)}$$

$$\beta_1 = 0,0158$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \times \sqrt{8116,5 \text{ cm}^4 \times 121,96 \text{ cm}^4}}{7,7 \text{ cm} \times 121,96 \text{ cm}^4 \times 0,0158} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 1755472 \text{ cm}^6 \times (0,0158 \text{ cm}^{-1})^2}{8116,5 \text{ cm}^4}}}$$

$$\lambda_r = 146,92$$

Como $\lambda < \lambda_r$, o momento fletor resistente de cálculo para FLT é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0$$

$$\text{Adotado} \rightarrow C_b = 1$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 EI}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_w} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{cr} = \frac{1 \times \pi^2 \times 20.000 \text{ kN/cm}^2 \times 8116,5 \text{ cm}^4}{(800)^2}$$

$$\times \sqrt{\frac{1755472}{8116,5 \text{ cm}^4} \times \left(1 + 0,039 \frac{121,96 \text{ cm}^4 \times (800 \text{ cm})^2}{1755472 \text{ cm}^6} \right)}$$

$$\rightarrow M_{cr} = 60.874,6 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl} = Z_x f_y = 1769,8 \text{ cm}^3 \times 34,5 \text{ kN/cm}^2 = 61.058,1 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{60874,6 \text{ kNcm}}{1,10} \leq \frac{61058,1 \text{ kNcm}}{1,10}$$

$$\rightarrow M_{Rd} = 55.340,5 \text{ kNcm}$$

c) Momento fletor resistente de cálculo para FLM (item G.2.2)

$$\lambda = b/t = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{30,6 \text{ cm}}{2 \times 1,7 \text{ cm}} \Rightarrow \lambda = 9,0$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20.000 \text{ kN/cm}^2}{34,5 \text{ kN/cm}^2}} \Rightarrow \lambda_p = 9,1$$

Como $\lambda < \lambda_p$, o momento fletor resistente de cálculo para FLT é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{61058,1 \text{ kNcm}}{1,10} = 55.507,36 \text{ kNcm}$$

$$\rightarrow M_{Rd} = 55.505,36 \text{ kNcm}$$

d) Momento fletor resistente de cálculo para FLA (item G.2.2)

$$\lambda = h/t_w = \frac{24,6 \text{ cm}}{1,1 \text{ cm}} \Rightarrow \lambda = 22,36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20.000 \text{ kN/cm}^2}{34,5 \text{ kN/cm}^2}} \Rightarrow \lambda_p = 90,5$$

Como $\lambda < \lambda_p$, o momento fletor resistente de cálculo para FLA é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{61058,1 \text{ kNcm}}{1,10} = 55.507,36 \text{ kNcm}$$

$$\rightarrow M_{Rd} = 55.507,36 \text{ kNcm}$$

e) Definição do momento fletor resistente da seção

Determinar-se o momento fletor resistente de cálculo do elemento (M_{Rd}) para flexão em relação ao eixo de maior inércia, sendo o menor valor dos obtidos em cada uma das verificações:

$$M_{Rd} = \text{menor valor } (M_{Rd,FLT}; M_{Rd,FLM}; M_{Rd,FLA})$$

$$M_{Rd} = \text{menor valor } (55.340,5 \text{ kNcm}; 55.507,36 \text{ kNcm}; 55.507,36 \text{ kNcm})$$

$$M_{Rd} = 55.340,5 \text{ kNcm}$$

f) Verificação do momento fletor resistente da seção (item 5.4.2.2)

Conforme indica o item 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008, para assegurar a validade da análise elástica, o M_{Rd} deve ser tomado menor ou igual a $1,5W_x f_y / \gamma_{a1}$, onde W corresponde ao módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão considerado. Portanto:

$$M_{Rd,x} = 1,5W_x f_y / \gamma_{a1} = 1,5 \times (1597 \text{ cm}^3) \times 34,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,10$$

Deve verificar-se a condição $M_{Rd} < M_{Rd,x}$

$$M_{Rd} = 55.340,5 \text{ kNcm} < M_{Rd,x} = 75131,6 \text{ kNcm} \Rightarrow \text{Verifica}$$

Como a condição foi satisfeita, o valor do $M_{Rd,x}$ pode ser mantido.

8.3. Notas de Cálculo

Grupo de Barras: Colunas

Estados Limites Últimos (ELU)

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013
Autor:
Morada:

Ficheiro: GP 25 B6.rtd
Projecto: GP 25 B6

CÁLCULOS DE ESTRUCTURAS DE AÇO

NORMA: ANSI/AISC 360-05 An American National Standard, March 9,2005

TIPO DE ANÁLISE: Verificação dos grupos de barras

GRUPO: 4 Colunas

BARRA: 3 Barra_3

PONTO: 1

COORDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga dimensionante: 12 COMB3 NL (1+2+6)*1.00+5*1.40

MATERIAL:

AÇO W Fy = 345.00 MPa Fu = 450.00 MPa E = 210000.00 MPa



PARÂMETROS DA SECÇÃO: W 12x72

d=31.1 cm	Ay=104.09 cm ²	Az=33.98 cm ²	Ax=136.13 cm ²
b=30.6 cm	Iy=24849.02 cm ⁴	Iz=8116.51 cm ⁴	J=121.96 cm ⁴
tw=1.1 cm	Sy=1597.24 cm ³	Sz=530.81 cm ³	
tf=1.7 cm	Zy=1769.80 cm ³	Zz=806.24 cm ³	

PARÂMETROS DA BARRA :



Ly = 8.00 m
Ky = 1.00
KLy/ry = 59.21



Lz = 8.00 m
Kz = 1.00
KLz/rz = 103.60



Lb = 8.00 m
Cb = 1.02

FORÇAS INTERNAS:

Pr = -88.07 kN
Mry = -144.40 kN*m
Vrz = 34.25 kN

RESISTÊNCIAS NOMINAIS:

Fit*Pn = 4226.80 kN
Fib*Mny = 446.39 kN*m
Fiv*Vnz = 703.46 kN

COEFICIENTES DE SEGURANÇA

Fib = 0.90 Fit = 0.90 Fiv = 0.90

ELEMENTOS DA SECÇÃO:

UNS = Compacto STI = Compacto

FÓRMULA DE VERIFICAÇÃO:

$Pr/(2*Fit*Pn) + Mry/(Fib*Mny) = 0.33 < 1.00$ LRFD (H1-1b) Verificado
 $Vrz/(Fiv*Vnz) = 0.05 < 1.00$ LRFD (G2-1) Verificado
 $Ky*Ly/ry = 59.21 < (K*L/r)_{max} = 300.00$ $Kz*Lz/rz = 103.60 < (K*L/r)_{max} = 300.00$ ESTÁVEL

Perfil correto!!!

Figura 7 – Nota de cálculo ELU das colunas do galpão GP25B6

Grupo de Barras: Colunas**Estados Limites de Serviço (ELS)**

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013
 Autor:
 Morada:

Ficheiro: **GP 25 B6.rtd**
 Projecto: GP 25 B6

CÁLCULOS DE ESTRUCTURAS DE AÇO

NORMA: *ANSI/AISC 360-05 An American National Standard, March 9,2005*
TIPO DE ANÁLISE: *Verificação das barras*

GRUPO:**BARRA:** 3 Barra_3**PONTO:****COORDENADA:****PARÂMETROS DA SECÇÃO: W 12x72**

ht=0.8 cm	Ay=0.07 cm ²	Az=0.02 cm ²	Ax=0.09 cm ²
bf=0.8 cm	Iy=0.01 cm ⁴	Iz=0.00 cm ⁴	Ix=0.00 cm ⁴
ea=0.0 cm	Wely=0.03 cm ³	Welz=0.01 cm ³	
es=0.0 cm	Zy=0.03 cm ³	Zz=0.01 cm ³	

DESLOCAMENTOS LIMITES**Deflexões**

uy = 0.00 mm < uy max = L/250.00 = 32.00 mm Verificado

Caso de carga dimensionante: 14 COMB 1 SLS (1+2+6)*1.00+3*0.70

uz = 3.87 mm < uz max = L/250.00 = 32.00 mm Verificado

Caso de carga dimensionante: 16 COMB 3 SLS (1+2+6+5)*1.00+3*0.70

**Deslocamentos**

vx = 26.26 mm < vx max = L/300.00 = 26.67 mm Verificado

Caso de carga dimensionante: 16 COMB 3 SLS (1+2+6+5)*1.00+3*0.70

vy = 0.00 mm < vy max = L/300.00 = 26.67 mm Verificado

Caso de carga dimensionante: 14 COMB 1 SLS (1+2+6)*1.00+3*0.70

Perfil correto!!!

Figura 8 – Nota de cálculo ELS das colunas do galpão GP25B6