



REVISTA

Naval e Oceânica

<https://www.e-publicacoes.uerj.br/index.php/rno>

DIMENSIONAMENTO DE VIGA-CAIXÃO MISTA PARABÓLICA SOBRE APARELHO DE APOIO HIDRÁULICO DE AÇO INOXIDÁVEL DUPLEX

*Design of a parabolic composite box girder on a duplex stainless steel
hydraulic bearing device*

Rian de Oliveira Lan^{a,*}, Carlos Alberto Martins Ferreira^b

Recebido em: 26 ago. 2025 | Aceito em: 29 ago. 2025

^aUniversidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro-RJ, Brasil.

^bUniversidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro-RJ, Brasil.

*Autor correspondente: rlan@hotmail.com.br



RESUMO

Este trabalho tem como objetivo dimensionar uma superestrutura de múltiplos caixões metálicos retangulares fechados com profundidade variável para um vão máximo de 65 m sob cargas estáticas e momentos de projeto, definindo a mais apropriada dimensão de aparelho de apoio hidráulico de aço inoxidável duplex. São abordadas as metodologias de cálculos estruturais iniciais da superestrutura, espessuras de chapas, profundidade da viga, dimensionamento e espaçamento de enrijecedores, seção composta e conectores de cisalhamento, verificações de tensões na seção metálica com enrijecedores, a classificação das chapas, estabilidade da alma e a escolha do tamanho de aparelho de apoio hidráulico de aço inoxidável duplex.

Palavras-chave: Pontes e viadutos. Viga-caixão metálica. Aparelho de apoio hidráulico de aço inoxidável duplex.

ABSTRACT

This work aims to design a superstructure of multiple closed rectangular steel box girders with variable depth for a maximum span of 65 m under static loads and design moments, defining the most appropriate dimension for a duplex stainless steel hydraulic bearing device. The methodologies for the initial structural calculations of the superstructure, plate thicknesses, girder depth, sizing and spacing of stiffeners, composite section and shear connectors, stress checks on the stiffened steel section, plate classification, web stability, and the choice of the size of the duplex stainless steel hydraulic bearing device are addressed.

Keywords: Bridges and viaducts. Steel box girder. Duplex stainless steel hydraulic bearing device.

1 INTRODUÇÃO

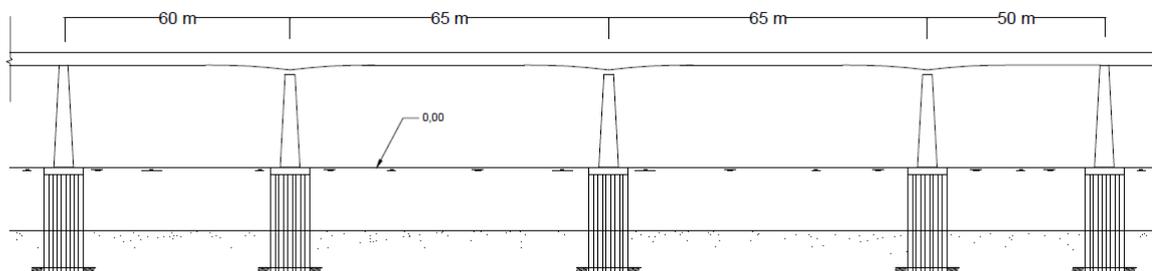
A complexidade em projetar uma ponte está em considerar os diversos fatores estruturais, estéticos, econômicos e funcionais. Assim como a escolha da geometria do tabuleiro é fundamental no comportamento estrutural, a escolha do aparelho de apoio é fundamental no desempenho e longevidade de uma ponte. Uma das possíveis configurações é o tabuleiro com geometria parabólica, adotada desde as mais tradicionais até as mais modernas e arrojadas.

A ponte é composta por aço estrutural S355, um material estrutural de alto desempenho, com combinação de alta resistência, boa soldabilidade, excelente tenacidade, capaz de suportar altas cargas e resistente a condições ambientais adversas. Possui limite de escoamento de 355 MPa para espessuras até 16 mm e 335 MPa de 40 a 63 mm, resistência à tração é de 470 a 630 MPa e alongamento de 20 a 22%. Módulo de Elasticidade é de 205.000 MPa, de Cisalhamento 78.500 MPa e Coeficiente de Poison de 0,3.

2 PARÂMETROS INICIAIS

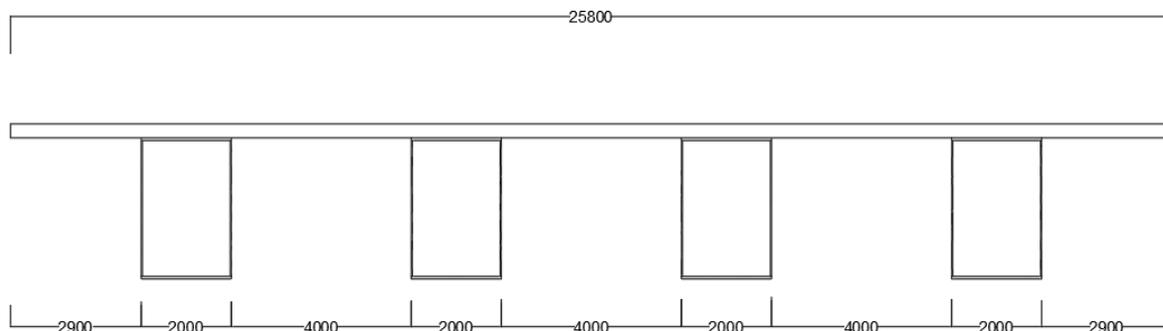
A seção transversal do tabuleiro é composta por múltiplos caixões metálicos, sendo 04vigas-caixão retangulares fechadas, cada viga tem uma largura de 2 m e um espaçamento entre si de até 4 m, somadas a dois balanços em suas extremidades de 2,90 m, totalizando o comprimento do tabuleiro de 25,80 m. O perfil longitudinal de profundidade variável (mísula parabólica) possui 240 m no total, seccionado em quatro vãos de 60 m, 65 m, 65 m e 50 m. A profundidade da viga no vão central é de 1,86 m e sobre os pilares 3,25 m.

Figura 1–Perfil longitudinal



Fonte: Autoria própria (2025)

Figura 2–Perfil transversal



Fonte: Autoria própria (2025)

Os momentos fletores sob carregamento unitário de 1 kN/m são fornecidos na Tabela

1:

Tabela 1 - Parâmetros adotados no cálculo de momentos fletores

Condições de carregamento	Vão 1	Pilar 1	Vão 2	Pilar 2	Vão 3	Pilar 3	Vão 4
Todos os vãos	167	-562	162	-518	162	-252	156
Vão 1	300	-240	92	-21	-	-	-
Vão 2	-	-372	278	-382	89	-	-
Vão 3	-	85	-	-235	278	-182	-
Vão 4	-	-	-	-	92	-240	260
Vão 1+2	145	-612	221	-324	-72	-	-
Vão 2+3	-	-287	232	-617	135	-94	-
Vão 3+4	-	-	-	-72	221	-422	156

Fonte: Elaborado pelos autores (2025)

3 METODOLOGIA

Análise de viga: Os momentos fletores são utilizados como base para determinar os efeitos de carga.

Dimensionamento da seção transversal: Verificação da capacidade resistente aos momentos fletores e esforços cortantes.

Verificações de tensão: Regiões de flanges e alma da viga caixão, considerando tensões de flexão e cisalhamento.

Estabilidade: Verificação de estabilidade da seção, inclusas flambagem local e global.

4 CARREGAMENTOS

- Peso próprio do aço estrutural S355: 12 kN/m
- Peso próprio do concreto armado: 40 kN/m
- Pavimentação: 12 kN/m
- Guarda-corpos, barreiras: 10 kN/m
- Carga-móvel: 120% HA

A determinação dos momentos e esforços cortantes resultantes é feita pela multiplicação dos momentos fletores pelas cargas totais. A carga total por metro linear, exclusiva a carga móvel HA, é de:

$$C.T.Permanente = P.P.AÇO + P.P.CONC + P.P.PAV + P.P.GUAR \quad (1)$$

$$C.T.Permanente = 74 \text{ kN/m}$$

Onde:

$$C.T.Permanente = \text{Carga total permanente};$$

$P.P.AÇO$ = Peso próprio do aço

$P.P.CONC$ = Peso próprio do concreto

$P.P.PAV$ = Peso próprio da pavimentação

$P.P.GUAR$ = Peso próprio do guarda – corpo

5 PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA-CAIXÃO

A seção transversal possui geometria retangular e fechada e o cálculo das suas propriedades como áreas, momento de inércia e etc., são calculadas conforme as espessuras preliminares das chapas dos flanges superior e inferior e almas, definidas como:

- Espessura do flange superior($t_{f_{sup}}$): 55 mm
- Espessura do flange inferior($t_{f_{inf}}$): 55 mm
- Espessura das almas(tw): 25 mm
- Altura da viga (H) = 4000 mm
- Largura da viga (B) = 2000mm

5.1 Área da seção transversal (A)

É o somatório das áreas dos flanges e das almas:

$$A = (B * t_{f_{sup}}) + (B * t_{f_{inf}}) + 2 * (H - t_{f_{sup}} - t_{f_{inf}}) * tw(2)$$

5.1.1 Vão central

Para a seção do vão central a altura total da viga é $D_{meio} = 1860$ mm, a altura livre da alma ($h_{w,meio}$) é:

$$h_{w,meio} = D_{meio} - 2 * t_{f_{sup}}(3)$$

$$h_{w,meio} = 1860 - 2 * 55$$

$$h_{w,meio} = 1750 \text{ mm}$$

Logo a área da seção do vão central é de:

$$A_{meio} = (2000 * 55) + (2000 * 55) + 2 * (1750 * 25)$$

$$A_{meio} = 307.500 \text{ mm}^2$$

5.1.2 Sobre os pilares

Nesta seção a altura total da viga é de $D_{mísula} = 3250$ mm, a altura livre da alma ($h_{w,mísula}$) é:

$$h_{w,mísula} = D_{mísula} - 2 * t_{f_{sup}}(4)$$

$$h_{w,mísula} = 3250 - 2 * 55$$

$$h_{w,mísula} = 3140 \text{ mm}$$

Logo a área da seção do vão central sobre os pilares é de:

$$A_{mísula} = (2000 * 55) + (2000 * 55) + 2 * (3140 * 25)$$

$$A_{mísula} = 377.000 \text{ mm}^2$$

5.2 Cálculo do centróide (Y_c)

Como a seção transversal é simétrica em relação ao eixo horizontal (devido às espessuras iguais dos flanges superior e inferior), o centróide vertical (Y_c) está situado no meio da altura total da viga. O centróide horizontal está localizado no meio da largura da viga.

5.2.1 Vão central

O momento de inércia em relação ao eixo x é encontrado usando o teorema dos eixos paralelos.

$$Y_c = \frac{D_{meio}}{2} \quad (5)$$

$$Y_c = \frac{1860}{2}$$

$$Y_c = 930 \text{ mm}$$

5.2.2 Sobre os pilares

O momento de inércia em relação ao eixo x é encontrado usando o teorema dos eixos paralelos.

$$Y_c = \frac{D_{mísula}}{2} \quad (6)$$

$$Y_c = \frac{3250}{2}$$

$$Y_c = 1625 \text{ mm}$$

5.3 Cálculo do momento de inércia (I_x)

Para calcular o momento de inércia em relação ao eixo x (horizontal) é encontrado usando o teorema dos eixos paralelos. Para uma seção retangular o momento de inércia em relação ao seu próprio centróide é $I = \frac{base * altura^3}{12}$. O teorema dos eixos paralelos é dado por

$$I_x = I_C + A * d^2 \quad (7)$$

Onde:

I_c = momento de inércia em relação ao centróide da própria área;

A = área da componente

d = distância do centróide da componente ao centróide da seção total

5.3.1 Vão central ($D = 1860$ mm)

- **Momento de inércia dos flanges ($I_{flange, média}$)**

Cada flange possui largura tem largura de 2000 mm, espessura de 55 mm. A distância de cada flange ao centróide da seção total ($Y_c = 930$ mm) é $\frac{D_{meio}}{2} - \frac{tf_{sup}}{2} = \frac{1860}{2} - \frac{55}{2} = 930 - 27,5 = 902,5$ mm.

$$I_{flange, media} = \frac{2000 * 55^3}{12} + (2000 \text{ mm} * 55 \text{ mm}) * (902,5)^2$$

$$I_{flange, media} = 27.729.166,66 \text{ mm}^4 + 110000 \text{ mm}^2$$

$$* 814506,25 \text{ mm}^2 \quad I_{flange, media} = 8,96 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

- **Momento de Inércia das Almas ($I_{alma, média}$)**

Cada alma tem espessura $tw = 25$ mm e altura livre $h_{w,meio} = 1750$ mm. O centróide das almas coincide com o centróide da seção total.

- **Momento de Inércia Total ($I_{médio}$)**

Onde, $I_{alma, médio} = \frac{tw * h_{w,meio}^3}{12}$ (8)

$$I_{alma, médio} = \frac{25 * 1750^3}{12}$$

$$I_{alma, médio} = 1,11 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

temos $I_{médio} = 2 * I_{flange, media} + 2 * I_{alma, media}$ (9)

$$I_{médio} = 2 * (8,96 * 10^{10} \text{ mm}^4) + 2 * (1,11 * 10^{10} \text{ mm}^4)$$

$$I_{médio} = 1,79 * 10^{11} \text{ mm}^4 + 2,22 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{médio} = 2,01 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

5.3.2 Sobre os pilares ($D = 3250$ mm)

- **Momento de inércia dos flanges ($I_{flange,mísula}$)**

A distância do centróide de cada flange ao centróide da seção total ($Y_c = 1625 \text{ mm}$) é

$$\frac{D_{mísula}}{2} - \frac{t_{fsup}}{2} = \frac{3250}{2} - \frac{55}{2} = 1625 - 27,5 = 1597,5 \text{ mm.}$$

$$I_{flange, mísula} = \frac{2000 * 55^3}{12} + (2000 \text{ mm} * 55 \text{ mm}) * (1597,5)^2$$

$$I_{flange, mísula}$$

$$= 27.729.166,66 \text{ mm}^4 + 110000 \text{ mm}^2$$

$$* 2552006,25 \text{ mm}^2 \quad I_{flange, mísula} = 2,81 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

- **Momento de Inércia das Almas ($I_{alma,mísula}$)**

Cada alma tem espessura $tw = 25 \text{ mm}$ e altura livre $h_{w,mísula} = 3140 \text{ mm}$. O centróide das almas coincide com o centróide da seção total.

- **Momento de Inércia Total ($I_{mísula}$)**

$$\text{Onde, } I_{alma, mísula} = \frac{tw * h_{w,mísula}^3}{12} \quad (10)$$

$$I_{alma, mísula} = \frac{25 * 3140^3}{12}$$

$$I_{alma, mísula} = 6,45 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\text{temos } I_{mísula} = 2 * I_{flange, mísula} + 2 * I_{alma, mísula} \quad (11)$$

$$I_{mísula} = 2 * (2,81 * 10^{11} \text{ mm}^4) + 2 * (6,45 * 10^{10} \text{ mm}^4)$$

$$I_{mísula} = 5,62 * 10^{11} \text{ mm}^4 + 12,9 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{mísula} = 1,85 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

5.4 Módulos da seção (Z)

Os módulos de seção são calculados em relação ao centróide.

$$Z = \frac{I_x}{Y_c} \quad (12)$$

5.4.1 Vão central ($D = 1860 \text{ mm}$)

$$Z_{médio} = \frac{I_{médio}}{\frac{D_{médio}}{2}}$$

$$Z_{\text{médio}} = \frac{2,01 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{\frac{1860}{2}}$$

$$Z_{\text{médio}} = 2,16 \cdot 10 \text{ mm}^3$$

5.4.2 Sobre os pilares ($D = 3250 \text{ mm}$)

$$Z_{\text{misula}} = \frac{I_{\text{médio}}}{\frac{D_{\text{médio}}}{2}}$$

$$Z_{\text{misula}} = \frac{1,85 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4}{\frac{3250}{2}}$$

$$Z_{\text{misula}} = 11,38 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

6 CÁLCULO DOS MOMENTOS DE PROJETO

Como a seção transversal é simétrica em relação ao eixo vertical o centróide horizontal está localizado no meio da largura. Para cálculo do centróide vertical é considerado a base da viga como referência, pois as espessuras dos flanges são diferentes e o centróide é calculado em relação à base.

6.1 Momentos devidos às cargas permanentes ($Md_{\text{PERMANENTE}}$)

Através do produto dos valores da linha “Todos os vãos” da Tabela 1 com o valor da carga total permanente extraímos os momentos das cargas permanentes.

Tabela 2–Momentos devido a carga permanente

Seção	Momento UDL (kN.m)	Carga permanente (kN/m)	$Md_{\text{permanente}}$ (kN.m)
Vão 1	167	74	12358
Pilar 1	-562	74	-41588
Vão 2	162	74	11988
Pilar 2	-518	74	-38332
Vão 3	162	74	11988
Pilar 3	-252	74	-18648
Vão 4	156	74	11544

Fonte: Elaborado pelos autores (2025)

6.2 Momentos devido às cargas móveis ($Md_{\text{móvel}}$)

Obtemos os momentos das cargas móveis diretamente da tabela para os casos de carregamentos específicos.

Tabela 3–Momentos devido a cargas móveis

Seção	Caso de carregamento	$Md_{móvel}$ (kN.m)
Vão 1	Vão 1	300
Pilar 1	Vão 1+2	-612
Vão 2	Vão 2	278
Pilar 2	Vão 2+3	-617
Vão 3	Vão 3	278
Pilar 3	Vão 3+4	-422
Vão 4	Vão 4	260

Fonte: Elaborado pelos autores (2025)

6.3 Momentos de projeto totais (Md_{total})

Os momentos de projeto totais são a soma dos valores de $Md_{permanente}$ e $Md_{móvel}$ considerando cada seção o momento mais desfavorável.

Tabela 4–Momentos de projeto totais

Seção	$Md_{permanente}$	$Md_{móvel}$ (kN.m)	Md_{total}
Vão 1	12358	300	12658
Pilar 1	-41588	-612	-42200
Vão 2	11988	278	12266
Pilar 2	-38332	-617	-38949
Vão 3	11988	278	12266
Pilar 3	-18648	-422	-19070
Vão 4	11544	260	11804

Fonte: Elaborado pelos autores (2025)

Os momentos de projeto críticos a serem utilizados para as verificações são:

- Momento positivo máximo (no meio do vão 1): 12658 kN.m
- Momento negativo máximo (sobre o pilar 1): -42200 kN.m

7 VERIFICAÇÃO DE TENSÃO NA SEÇÃO METÁLICA

As tensões são verificadas sob os valores de momentos de projetos obtidos, considerando o limite de escoamento do aço (f_y) e os módulos da seção Z. Sendo a tensão de escoamento do aço estrutural S355 $f_y = 345$ MPa.

7.1 Tensão de flexão (σ_b)

A tensão de flexão é obtida através da seguinte fórmula:

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} \quad (13)$$

Onde:

M = momento fleto;

Z = módulo da seção correspondente;

7.1.1 Para momento positivo de 12658 kN.m

- Tensão no flange inferior (tração):

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{base}} &= \frac{12658 \text{ kN.m} * 10^6 \frac{\text{N.mm}}{\text{kN.m}}}{2,16 * 10^8 \text{ mm}^3} \\ \sigma_{\text{base}} &= \frac{12658000000}{216000000} \\ \sigma_{\text{base}} &= 58,60 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- Tensão no flange superior (compressão):

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{topo}} &= \frac{12658 \text{ kN.m} * 10^6 \frac{\text{N.mm}}{\text{kN.m}}}{2,16 * 10^8 \text{ mm}^3} \\ \sigma_{\text{base}} &= \frac{12658000000}{216000000} \\ \sigma_{\text{base}} &= 58,60 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

7.1.2 Para momento negativo de -42200 kN.m

- Tensão no flange inferior (compressão):

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{base}} &= \frac{-42200 \text{ kN.m} * 10^6 \frac{\text{N.mm}}{\text{kN.m}}}{11,38 * 10^8 \text{ mm}^3} \\ \sigma_{\text{base}} &= \frac{-42200000000}{1138000000} \\ \sigma_{\text{base}} &= -37,08 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- Tensão no flange superior (tração):

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{base}} &= \frac{-42200 \text{ kN.m} * 10^6 \frac{\text{N.mm}}{\text{kN.m}}}{11,38 * 10^8 \text{ mm}^3} \\ \sigma_{\text{base}} &= \frac{-42200000000}{1138000000} \\ \sigma_{\text{base}} &= -37,08 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Nota-se que o valor de tensão mais desfavorável é 58,6 N/mm². Comparando com a tensão de escoamento do aço de 345 N/mm², há uma grande margem de segurança, a seção resistirá às tensões de flexão.

7.2 Verificação de cisalhamento (τ)

A verificação de cisalhamento é obtida através do cálculo de esforços cortantes de projeto. Uma abordagem simplificada seria considerar a carga total por metro linear e o vão mais longo de 65 m. Considerando uma viga simplesmente apoiada seria o produto da carga e o vão dividido por dois. É notório que para uma viga contínua os esforços cortantes serão maiores. Devido ao porte e vão da viga adotada está honesto considerarmos um esforço cortante de projeto (V_d) de 3.000 kN por alma.

A tensão de cisalhamento média na alma é calculada por:

$$\tau_{\text{média}} = \frac{V_d}{A_{\text{alma}}}(14)$$

Onde:

V_d = esforço cortante na alma;

A_{alma} = área da alma;

$$A_{\text{alma}} = H - tf_{\text{sup}} - tf_{\text{inf}} * tw(15)$$

Considerando altura livre da alma é $h_{w,mísula} = 3140$ mm.

$$A_{\text{alma}} = 3140 * 25$$

$$A_{\text{alma}} = 78500 \text{ mm}^2$$

Cálculo da tensão de cisalhamento média:

$$\tau_{\text{média}} = \frac{3000 \text{ kN} * 10^3 \text{ N/kN}}{78500 \text{ mm}^2}(16)$$

$$\tau_{\text{média}} = 38,22 \text{ N/mm}^2$$

A tensão de cisalhamento admissível para o aço é geralmente 55% do limite de escoamento do aço. Para $f_y = 345$ N/mm², a tensão admissível é $0,55 * 345 = 189,75$ N/mm². A tensão de cisalhamento calculada (38,22 N/mm²) está bem abaixo do limite admissível.

8 REFINAMENTO DAS ESPESSURAS DAS CHAPAS E DIMENSIONAMENTO DE ENRIJECEDORES

Preliminarmente definimos as espessuras para termos uma base para os primeiros cálculos de propriedades da seção e verificação de tensões. Visando otimizar o projeto no uso

de material e garantir a estabilidade local das chapas, efetuaremos um refinamento dessas espessuras.

Os benefícios do refinamento são: otimização estrutural e economia, controle de flambagem local, conformidades com as normas, desempenho em serviço e redução de tensões residuais de soldagem e distorções.

8.1 Critérios de esbeltez BS 5400-3

Classificamos uma seção como compacta, não compacta ou esbelta nos baseando nas relações de $\frac{\text{largura}}{\text{espessura}}$ ($\frac{b}{t}$, para flanges e $\frac{d}{t}$, para almas) das chapas constituintes e na distribuição de tensões. A classificação determina se a seção pode atingir a plastificação total ou se a flambagem local ocorre antes mesmo do escoamento.

Para as verificações de esbeltez, utilizaremos o fator épsilon (ϵ), dependente da resistência ao escoamento do aço (f_y):

$$\epsilon = \sqrt{\frac{275}{f_y}} \quad (17)$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{275}{345}}$$

$$\epsilon = 0,89$$

Limites de esbeltez (BS 5400-3)

Para flanges em compressão (classe 3 - semicompacta)

$$\lambda_{flange} = 14 * \epsilon \quad (18)$$

$$\lambda_{flange} = 14 * 0,892$$

$$\lambda_{flange} = 12,49$$

Almas em cisalhamento e compressão (classe 3 - semicompacta)

$$\lambda_{alma} = 120 * \epsilon$$

$$\lambda_{alma} = 120 * 0,892$$

$$\lambda_{alma} = 107,04$$

Análise das espessuras iniciais ($t_w = 25 \text{ mm}$)

- Flange superior ($t_{f_{sup}} = 55 \text{ mm}$)

$$\text{Largura livre } (b_f) = \frac{B}{2} = \frac{2000}{2} = 1000 \text{ mm.}$$

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_{f_{sup}}} = \frac{1000}{55} = 18,18$$

Como $18,18 > 12,49$, a flange superior, sem enrijecedores, é **esbelta**.

- Alma ($t_w = 25\text{mm}$)

A altura livre da alma (h_w) varia com a profundidade da viga. A condição mais desfavorável está na altura livre da alma na seção sobre os pilares $h_w, \text{mísula} = 3140$ mm.

$$\lambda_w = \frac{h_w, \text{mísula}}{t_w} = \frac{3140}{25} = 125,6$$

Como $125,6 > 107,1$, a alma, sem enrijecedores, é **esbelta**.

8.2 Dimensionamento de enrijecedores longitudinais

Estabelecidos pela verificação de esbeltez das chapas dos flanges e almas que se mostraram esbeltas conforme os critérios normativos da BS 5400-3, é preciso atingir o número mínimo de enrijecedores necessários para garantir a estabilidade local das chapas e atingir a capacidade resistente da seção.

8.2.1 Enrijecedores do flange superior:

Como a flange superior é esbelta, propomos a adição de 1 enrijecedor longitudinal central. Dividindo a largura efetiva do flange em balanço (1000 mm) pela metade.

- Largura do painel do flange ($b_{f, \text{painel}}$)

$$b_{f, \text{painel}} = \frac{1000 \text{ mm}}{2}$$

$$b_{f, \text{painel}} = 500 \text{ mm}$$

- Esbeltez do painel do flange ($\lambda_{f, \text{painel}}$)

$$\lambda_{f, \text{painel}} = \frac{500 \text{ mm}}{55}$$

$$\lambda_{f, \text{painel}} = 9,09$$

- Limite para classe 3 ($14 * \epsilon$): 12,49

Como $9,09 < 12,49$, a flange superior, com o enrijecedor proposto, é classificada como compacta (classe 1 ou 2). A flambagem local não ocorrerá antes do escoamento total da seção.

8.2.2 Enrijecedores da alma:

A alma também se mostrou esbelta, propomos também a adição de 1 enrijecedor longitudinal central em cada alma. Dividindo a altura livre da alma em dois painéis.

- Seção no vão central ($D_{médio} = 1860 \text{ mm}$, $h_{w,médio} = 1750 \text{ mm}$)

$$h_{w,meio} = D_{médio} - 2 * tf(19)$$

$$h_{w,meio} = 1860 - 2 * 55$$

$$h_{w,meio} = 1750 \text{ mm}$$

Altura do painel da alma:

$$h_{w,painel,médio} = \frac{1750}{2}$$

$$h_{w,painel,médio} = 875 \text{ mm}$$

Esbeltez do painel da alma:

$$\lambda_{w,painel,médio} = \frac{875}{25}$$

$$h_{w,painel,médio} = 35 \text{ mm}$$

Limite para classe 3 ($120 * \epsilon$): 107,04

Como $35 < 107,04$, a alma na seção do vão central, com o enrijecedor proposto, é classificada como compacta (classe 1 ou 2).

- Seção sobre os pilares ($D_{mísula} = 3250 \text{ mm}$, $h_{w,mísula} = 1750 \text{ mm}$)

$$h_{w,mísula} = D_{mísula} - 2 * tf(20)$$

$$h_{w,mísula} = 3250 - 2 * 55$$

$$h_{w,mísula} = 3140 \text{ mm}$$

Altura do painel da alma:

$$h_{w,painel,mísula} = \frac{3140 \text{ mm}}{2}$$

$$h_{w,painel,mísula} = 1570 \text{ mm}$$

Esbeltez do painel da alma:

$$\lambda_{w,painel,mísula} = \frac{1570}{25}$$

$$h_{w,painel,mísula} = 62,80 \text{ mm}$$

Limite para classe 3 ($120 * \epsilon$): 107,04

Como $62,8 < 107,04$, a alma na seção sobre os pilares, com o enrijecedor proposto, é classificada como compacta (classe 1 ou 2).

Em ambos os casos, a adição de um enrijecedor longitudinal central é suficiente para garantir que a alma atenda aos critérios de esbeltez para seções compactas ou semicompactas, prevenindo a flambagem local prematura.

8.3 Dimensionamento de enrijecedores transversais

Enrijecedores transversais são fundamentais para garantir a estabilidade da alma contra a flambagem por cisalhamento e para a manutenção da forma da seção transversal onde o seu espaçamento é o fator chave.

Para otimizar o espaçamento dos enrijecedores transversais garantindo boa eficiência estrutural e controle de flambagem da alma ao longo de toda viga, adota-se o critério da relação $\frac{a}{D}$ entre 1,0 e 1,5.

Onde:

a = espaçamento dos enrijecedores

D = altura da alma

- Vão central ($D_{médio} = 1860 \text{ mm}$)

Espaçamento mínimo ($a_{mínimo, médio}$): $1,0 * D_{médio} = 1,0 * 1860 \text{ mm} = 1860 \text{ mm}$

Espaçamento máximo ($a_{máximo, médio}$): $1,5 * D_{médio} = 1,5 * 1860 \text{ mm} = 2790 \text{ mm}$

Para o vão central o espaçamento ideal estaria entre 1860 mm e 2790 mm.

- Sobre os pilares ($D_{mísula} = 3250 \text{ mm}$)

Espaçamento mínimo ($a_{mínimo, médio}$): $1,0 * D_{médio} = 1,0 * 3250 \text{ mm} = 3250 \text{ mm}$

Espaçamento máximo ($a_{máximo, médio}$): $1,5 * D_{médio} = 1,5 * 3250 \text{ mm} = 4875 \text{ mm}$

Para o vão central o espaçamento ideal estaria entre 3250 mm e 4875 mm.

Considerando a simplicidade de fabricação, a opção de reduzir o espaçamento constante para aproximadamente 2790 mm seria uma otimização razoável, garantindo uma relação $\frac{a}{D}$ mais adequada em todas as seções, já que adotar espaçamento variável otimizaria o uso do material, mas aumentaria a complexidade de fabricação.

Para o vão de 65000 mm, o número de painéis de alma formados por enrijecedores transversais seria:

$$N^{\circ} \text{ painéis} = \frac{\text{vão}}{a_{\text{distância}}} \quad (21)$$

$$N^{\circ} \text{ painéis} = \frac{65000}{2790}$$

$$N^{\circ} \text{ painéis} = 23$$

9 VERIFICAÇÃO FINAL DAS SEÇÕES COM ENRIJECEDORES

Dados comuns para verificação:

- Largura da Viga (B): 2000 mm
- Espessura da Flange Superior ($t_{f_{sup}}$): 55 mm
- Espessura da Flange Inferior ($t_{f_{inf}}$): 55 mm
- Espessura da Alma (t_w): 25 mm
- Resistência ao Escoamento do Aço (f_y): 345 N/mm²
- Epsilon (ϵ): 0,892

Flange Superior:

- Largura do Pannel da Flange ($b_{f,panel}$): 500 mm (considerando 1 enrijecedor central, dividindo a flange em 2 painéis).
- Esbeltez do Pannel da Flange ($\lambda_{f,panel}$): $\frac{b_{f,panel}}{t_{f_{sup}}} = \frac{500}{55} = 9,09$
- Limite para Classe 3 ($14 * \epsilon$): $14 * 0,892 = 12,49$
- Classificação: Como $\lambda_{f,panel} = 9,09$ é menor que o limite para Classe 3 (12,49), a flange superior, com o enrijecedor proposto, é classificada como compacta (Classe 1 ou 2). Isso indica que a flambagem local não ocorrerá antes do escoamento total da seção, garantindo a plena capacidade resistente do flange.

Alma (vão central - $D = 1860$ mm):

- Altura livre da alma ($h_{w,médio}$): 1750 mm
- Altura do pannel da alma
($h_{w,panel,médio}$): 875 mm (considerando 1 enrijecedor central)
- Esbeltez do Pannel da alma ($\lambda_{w,panel,médio}$): $\frac{h_{w,panel,médio}}{t_w} = \frac{875}{25} = 35$

Limite para Classe 3 ($120 * \epsilon$): $120 * 0,892 = 107,04$

- Classificação: Como $\lambda_{w,panel,médio}$ (35) é menor que o limite para Classe 3 (107,04), a alma na seção do vão central, com o enrijecedor proposto, é classificada como compacta (Classe 1 ou 2). Isso garante a capacidade de momento e cisalhamento da alma sem flambagem local prematura.

Alma (vão central - $D = 3250$ mm):

- Altura livre da alma ($h_{w,misula}$): 3140 mm
- Altura do painel da alma
($h_{w,painel,misula}$): 1570 mm (considerando 1 enrijecedor central)
- Esbeltez do Painel da alma ($\lambda_{w,painel,misula}$): $\frac{h_{w,painel,misula}}{tw} = \frac{1570}{25} = 62,80$
Limite para Classe 3 ($120 * \epsilon$): $120 * 0,892 = 107,04$
- Classificação: Como $\lambda_{w,painel,misula}$ (62,80) é menor que o limite para Classe 3 (107,04), a alma na seção sobre os pilares, com o enrijecedor proposto, é classificada como compacta (Classe 1 ou 2). Isso garante a capacidade de momento e cisalhamento da alma em regiões de maior profundidade.

9.1 Conclusão da verificação final

Os cálculos de esbeltez e as classificações demonstraram que as seções da viga caixão metálica, seja no vão central ou sobre os pilares, as espessuras e os enrijecedores propostos atendem aos critérios de seções compactas ou semicompactas da BS-5400-3. Indicando que a estrutura possui a capacidade necessária para resistir às solicitações de projeto sem flambagem local prematura das chapas, garantindo a integridade estrutural e a segurança da ponte.

REFERÊNCIAS

- American Institute of Steel Construction (AISC). (2015). *Steel Bridge Design Handbook*. Chicago: AISC
- Chen, W.; Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook*. 2ª ed. Boca Raton: CRC Press.
- European Committee for Standardization (CEN). (2006). *EM 1993-2:2006: Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 2: Steel Bridges*. Brussels: CEN.
- Pfeil, M.; Pfeil W. (2013). *Pontes e Passarelas Metálicas e Mistas: Fundamentos e Dimensionamento*. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna.
- Pfeil, W. (2009). Managing internal corporate entrepreneurship: An agency theory perspective. *Journal of Management*, 18(4), 733-749.
- Pfeil, W. (2009). *Pontes em Concreto Armado*. 2ª ed. Rio de Janeiro: LTC.