

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA

CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

PROJETO DE UM GINÁSIO POLIESPORTIVO COM PILARES E
VIGAS EM PERFIS DE ALMA CHEIA SEGUNDO A
ABNT NBR 8800:2008

DIEGO FONSECA SILVA

2016

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**"PROJETO DE UM GINÁSIO POLIESPORTIVO COM PILARES E
VIGAS EM PERFIS DE ALMA CHEIA SEGUNDO A
ABNT NBR 8800:2008"**

DIEGO FONSECA SILVA

Trabalho Final apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Armando Cesar Campos Lavall, D.Sc.
DEES – UFMG (Orientador)

Prof. Fernando Amorim de Paula, D.Sc.
DEES – UFMG

Belo Horizonte, janeiro de 2016

AGRADECIMENTOS

À Deus que iluminou o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall, por sua dedicada orientação, pelo seu comprometimento com o trabalho, pelo apoio didático que se tornou verdadeiras aulas.

Ao Departamento de Engenharia de Estruturas da EE/UFMG pelo processo de formação na área de estruturas.

Aos meus familiares, especialmente minha mãe, pelo apoio dado para a conclusão do curso.

Resumo

Este trabalho tem por objetivo descrever detalhadamente as etapas do projeto de um ginásio poliesportivo com pilares e vigas em perfis de alma cheia, conforme a norma brasileira de estrutura de aço. São apresentados os conhecimentos do Método dos Estados-Limites necessários para a compreensão do dimensionamento das barras e ligações. As diversas barras que compõem a estrutura poderão estar submetidas à tração e compressão axial, flexão e esforços combinados. A estabilidade transversal do ginásio é garantida pelos pórticos com ligações rígidas e bases engastadas, e a estabilidade longitudinal pelos sistemas de contraventamento. O Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES) apresentado na norma brasileira é utilizado na obtenção dos esforços solicitantes de cálculo. Esse método consiste em realizar uma análise elástica em teoria de 2ª ordem aproximada, com precisão aceitável, por meio de duas análises elásticas de 1ª ordem. Na análise final do dimensionamento da estrutura verificou-se que alguns elementos estruturais utilizaram pouco sua capacidade resistente, enquanto outros utilizaram praticamente a totalidade dessa capacidade. Esse fato é justificado pelas necessidades de padronização dos perfis, tendo em vista os processos de fabricação e montagem utilizados em estruturas desse porte.

Palavras-chaves: Estrutura de aço; Método dos estados-limites; Ações nas estruturas, Análise elástica em teoria de 2ª ordem, Dimensionamento estrutural.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	6
2 OBJETIVO	7
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
3.1 Considerações Iniciais	7
3.2 Método dos Estados-Limites	7
3.3 Combinações de Ações	8
3.4 Análise Estrutural	9
3.5 Dimensionamento aos Estados-Limites Últimos	10
3.6 Ligações	10
3.7 Bases de Pilar.....	11
4.1 Considerações Iniciais	12
4.2 Carregamentos Atuantes	18
4.3 Esforços Solicitantes de Cálculo.....	25
4.3.1 Método da amplificação dos esforços solicitantes – MAES	25
4.3.2 Aplicação do MAES para carga permanente + vento	26
4.3.3 Aplicação do MAES para carga permanente + sobrecarga.....	30
5 DIMENSIONAMENTO DO GINÁSIO POLIESPORTIVO	35
5.1 Considerações Iniciais	35
5.2 Dimensionamento do Pórtico.....	35
5.2.1 Verificação das vigas	35
5.2.2 Verificação dos pilares	48
5.2.3 Ligações	55
5.2.4 Terças, longarinas e tirantes	81
5.2.5 Contraventamento	89
6 CONCLUSÃO.....	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	104

1 INTRODUÇÃO

Devido às vantagens do uso de aço como material estrutural, tem ocorrido, cada vez mais, o aumento da utilização de estruturas metálicas no Brasil. Atualmente, são mais empregadas em galpões industriais, plataformas petrolíferas, centros de compra, revendedoras de veículos, ginásio de esportes e espetáculos, feiras e torres de transmissão de energia elétrica e de telecomunicações. Essa gama de empregos ocorre pelo fato da estrutura metálica possuir rigidez à flexão elevada que permite vencer grandes vãos e alturas. As principais características do aço que garantem o sucesso das estruturas metálicas são as seguintes: maior relação entre resistência e peso específico, propiciando seções transversais menores quando comparadas com outros materiais, material homogêneo e praticamente isotrópico tornando seu comportamento estrutural bem conhecido, elevada ductilidade que permite grandes deformações antes da ruptura. Além dos aspectos estruturais citados, a estrutura metálica é composta de peças pré-fabricadas, cuja montagem pode ser executada com grande rapidez e, caso necessário, pode ser facilmente reforçada ou ampliada. Em alguns casos quando as ligações forem parafusadas e não existirem lajes de concreto, pode ser desmontada e reaproveitada.

O dimensionamento completo de um ginásio poliesportivo com pilares e vigas de alma cheia será apresentado conforme a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios” que preconiza o método de cálculo de estruturas metálicas. Na primeira etapa do projeto será realizado o levantamento dos carregamentos na estrutura através das combinações últimas de ações, seguindo-se de uma análise elástica em teoria de 2ª ordem usando o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES) para obter os esforços solicitantes de cálculo. Na segunda etapa do projeto serão realizadas verificações aos estados-limites últimos dos elementos estruturais, de modo que possuam esforços resistentes de cálculo iguais ou superiores aos esforços solicitantes de cálculo.

Este trabalho apresenta uma metodologia clara e objetiva do dimensionamento de uma estrutura metálica abordando todos os componentes estruturais que a compõe, uma vez que, por razões didáticas, muitas vezes não são discutidos nos cursos de dimensionamento de estrutura de aço, podendo-se tornar um material complementar para estudantes que

desejam ampliar seus conhecimentos nessa área. O trabalho é apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito para obter o título de Especialista em Estrutura.

2 OBJETIVO

O propósito deste trabalho é apresentar o desenvolvimento do projeto de um ginásio poliesportivo com pilares e vigas em perfis de alma cheia, usando os procedimentos de dimensionamento conforme a norma brasileira vigente ABNT NBR 8800:2008. O trabalho segue uma lógica de projeto que consiste no dimensionamento dos elementos estruturais e suas respectivas ligações, de forma clara e objetiva, para facilitar a compreensão do leitor. Para a obtenção dos esforços solicitantes de cálculo será feita uma análise elástica em teoria de 2ª ordem, usando o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES) preconizado pela a norma e o software Ftool, versão educacional, desenvolvido pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Considerações Iniciais

Para o desenvolvimento do trabalho foram utilizadas as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6123:1988, que trata das forças devidas ao vento em edifícios, em conjunto com a apostila “Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e misto de aço e concreto” dos professores Ricardo Hallal Fakury et al, do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

3.2 Método dos Estados-Limites

O Método dos Estados-Limites abordado na norma ABNT NBR 8800:2008 utiliza uma sistemática de dimensionamento na qual a estrutura de uma edificação é verificada em várias situações extremas, caracterizadas pelos chamados estados-limites últimos e estados-limites de serviço.

Os estados-limites últimos ELU são aqueles relacionados com a segurança. A ocorrência desse tipo de estado-limite significa sempre colapso estrutural, total ou parcial. Alguns

exemplos desses estados-limites nas estruturas de aço são: ruptura, escoamento, instabilidade e hipostaticidade (rótula plástica). Ao dimensionar no estado-limite último o esforço resistente de cálculo deve ser superior ou igual ao esforço solicitante de cálculo para ser atendida a verificação.

Os estados-limites de serviço ELS são aqueles relacionados à capacidade da estrutura de desempenhar satisfatoriamente as funções às quais se destina. A ocorrência desse tipo de estado-limite pode prejudicar a aparência, a funcionalidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, bem como causar danos a equipamentos e a materiais de acabamento. Ao dimensionar no estado-limite de serviço certos deslocamentos da estrutura não podem superar valores máximos estabelecidos pela norma ABNT NBR 8800:2008.

3.3 Combinações de Ações

Os carregamentos atuantes na estrutura são definidos da seguinte forma: a ação permanente será composta pelo peso próprio dos perfis da viga e do pilar, e peso próprio das telhas trapezoidais. A sobrecarga do telhado é estabelecida conforme a norma ABNT NBR 8800:2008. A ação do vento é determinada pela norma ABNT NBR 6123:1988 levando em consideração as características da edificação do ginásio poliesportivo.

O esforço solicitante de cálculo em cada elemento deve ser obtido a partir de análise estrutural feita com a combinação última de ações, que consiste em combinar os valores característicos das ações permanentes junto com os valores característicos das ações variáveis através de coeficientes de ponderação das ações permanentes e das ações variáveis. Na busca do maior esforço solicitante de cálculo devem ser feitas tantas combinações últimas de ações quantas forem às ações variáveis (uma combinação para cada ação variável considerada como principal).

Os deslocamentos de uma estrutura, para efeito de verificação dos estados-limites de serviço, devem ser determinados com base em combinações de ações de serviço. Essas combinações, de acordo com seu período de atuação sobre a estrutura, são classificadas em quase permanentes, frequentes e raras.

3.4 Análise Estrutural

Denomina-se análise estrutural a obtenção das respostas da estrutura, expressas usualmente em termos de esforços solicitantes e deslocamentos, a um conjunto de ações, por meio de relações de equilíbrio. Seu objetivo, portanto, dentro do contexto do projeto estrutural, é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando à verificação da ocorrência de estados-limites últimos e de serviço.

A análise estrutural é classificada como elástica de 1ª ordem se as relações de equilíbrio são estabelecidas com base na geometria indeformada (ou original) da estrutura, e os materiais dos elementos estruturais são considerados com comportamento sempre elástico.

A análise estrutural é classificada como elástica de 2ª ordem se as relações de equilíbrio são estabelecidas com base na geometria deformada da estrutura, com os materiais considerados com comportamento sempre elástico. A análise elástica de 2ª ordem é preconizada pela ABNT NBR 8800:2008.

A análise elástica de 2ª ordem pode ser feita por qualquer método que considere os efeitos global $P-\Delta$ e local $P-\delta$. Existem programas computacionais que executam essa análise, fornecendo resultados bastante precisos. No entanto, a norma ABNT NBR 8800:2008 apresenta um método simplificado, denominado Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), pelo qual a análise de 2ª ordem é simulada, com precisão aceitável, por meio de duas análises de 1ª ordem.

Usando-se o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), a estrutura analisada, com a combinação de ações considerada, chamada de Estrutura Original, é substituída pela soma de duas outras: uma estrutura com o carregamento total, mas com os seus nós impedidos de se deslocar lateralmente, por meio de contenções horizontais fictícias em cada andar, chamada de Estrutura *nt*, e uma estrutura submetida apenas ao efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário, nos mesmos pontos onde tais contenções foram colocadas, chamada de estrutura *lt*.

No trabalho os valores dos esforços solicitantes de cálculo foram obtidos usando o método MAES e o software Ftool, que realiza análise elástica de 1ª ordem para estruturas bidimensionais.

3.5 Dimensionamento aos Estados-Limites Últimos

Na verificação de um estado limite último, o dimensionamento é considerado satisfatório se for atendida a seguinte relação:

$$\frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad \text{ou} \quad S_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Onde S_d é o esforço solicitante de cálculo (força axial de tração ou compressão, momento fletor ou força cortante) que causa o estado-limite e R_d o esforço resistente de cálculo correspondente a esse mesmo estado-limite.

Um estado-limite último pode também ser causado, simultaneamente, por mais de um esforço solicitante, como por exemplo, na flexão composta, onde uma força axial de compressão e um momento fletor podem provocar em conjunto à instabilidade de uma barra. Nessas situações, são empregadas as equações de interação.

3.6 Ligações

As ligações são compostas por elementos de ligação, como chapas e cantoneiras, e meios de ligação, como soldas e parafusos. As ligações devem ser dimensionadas aos estados-limites últimos, de modo que possuam esforços resistentes de cálculo iguais ou superiores aos esforços solicitantes de cálculo. É necessário atender esse requisito para não ocorrer à falha da ligação, que por sua vez, pode alterar a resposta da estrutura, ou mesmo, levá-la ao colapso.

De acordo com o grau de impedimento da rotação relativa das peças unidas, uma ligação pode ser classificada como: rígida, flexível e semirrígida.

Na ligação rígida, o ângulo entre os componentes estruturais que se interceptam permanece praticamente o mesmo após a estrutura ser carregada, mesmo quando atuam momentos fletores elevados. Nesse tipo de ligação, considera-se que haja transmissão

integral de momento fletor, força cortante e força axial entre os componentes estruturais conectados.

Na ligação flexível, a rotação relativa entre os componentes estruturais que se interceptam varia consideravelmente. O momento transmitido é muito pequeno e, na prática, pode ser considerado nulo, mas há transmissão integral de força cortante e pode haver transmissão de força axial.

A ligação semirrígida se caracteriza por apresentar um comportamento intermediário entre a rígida e a flexível. Esse tipo de ligação é pouco utilizado devido à dificuldade de se estabelecer a relação de dependência entre a rotação e o momento transmitido.

3.7 Bases de Pilar

As bases de pilar são apoios da estrutura, e precisam ser projetadas para transmitir, dependendo de seu tipo, forças axiais, forças cortantes e momentos fletores. De modo geral, as bases são constituídas por uma placa de base soldada de topo na extremidade do pilar, e fixada por chumbadores e, algumas vezes, por barras de cisalhamento, a um bloco de concreto da fundação. De modo simplificado, é usual definir as bases de pilar como rotuladas ou engastadas.

As bases rotuladas, que são representadas por apoios articulados na análise estrutural, transmitem somente forças axiais e cortantes sendo, por essa razão, as mais econômicas para as fundações, podendo ser usadas em solos de qualquer qualidade.

As bases engastadas, que são representadas por engastes perfeitos na análise estrutural, transmitem forças axiais, cortantes e momentos fletores. Essas bases podem propiciar estruturas mais leves, porém, com fundações mais onerosas.

4 ANÁLISE ELÁSTICA EM TEORIA DE 2º ORDEM

4.1 Considerações Iniciais

A seguir, é mostrado o projeto de um ginásio poliesportivo para uma escola, com pilares e vigas de aço em perfis de alma cheia. O ginásio situa-se em um subúrbio densamente construído na cidade de Belo Horizonte em Minas Gerais, não se encontrando sujeito a vento de alta turbulência, podendo ser desconsideradas as excentricidades das forças de vento.

A Figura 4.1 mostra o plano das bases da estrutura do ginásio com planta retangular e dimensões de 24,0 m x 43,8 m, sendo que os pórticos transversais estão situados nos eixos de 1 a 7, espaçados de 7,3 m.

Conforme a Fig. 4.2 os pórticos transversais vencem o vão de 24,0 m com altura de 9,1 m, possuem cobertura composta de telhados simétricos em duas águas. Neste projeto esses pórticos são todos iguais. Os detalhes das ligações parafusadas dos pórticos são apresentados, sucintamente, na Fig. 4.3.

Os contraventamentos em X da cobertura estão situados entre os eixos 2 e 3 e entre os eixos 5 e 6 como é mostrado no plano da cobertura da Fig. 4.4. Os contraventamentos verticais em X estão situados entre os eixos 2 e 3 e entre os eixos 5 e 6 nas filas A e B conforme a Fig. 4.5 que mostra a vista lateral da estrutura.

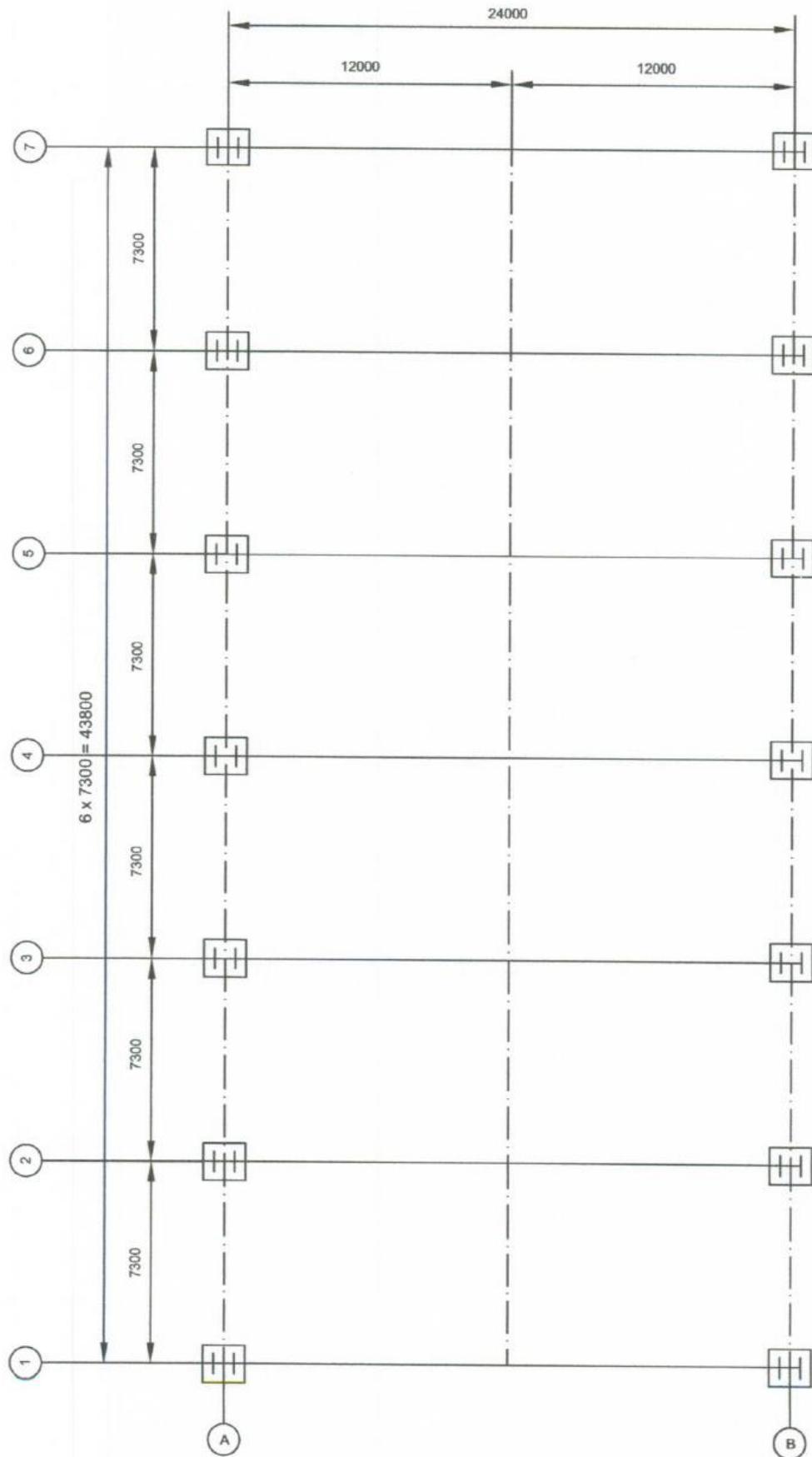


Figura 4.1: Plano das Bases (cotas em mm).

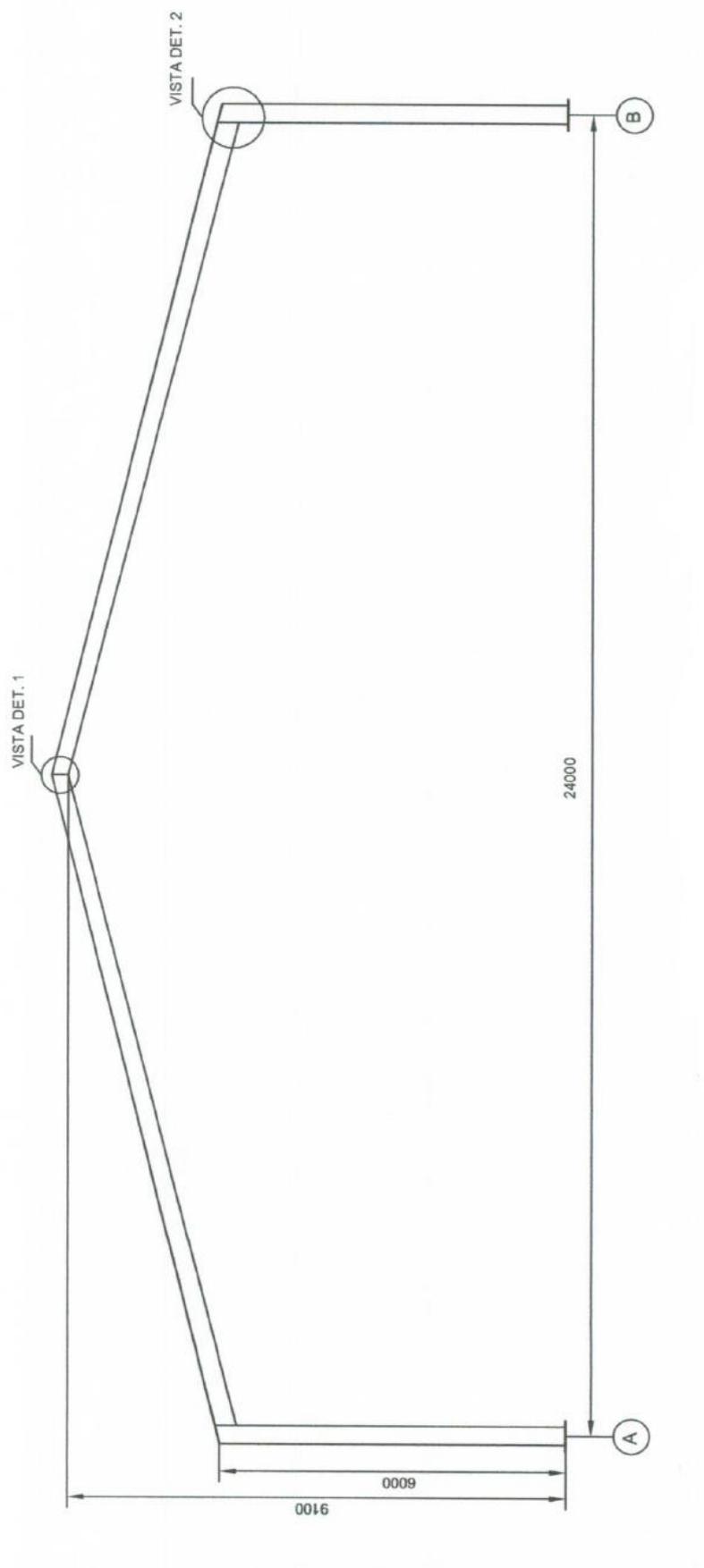


Figura 4.2: Seção Transversal Típica (cotas em mm).

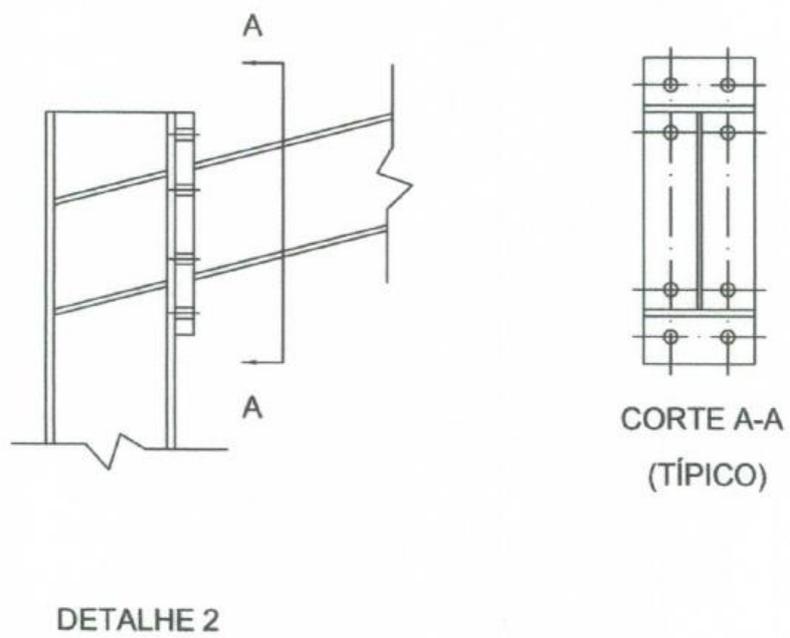
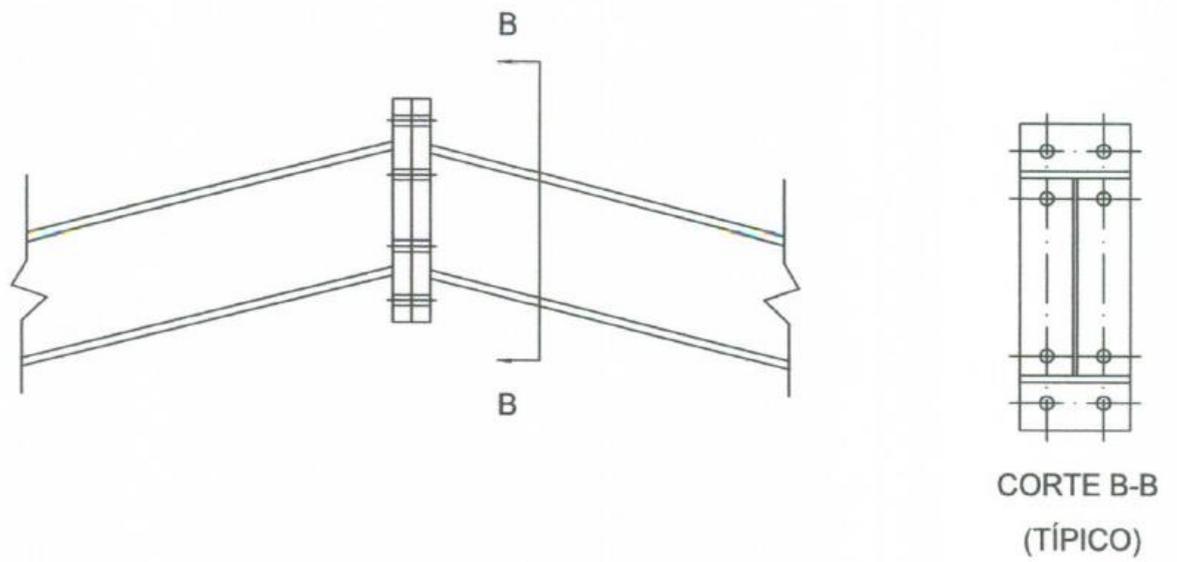


Figura 4.3: Detalhes das Ligações.

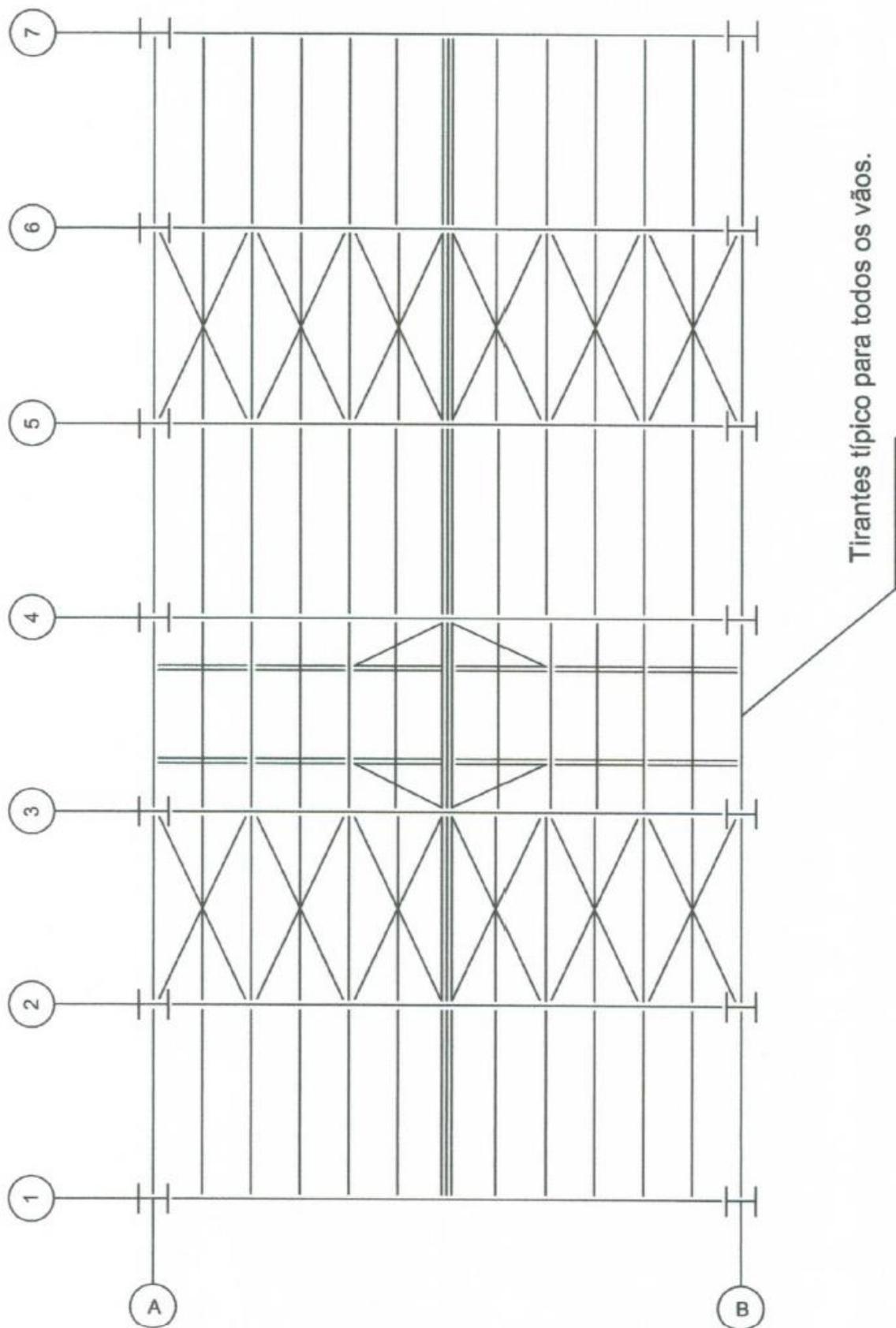


Figura 4.4: Plano da Cobertura.

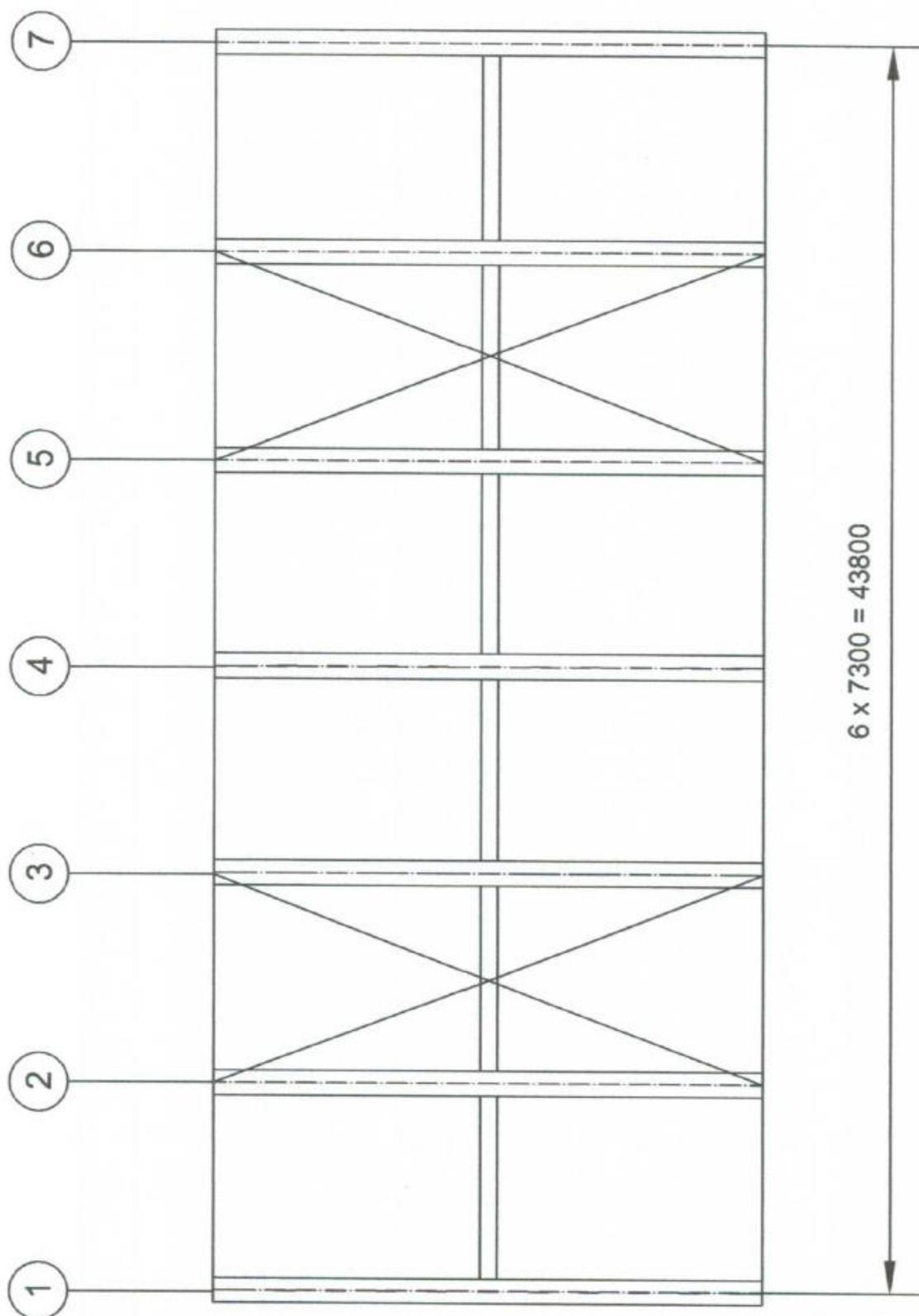


Figura 4.5: Vista Lateral (cotas em mm).

Características:

- Pórticos em perfis de alma cheia;
- Vão transversal de 24 m;
- Altura dos pilares 6 m;
- Espaçamento longitudinal de 7,3 m;
- Comprimento longitudinal de 43,8 m;
- Bases de pilar engastadas;
- Telhados simétricos em duas águas;
- Inclinação do telhado 15°.

Materiais:

- ASTM A36: $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$ – para perfis, chapas e chumbadores;
- ASTM A325: $f_{yb} = 63,5 \text{ kN/cm}^2$, $f_{ub} = 82,5 \text{ kN/cm}^2$ – para os parafusos;
- USI CIVIL 350: $f_y = 35 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 50 \text{ kN/cm}^2$ – para a placa de base e barra de cisalhamento;
- Eletrodo E70XX: $f_w = 48,5 \text{ kN/cm}^2$ – compatível com o aço ASTM A36 e USI CIVIL 350;
- Concreto do bloco de fundação $f_{ck,bloco} = 20 \text{ MPa}$;
- Argamassa de enchimento $f_{ck,enc} = 30 \text{ MPa}$.

Perfis:

- W 360 x 122 – para os pilares;
- W 310 x 38,7 – para as vigas;
- U 152,4 x 12,20 – para as terças e longarinas;
- L 127 x 12,70 – para o contraventamento vertical.

4.2 Carregamentos Atuantes**Permanente**

- As telhas são trapezoidais de aço galvanizado e pintadas, e pesam $0,07 \text{ kN/m}^2$;
- O peso estimado dos perfis da cobertura será composto pelo peso próprio das vigas e das terças;
- O peso estimado dos pilares é o peso próprio do perfil.

Sobrecarga

- Conforme ABNT NBR 8800:2008 nas coberturas comuns (telhados), na ausência de especificação rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de $0,25 \text{ kN/m}^2$, em projeção horizontal. Admite-se que essa sobrecarga englobe as cargas decorrentes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamentos térmicos e acústicos e de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura, até um limite superior de $0,05 \text{ kN/m}^2$.

Vento

- O ginásio situa-se em um subúrbio densamente construído de uma grande cidade brasileira, onde a velocidade básica do vento é de 35 m/s ;
- O ginásio não se encontra sujeito a vento de alta turbulência, uma vez que sua altura supera a duas vezes a altura média das construções situadas num raio de 500 m ;
- Podem ser desconsideradas excentricidades das forças do vento, uma vez que o ginásio não possui forma paralelepípedica.

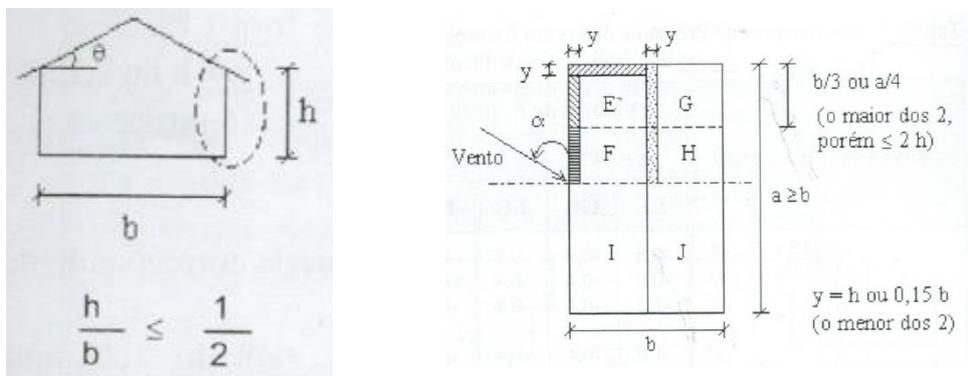
A Tabela 4.1 apresenta o carregamento permanente e a sobrecarga atuante nas terças. A carga permanente é composta pelo peso próprio do perfil U $152,4 \times 12,20$ e o peso das telhas trapezoidais, sendo a sobrecarga o valor estimado para cobertura comum (telhados) dado pela norma ABNT NBR 8800:2008.

Tabela 4.1 – Carga permanente e sobrecarga nas terças.

Permanente	
Peso terça	$12,20 \text{ kg / m} = 0,122 \text{ kN/m}$
Peso telha:	$0,07 \text{ kN/m}^2 \times 2 \text{ m} = 0,14 \text{ kN/m}$
Total:	$0,262 \text{ kN/m}$
Sobrecarga	
Telhado:	$0,25 \text{ kN/m}^2 \times 2 \text{ m} = 0,50 \text{ kN/m}$

As pressões finais devidas ao vento foram obtidas conforme a ABNT NBR 6123:1988. As Figuras 4.6 (a) e (b) são usadas na determinação do coeficiente de forma externo, C_e , mostrado na Tab. 4.2. A Tabela 4.2 apresenta a pressão final do vento longitudinal, $\alpha = 0^\circ$, determinada levando em consideração que o terreno é plano, pertence à categoria IV

(subúrbio densamente construído) e à Classe B (maior dimensão da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros).



(a) Telhado simétrico em duas águas

(b) Edificação de planta retangular.

Figura 4.6: Características da estrutura para determinação do coeficiente de forma externo, C_e .

Tabela 4.2: Pressão final do vento longitudinal, $\alpha = 0^\circ$.

$q = 0,613 (V_K)^2 / 1000$ $V_K = S_1 S_2 S_3 V_o = 29,05 \text{ m/s}$	$q = 0,52 \text{ kN} / \text{m}^2$
EG: $C_e = -0,8$; FH: $C_e = -0,6$; IJ: $C_e = -0,27$.	$1 / 2 > h/b = 6/24 = 0,25$ $\alpha = 0^\circ$ e $\theta = 15^\circ$ $C_{pi} = +0,2$.
$C = C_e - C_{pi}$	EG: $C = -1,0$; FH: $C = -0,8$; IJ: $C = -0,47$;
$q_v = C \cdot q$	$q_v = -1,0 \times 0,52 = -0,52 \text{ kN} / \text{m}^2$
Sucção no telhado:	$q = -0,52 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 2 \text{ m}$
Pressão Final do Vento:	$-1,04 \text{ kN/m}$ (Ao longo do comprimento 7,3 m)

Na elaboração da Tabela 4.3 foi realizado o mesmo procedimento anterior para determinar a pressão final devida ao vento transversal, considerando o ângulo de incidência do vento $\alpha = 90^\circ$.

Tabela 4.3: Pressão final do vento transversal, $\alpha = 90^\circ$.

$q = 0,613 (V_K)^2 / 1000$ $V_K = S_1 S_2 S_3 V_o = 29,05 \text{ m/s}$	$q = 0,52 \text{ kN} / \text{m}^2$
$q = 0,613 (V_K)^2$	$q = 0,52 \text{ kN} / \text{m}^2$
EF: $C_e = -1,0$; GH: $C_e = -0,4$.	$1 / 2 > h/b = 6/24 = 0,25$ $\alpha = 90^\circ$ e $\theta = 15^\circ$ $C_{pi} = +0,2$.
$C = C_e - C_{pi}$	EF: $C = -1,2$; GH: $C = -0,6$;
$q_v = C \cdot q$	$q_v = -1,2 \times 0,52 = -0,624 \text{ kN} / \text{m}^2$
Sucção no telhado:	$q = -0,624 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 2 \text{ m}$
Pressão Final do Vento:	$-1,248 \text{ kN/m}$ (Ao longo do comprimento 7,3 m)

Carregamento nos pórticos transversais:

- Ação do vento e sobrecarga de telhado;
- Peso próprio das vigas: 28,3 kg/m;
- Peso próprio dos pilares: 122 kg/m.

I. Primeira combinação de ações: carga permanente + vento

Essas ações são transmitidas ao pórtico transversal através das terças. Dessa forma, inicialmente esses carregamentos serão decompostos em relação aos eixos centrais x e y do perfil U que compõe a terça, para posteriormente serem decompostos nas direções dos eixos globais X e Y do pórtico.

Carregamentos na direção do eixo y que provoca flexão em torno do eixo x

$$q_d = 1,25 \times (0,262 \cos 15^\circ) - 1,4 \times (1,248)$$

$$q_d = -1,43 \text{ kN/m}$$

A Figura 4.7 mostra o diagrama de momento fletor da terça com flexão em x , para a carga de sucção de 1,43 kN/m ao longo do vão, com cada terça provocando uma reação de 5,2 kN na viga do pórtico.

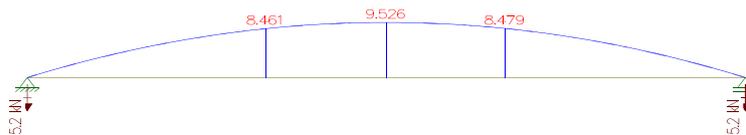


Figura 4.7: Diagrama de momento fletor da terça com flexão em x .

Carregamentos na direção do eixo y que provoca flexão em torno do eixo y

$$q_d = 1,25 \times (0,262 \sin 15^\circ)$$

$$q_d = 0,085 \text{ kN/m}$$

A Figura 4.8 mostra o diagrama de momento fletor da terça com flexão em y , para a carga de 0,085 kN/m ao longo do vão, com cada terça provocando uma reação de 0,1 kN na viga do pórtico.

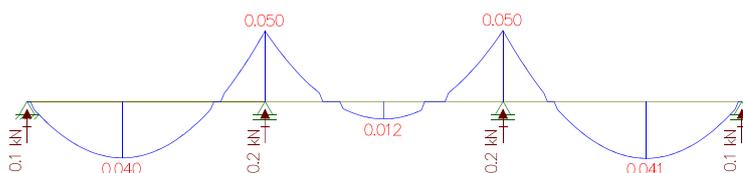


Figura 4.8: Diagrama de momento fletor da terça com flexão em y .

Para obter o carregamento total no pórtico transversal, as reações de apoio obtidas foram utilizadas para realizar as seguintes considerações nos cálculos das cargas:

$$V_{\text{final}} = 5,2 \cos 15 - 0,1 \sin 15 = 4,99 \text{ kN}$$

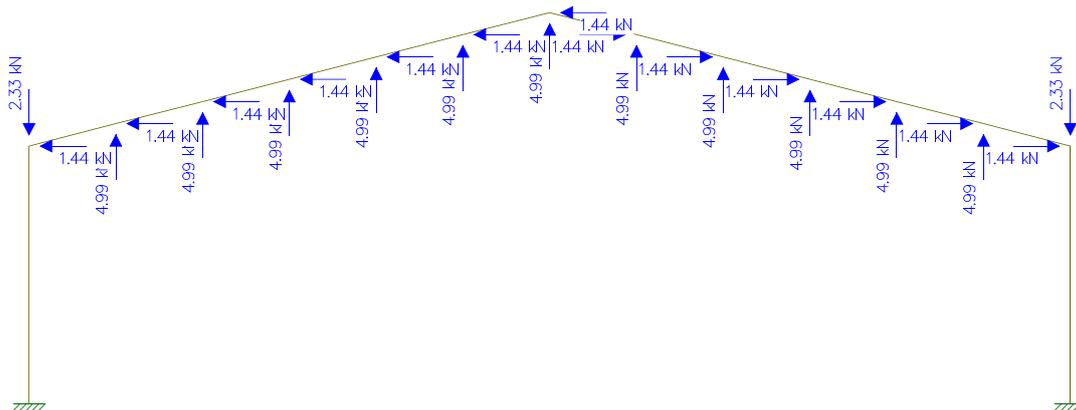
$$H_{\text{final}} = -0,1 \cos 15 - 5,2 \sin 15 = -1,44 \text{ kN}$$

$$\text{Pilar} = 122 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 6 \text{ m} = 732 \text{ kg} \cong 7,32 \text{ kN}$$

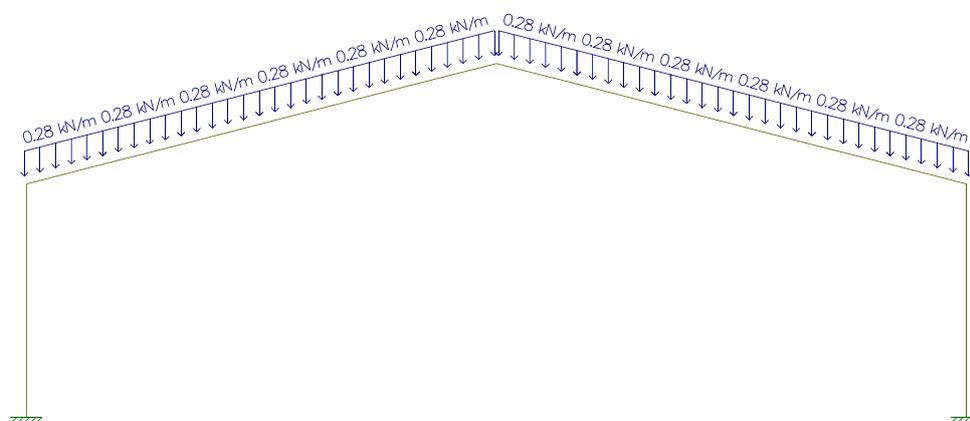
$$N_{\text{Pilar}} = -7,32 \text{ kN} + 4,99 \text{ kN} = -2,33 \text{ kN}$$

$$\text{Viga} = 28,3 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cong 0,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Com esses valores a estrutura foi carregada para realizar a análise elástica em teoria de 2ª ordem e obter os valores dos esforços solicitantes. A figura 4.9 mostra o carregamento final do pórtico transversal.



(a) Peso próprio dos pilares + vento



(b) Peso próprio das vigas.

Figura 4.9: Carregamento no pórtico transversal.

II. Segunda combinação de ações: carga permanente + sobrecarga

Essas ações são transmitidas ao pórtico transversal através das terças. Dessa forma, inicialmente esses carregamentos serão decompostos em relação aos eixos centrais x e y do perfil U que compõe a terça, para posteriormente serem decompostos nas direções dos eixos globais X e Y do pórtico.

Carregamentos na direção do eixo y que provoca flexão em torno do eixo x

$$q_d = 1,25 \times (0,262 \cos 15^\circ) + 1,5 \times (0,50 \cos 15^\circ)$$

$$q_d = 1,04 \text{ kN/m}$$

A Figura 4.10 mostra o diagrama de momento fletor da terça com flexão em x , para a carga de 1,04 kN/m ao longo do vão, com cada terça provocando uma reação de 3,8 kN na viga do pórtico.



Figura 4.10: Diagrama de momento fletor da terça com flexão em x .

Carregamentos na direção do eixo y que provoca flexão em torno do eixo y

$$q_d = 1,25 \times (0,262 \sin 15^\circ) + 1,5 \times (0,50 \sin 15^\circ)$$

$$q_d = 0,278 \text{ kN/m}$$

A Figura 4.11 mostra o diagrama de momento fletor da terça com flexão em y , para a carga de 0,278 kN/m ao longo do vão, com cada terça provocando uma reação de 0,3 kN na viga do pórtico.

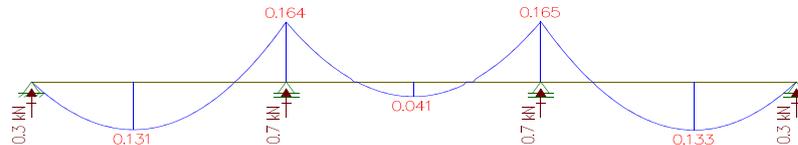


Figura 4.11: Diagrama de momento fletor da terça com flexão em y .

Para obter o carregamento total no pórtico transversal, as reações de apoio obtidas foram utilizadas para realizar as seguintes considerações nos cálculos das cargas:

$$V_{\text{final}} = -3,8 \cos 15 - 0,3 \sin 15 = -3,74 \text{ kN}$$

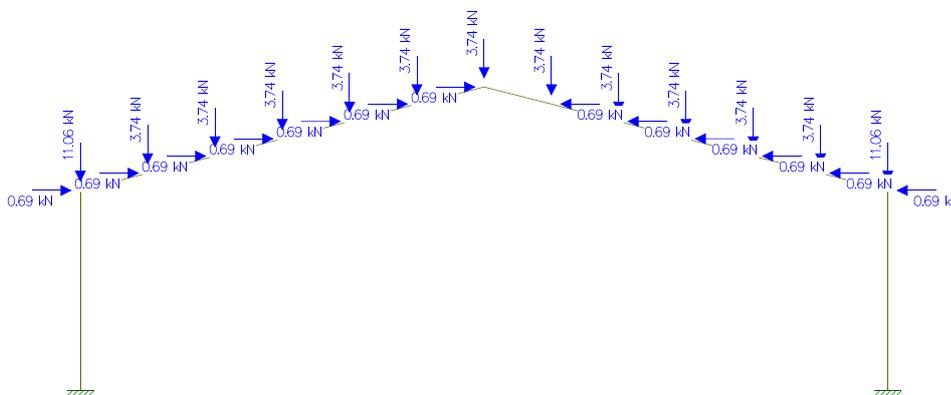
$$H_{\text{final}} = -0,3 \cos 15 + 3,8 \sin 15 = +0,69 \text{ kN}$$

$$\text{Pilar} = 122 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 6 \text{ m} = 732 \text{ kg} - 7,32 \text{ kN}$$

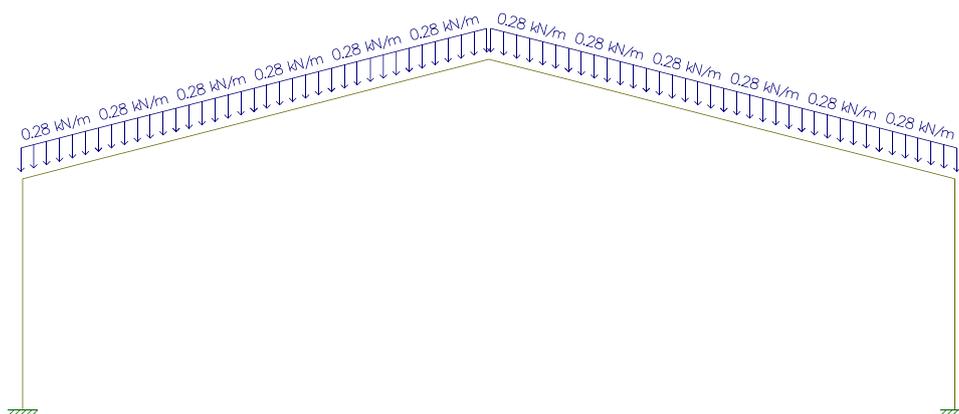
$$N_{\text{Pilar}} = -7,32 \text{ kN} - 3,74 \text{ kN} = -11,06 \text{ kN}$$

$$\text{Viga} = 28,3 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Com esses valores a estrutura foi carregada para realizar a análise elástica em teoria de 2ª ordem e obter os valores dos esforços solicitantes. A figura 4.12 mostra o carregamento final no pórtico transversal.



(a) Peso próprio dos pilares + sobrecarga.



(b) Peso próprio das vigas.

Figura 4.12: Carregamento no pórtico transversal.

4.3 Esforços Solicitantes de Cálculo

4.3.1 Método da amplificação dos esforços solicitantes – MAES

Conforme apresentado no item 3.4 a determinação dos valores máximos dos esforços solicitantes de cálculo em cada barra da estrutura será feita a partir do MAES. Será usado o módulo de elasticidade E igual a 160.000 MPa, simulando as imperfeições iniciais de material.

4.3.2 Aplicação do MAES para carga permanente + vento

A estrutura *nt* é carregada com o carregamento obtido através da combinação da carga permanente e vento, possuindo nós impedidos de deslocar lateralmente por meio de contenções horizontais fictícias em cada andar. As Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 mostram, respectivamente, os diagramas de força normal, força cortante e momento fletor da estrutura *nt* para essa combinação de ação.

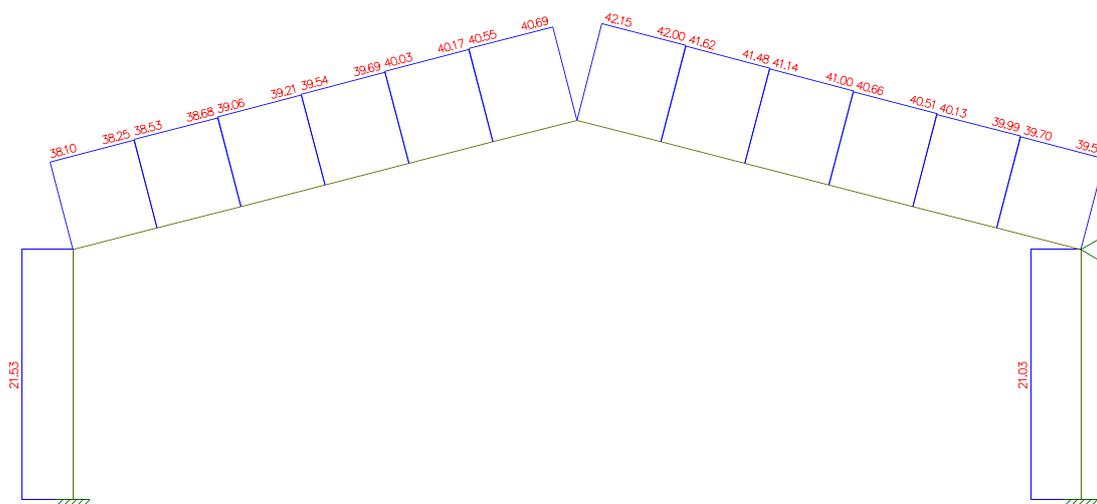


Figura 4.12: Diagrama de força normal (kN – estrutura *nt*).

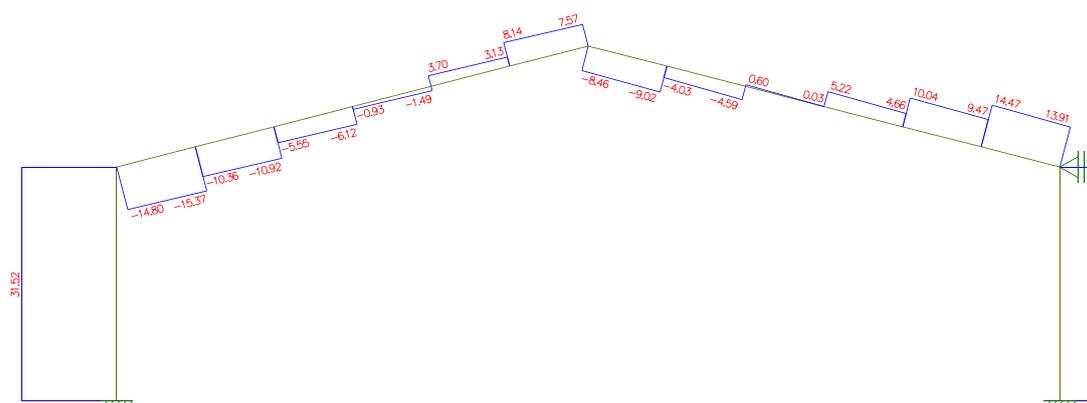


Figura 4.13: Diagrama de força cortante (kN – estrutura *nt*).

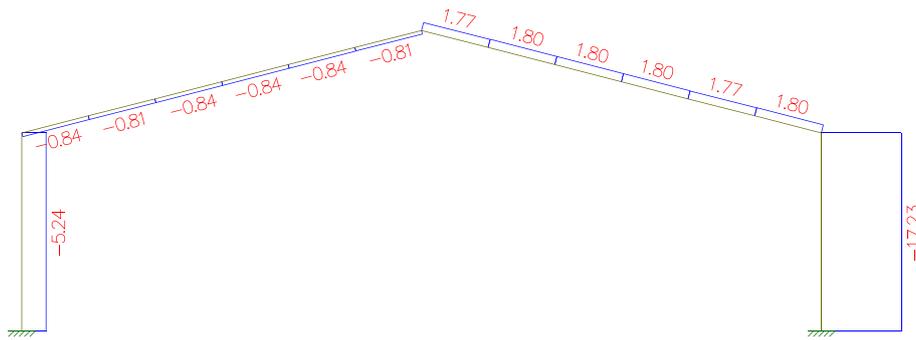


Figura 4.17: Diagrama de força cortante – (kN – estrutura *lt*).

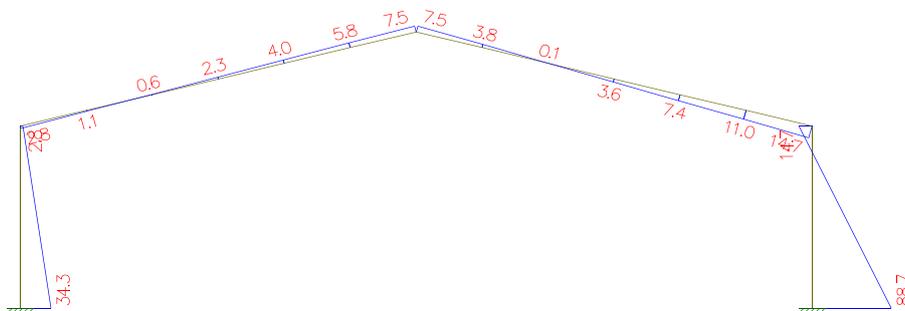


Figura 4.18: Diagrama de momento fletor – (kNm – estrutura *lt*).

O valor do coeficiente B_1 para cada barra que compõe o pórtico transversal foi calculado através da Eq. 4.1, cujos valores dos coeficientes das barras estão apresentados na Tab. 4.4

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (4.1)$$

$$\text{Pilar Esq. } C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_{1,nt}}{M_{2,nt}} = 0,60 - 0,40 \frac{53,7}{135,4} = 0,44$$

$$\text{Pilar Dir. } C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_{1,nt}}{M_{2,nt}} = 0,60 - 0,40 \frac{21,3}{42,7} = 0,40$$

$$\text{Pilares: } N_e = \frac{\pi^2 0,8 (EI)}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 0,8 \times 20000 \times 36599}{600^2} = 16054,11 \text{ kN}$$

Tabela 4.4: Valores do coeficiente B_1 (CP + Vento).

Barras	C_m	$N_{sdI} = N_{nt} + N_{lt} - (\text{kN})$	$N_e - (\text{kN})$	Coef. B_1
Pilar Esq.	0,44	$N_{sdI} = +21,53 + (-0,50) = +21,03$	16054,11	0,44 (Usar 1,0)
Pilar Dir.	0,40	$N_{sdI} = +21,03 + 0,50 = +21,53$	16054,11	0,40 (Usar 1,0)
Viga Esq.	1,0	$N_{sdI} = +40,69 + (-5,19) = +35,50$	Tração	1,0
Viga Dir.	1,0	$N_{sdI} = +42,15 + (-4,95) = +37,2$	Tração	1,0

O valor do coeficiente B_2 para cada andar do pórtico transversal foi calculado através da Eq. 4.2, o valor é apresentado na Tab. 4.5.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \times \frac{\Delta_h}{h} \times \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \quad (4.2)$$

Tabela 4.5: Valor do coeficiente B_2 (CP + Vento).

Andar i	Δ_i (cm)	$\Delta_h = \Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	h (cm)	$\sum N_{sd}$ (kN)	$\sum H_{sd}$ (KN)	B_2
1	0,135	$0,135 - 0 = 0,135$	600	6,72	22,47	1,0
<p>1º Andar: $\sum N_{sd} = (0,28 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m}) \times 2 = 6,72 \text{ kN}$ (Carga gravitacional total) $R_s = 0,85$</p> <p>“$B_2 < 1,55$ – Procedimento é Válido”.</p>						

Os valores dos esforços solicitantes de cálculo, a serem usados na verificação dos estados-limites últimos da estrutura, são apresentados na Tab. 4.6.

Tabela 4.6: Esforços solicitantes de cálculo (CP + Vento).

Barras:	$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt}$	$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt}$	$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$
Pilar Esq. (Base)	+21,53 + 1,0 x (-0,50) +21,03 kN	31,52 + (-5,24) 26,28 kN	1,0 x 135,4 + 1,0 x (-34,3) 101,1 kN x m
Pilar Dir. (Base)	+21,03 + 1,0 x 0,50 +21,53 kN	-10,67 + (-17,23) 27,9 kN	1,0 x (21,3) + 1,0 x 88,7 110 kN x m
Viga Nó Esq.	+40,69 + 1,0 x (-5,2) +35,50 kN	-15,37 + (-0,84) 16,21 kN	1,0 x 53,7 + 1,0 x 2,8 56,5 kN x m
Viga Nó Dir.	+42,15 + 1,0 x (-4,95) +37,2 kN	+14,47 + 1,80 16,27 kN	1,0 x (42,7) + 1,0 x (14,7) 57,4 kN x m

4.3.3 Aplicação do MAES para carga permanente + sobrecarga

A estrutura *nt* é carregada com o carregamento obtido através da combinação de carga permanente e sobrecarga, possuindo nós impedidos de deslocar lateralmente por meio de contenções horizontais fictícias em cada andar. As Figuras 4.19, 4.20 e 4.21 mostram, respectivamente, os diagramas de força normal, força cortante e momento fletor da estrutura *nt* para essa combinação de ação.

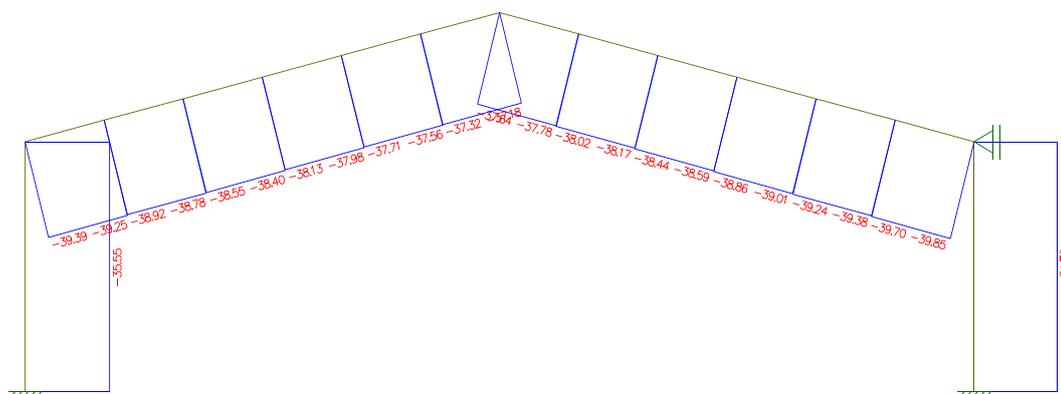


Figura 4.19: Diagrama de força normal – (kN – estrutura *nt*).

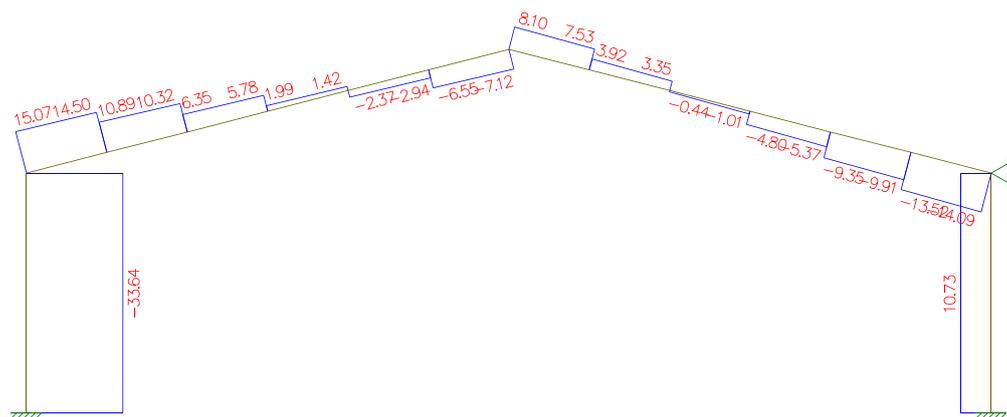


Figura 4.20: Diagrama de força cortante – (kN – estrutura *nt*).

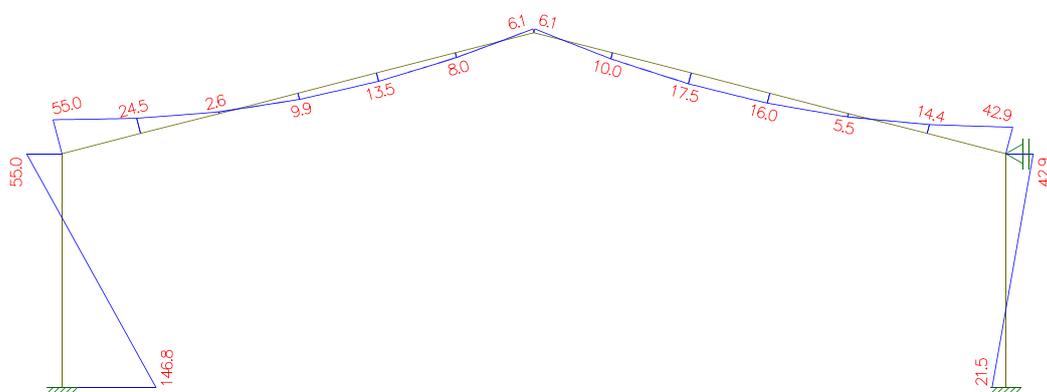


Figura 4.21: Diagrama de momento fletor – (kNm – estrutura *nt*).

A estrutura *lt* é submetida apenas ao efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário, nos mesmos pontos onde tais contenções foram colocadas. As Figuras 4.23, 4.24 e 4.25 mostram, respectivamente, os diagramas de força normal, força cortante e momento fletor da estrutura *lt* para a combinação carga permanente e sobrecarga. O valor da reação do apoio fictício é mostrado na Fig. 4.22.

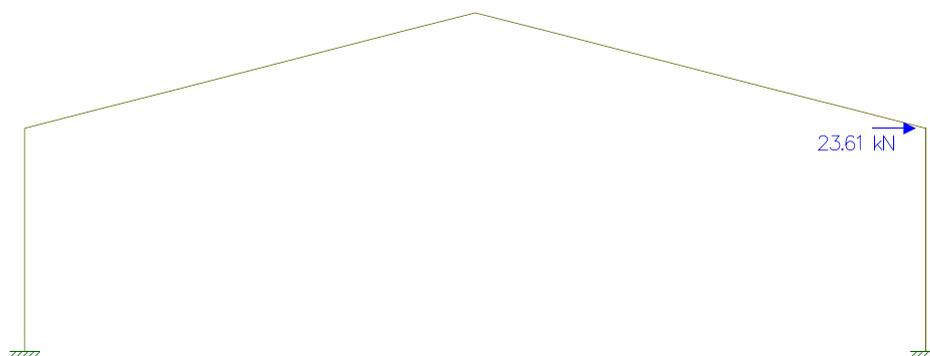


Figura 4.22: Reação do Apoio Fictício.

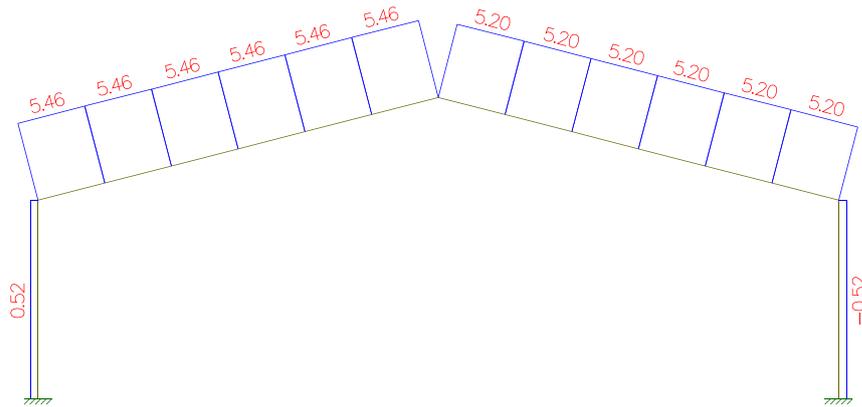


Figura 4.23: Diagrama de força normal – (kN – estrutura *lt*).

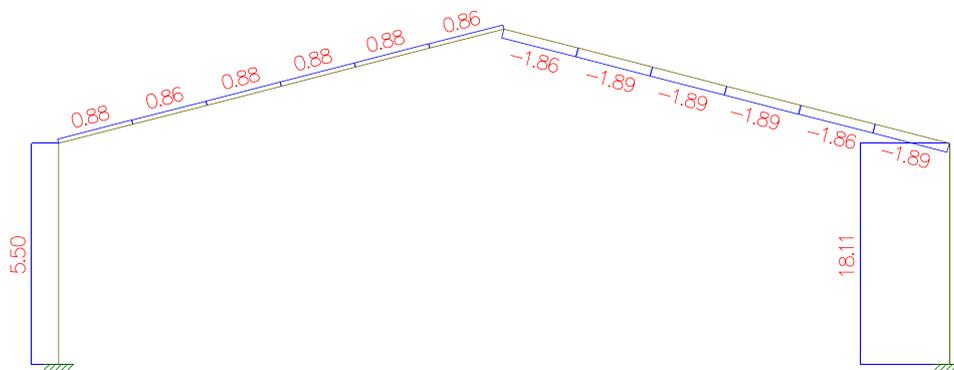


Figura 4.24: Diagrama de força cortante – (kN – estrutura *lt*).

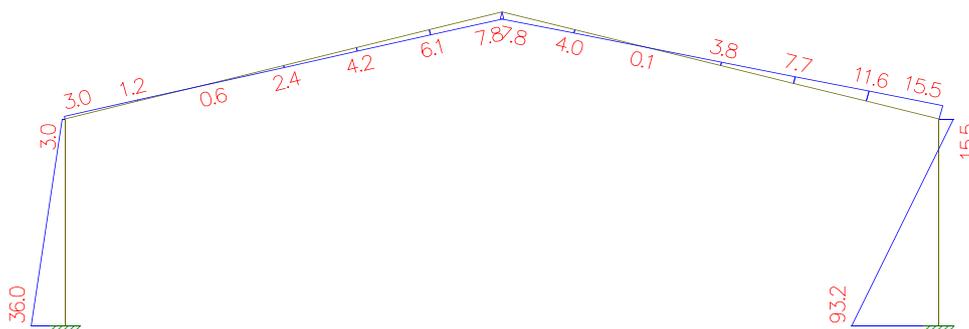


Figura 4.25: Diagrama de momento fletor – (kNm – estrutura *lt*).

O valor do coeficiente B_1 para cada barra que compõe o pórtico transversal foi calculado através da Eq. 4.1, cujos valores dos coeficientes das barras estão apresentados na Tab. 4.7.

$$\text{Pilar Esq. } C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_{1,nt}}{M_{2,nt}} = 0,60 - 0,40 \frac{55}{146,8} = 0,45$$

$$\text{Pilar Dir. } C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_{1,nt}}{M_{2,nt}} = 0,60 - 0,40 \frac{21,5}{42,9} = 0,40$$

$$\text{Pilares: } N_e = \frac{\pi^2 0,8 (EI)}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 0,8 \times 20000 \times 36599}{600^2} = 16054,11 \text{ kN}$$

$$\text{Vigas: } N_e = \frac{\pi^2 0,8 (EI)}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 0,8 \times 20000 \times 5500}{1200^2} = 603,14 \text{ kN}$$

Tabela 4.7: Valores do coeficiente B_1 (CP + Sobrecarga).

Barras:	C_m	$N_{sd1} = N_{nt} + N_{lt} - (\text{kN})$	$N_e - (\text{kN})$	Coef. B_1
Pilar Esq.	0,45	$N_{sd1} = -35,55 + 0,52 = -35,03$	16054,11	0,45 (Usar 1,0)
Pilar Dir.	0,40	$N_{sd1} = -34,72 + (-0,52) = -35,24$	16054,11	0,40 (Usar 1,0)
Viga Esq.	1,0	$N_{sd1} = -39,39 + 5,46 = -33,93$	603,14	1,05
Viga Dir.	1,0	$N_{sd1} = -39,85 + 5,20 = -34,65$	603,14	1,06

O valor do coeficiente B_2 para cada andar do pórtico transversal foi calculado através da Eq. 4.2, cujo valor é apresentado na Tab. 4.8.

Tabela 4.8: Valor do coeficiente B_2 (CP + Sobrecarga).

Andar i	Δ_i (cm)	$\Delta_h = \Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	h (cm)	$\sum N_{sd}$ (kN)	$\sum H_{sd}$ (KN)	B_2
1	0,142	$0,142 - 0 = 0,142$	600	69,98	23,61	1,0
1º Andar:						
$\sum N_{sd} = (0,28 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m}) \times 2 = 6,72 \text{ kN}$						
$\sum N_{sd} = 2 \times (11,06 + 5 \times 3,74) + 3,74 = 63,26 \text{ kN}$						
$\sum N_{sd} = 69,98 \text{ kN}$						
$R_s = 0,85$						
“ $B_2 < 1,55$ – Procedimento é Válido”.						

Os valores dos esforços solicitantes de cálculo, a serem usados na verificação dos estados-limites últimos da estrutura, são apresentados na Tab. 4.9.

Tabela 4.9: Esforços solicitantes de cálculo (CP + Sobrecarga).

Barras:	$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt}$	$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt}$	$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$
Pilar Esq. (Base)	$35,55 + 1,0 \times 0,52$ -35,03 kN	$-33,64 + 5,50$ 28,14 kN	$1,0 \times 146,8 + 1,0 \times (-36)$ 110,8 kN x m
Pilar Dir. (Base)	$34,72 + 1,0 \times (-0,52)$ -35,24 kN	$10,73 + 18,11$ 28,84 kN	$1,0 \times 21,5 + 1,0 \times 93,2$ 114,7 kN x m
Viga Nó Esq.	$39,39 + 1,0 \times 5,46$ -33,93 kN	$15,07 + 0,88$ 15,95 kN	$1,05 \times 55 + 1,0 \times 3,0$ 60,75 kN x m
Viga Nó Dir.	$39,85 + 1,0 \times 5,20$ -34,65 kN	$-14,09 + (-1,89)$ 15,98 kN	$1,06 \times 42,9 + 1,0 \times 15,5$ 60,97 kN x m

5 DIMENSIONAMENTO DO GINÁSIO POLIESPORTIVO

5.1 Considerações Iniciais

As barras da estrutura metálica do ginásio poliesportivo serão dimensionadas aos estados-limites últimos, de modo que possuam esforços resistentes de cálculo iguais ou superiores aos esforços solicitantes de cálculo. Os perfis escolhidos para realizar o pré-dimensionamento do pórtico transversal estão apresentados na Tab. 5.1.

Tabela 5.1: Pré-dimensionamento do pórtico transversal.

Item:	Designação:	Propriedades Geométricas:		
Pilar	W 250 x 89	$d = 260 \text{ mm}$ $b_f = 256 \text{ mm}$ $h = 225 \text{ mm}$ $t_w = 10,7 \text{ mm}$ $t_f = 17,3 \text{ mm}$ $A_g = 113,9 \text{ cm}^2$ $J = 102,81 \text{ cm}^4$ $C_w = 712,351 \text{ cm}^6$	Eixo x $I_x = 14237 \text{ cm}^4$ $W_x = 1095,1 \text{ cm}^3$ $r_x = 11,18 \text{ cm}$ $Z_x = 1224,4 \text{ cm}^3$	Eixo y $I_y = 4841 \text{ cm}^4$ $W_y = 378,2 \text{ cm}^3$ $r_y = 6,52 \text{ cm}$ $Z_y = 574,3 \text{ cm}^3$
Viga	W 310 x 38,7	$d = 310 \text{ mm}$ $b_f = 165 \text{ mm}$ $h = 291 \text{ mm}$ $t_w = 5,8 \text{ mm}$ $t_f = 9,7 \text{ mm}$ $A_g = 49,7 \text{ cm}^2$ $J = 13,20 \text{ cm}^4$ $C_w = 163728 \text{ cm}^6$	Eixo x $I_x = 8581 \text{ cm}^4$ $W_x = 553,6 \text{ cm}^3$ $r_x = 13,14 \text{ cm}$ $Z_x = 615,4 \text{ cm}^3$	Eixo y $I_y = 727 \text{ cm}^4$ $W_y = 88,1 \text{ cm}^3$ $r_y = 3,82 \text{ cm}$ $Z_y = 134,9 \text{ cm}^3$

5.2 Dimensionamento do Pórtico

5.2.1 Verificação das vigas

I. Verificação da viga flexo – tracionada (CP + Vento)

➤ nó esquerdo da viga:

- $N_{t,Sd} = 35,50 \text{ kN}$;
- $M_{x,Sd} = 56,5 \text{ kNm}$;
- $V_{Sd} = 16,21 \text{ kN}$.

➤ nó direito da viga:

- $N_{t,Sd} = 37,2 \text{ kN}$;
- $M_{x,Sd} = 57,4 \text{ kNm}$;
- $V_{Sd} = 16,27 \text{ kN}$.

Verificação à tração:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{1,10}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{49,7 \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10}$$

$$N_{t,Rd} = 1129,54 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{1,35}$$

$$A_e = (h - 2x20) \times t_w = (291 - 2 \times 20) \times 5,8 = 1455,8 \text{ mm}^2 = 14,55 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{14,55 \text{ cm}^2 \times 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,35}$$

$$N_{t,Rd} = 431,11 \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} = 37,2 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 431,11 \text{ kN} \text{ OK}$$

Verificação ao momento fletor:

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f}$$

$$\lambda = \frac{165/2}{9,7} = 8,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,74$$

$$\lambda = 8,5 < \lambda_p = 10,74$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda = \frac{291}{5,8} = 50,17$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34$$

$$\lambda = 50,17 < \lambda_p = 106,34$$

Obs: No caso dos perfis laminados é comum na Flambagem Local o $M_{Rk} = M_{pl}$.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{Rk} = M_{pl} = 615,4 \times 25 = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} \leq 1,5 W_x f_y$$

$$15385 \text{ kNcm} \leq 1,5 \times 553,6 \times 25 = 20760 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{Rd} = \frac{15385}{1,10} = 13986,36 \text{ kNcm}$$

$$M_{sd} = 5740 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = 13986,36 \text{ kNcm} \text{ OK}$$

FLT

- Considerando flexão em torno do Eixo “x”.
- Será adotada mão francesa nas vigas, ligando-as às terças, para realizar o travamento completo em relação à translação e torção destas seções. Com isso o comprimento destravado L_b será de 4,0 m. A Figura 5.1 ilustra o detalhe da mão francesa.

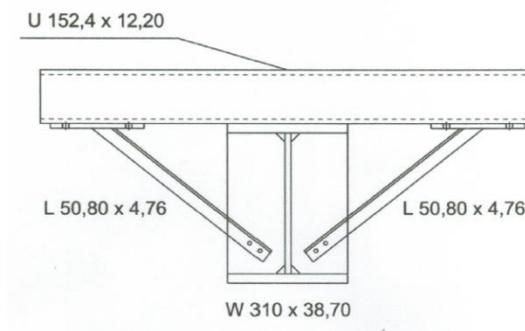


Figura 5.1: Detalhe mão-francesa.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda = \frac{400}{3,82} = 104,71$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78$$

$$\lambda = 104,71 > \lambda_p = 49,78$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{727 \times 13,2}}{3,82 \times 13,2 \times 0,036} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 163728 \times 0,036^2}{727}}} = 148,57$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W_x}{EJ}$$

$$\beta_1 = \frac{(0,70 \times 25) \times 553,6}{20000 \times 13,2} = \frac{0,036}{\text{cm}}$$

$\lambda = 104,71 < \lambda_r = 148,57$ – FLT ocorre em Regime Elastoplástico.

$$M_{Rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 615,4 \times 25 = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \times W_x = 0,70 \times 25 \times 553,6 = 9688 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = C_b \times \left[15385 - (15385 - 9688) \times \frac{104,71 - 49,78}{148,57 - 49,78} \right] \leq 15385 \text{ kNcm}$$

C_b – Fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme.

Comprimento destravado: 0,0 m – 4,0 m

$$C_b = \frac{12,5 M_{\text{máx.}}}{2,5 M_{\text{máx.}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$M_{\text{máx.}} = 1,0 \times (42,7) + 1,0 \times (14,7) = 57,4 \text{ kNm}$$

$$M_A = 1,0 \times 28,1 + 1,0 \times 12,7 = 40,8 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1,0 \times 13,4 + 1,0 \times 11 = 24,4 \text{ kNm}$$

$$M_C = 1,0 \times 3,0 + 1,0 \times 9,1 = 12,1 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 57,4}{2,5 \times 57,4 + 3 \times 40,8 + 4 \times 24,4 + 3 \times 12,1} = 1,79$$

$$M_{Rk} = 1,79 \times \left[15385 - (15385 - 9688) \times \frac{104,71 - 49,78}{148,57 - 49,78} \right] \leq 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = 21868,98 \text{ kNcm} - \text{Adotar } M_{Rk} = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Sd} = 57,4 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{153,85 \text{ kNm}}{1,10} = 139,86 \text{ kNm OK}$$

Comprimento destravado: 4,0 m – 8,0 m

$$M_{\text{máx.}} = 1,0 \times (-17,6) + 1,0 \times (-0,1) = 17,7 \text{ kNm}$$

$$M_A = 1,0 \times (-12,2) + 1,0 \times 5,4 = 6,8 \text{ kN x m}$$

$$M_B = 1,0 \times (-17,0) + 1,0 \times 3,6 = 13,4 \text{ kNm}$$

$$M_C = 1,0 \times (-17,1) + 1,0 \times 1,8 = 15,3 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 17,7}{2,5 \times 17,7 + 3 \times 6,8 + 4 \times 13,4 + 3 \times 15,3} = 1,34$$

$$M_{Rk} = 1,34 \times \left[15385 - (15385 - 9688) \times \frac{104,71 - 49,78}{148,57 - 49,78} \right] \leq 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = 16371,19 \text{ kNcm} - \text{Adotar } M_{Rk} = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Sd} = 17,7 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{153,85 \text{ kNm}}{1,10} = 139,86 \text{ kNm OK}$$

Comprimento destravado: 8,0 m – 12,0 m

$$M_{\text{máx.}} = 1,0 \times (-17,6) + 1,0 \times (-0,1) = 17,7 \text{ kNm}$$

$$M_A = 1,0 \times (-12,8) + 1,0 \times (-1,8) = 14,6 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1,0 \times (-8,7) + 1,0 \times (-3,8) = 12,5 \text{ kNm}$$

$$M_C = 1,0 \times 0,8 + 1,0 \times (-5,7) = 4,9 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 17,7}{2,5 \times 17,7 + 3 \times 14,6 + 4 \times 12,5 + 3 \times 4,9} = 1,44$$

$$M_{Rk} = 1,44 \times \left[15385 - (15385 - 9688) \times \frac{104,71 - 49,78}{148,57 - 49,78} \right] \leq 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = 17592,92 \text{ kNcm} - \text{Adotar } M_{Rk} = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Sd} = 17,7 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{153,85 \text{ kNm}}{1,10} = 139,86 \text{ kNm OK}$$

Efeitos combinados:

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} = \frac{37,2}{431,11} = 0,08 < 0,20$$

$$\frac{N_{t,Sd}}{2 \times N_{t,Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{37,2}{2 \times 431,11} + \left(\frac{57,4}{139,86} \right) \leq 1,0$$

$$0,45 \leq 1,0 \text{ OK}$$

Verificação à força cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{291}{5,8} = 50,17$$

Deve-se supor a viga, inicialmente, sem enrijecedores transversais. Assim, $k_v = 5,0$.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}} = 69,57$$

$$\lambda = 50,17 < \lambda_p = 69,57$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y$$

$$V_{Rk} = 0,60 \times (31 \times 0,58) \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 269,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{Rd} = \frac{269,7}{1,10} = 245,18 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 16,27 \text{ kN} < V_{Rd} = 245,18 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

II. Verificação da viga flexo – comprimida (CP + Sobrecarga)

➤ nó esquerdo da viga:

- $N_{c,Sd} = -33,93 \text{ kN}$;
- $M_{x,Sd} = 60,75 \text{ kNm}$;
- $V_{Sd} = 15,95 \text{ kN}$.

➤ nó direito da viga:

- $N_{c,Sd} = -34,65 \text{ kN}$;
- $M_{x,Sd} = 60,97 \text{ kNm}$;
- $V_{Sd} = 15,98 \text{ kN}$.

Verificação à compressão:

FLM

$$\frac{b}{t} = \frac{165/2}{9,7} = 8,5$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,56 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 15,83$$

$$\frac{b}{t} = 8,5 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 15,83 - Q_s = 1,0$$

FLA

$$\frac{b}{t} = \frac{291 - 2 \times 10}{5,8} = \frac{271}{5,8} = 46,72$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,49 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 42,14$$

$$\frac{b}{t} = 46,72 > \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 42,14$$

$$b_{\text{ef}} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{c_a}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b - \text{com } c_a = 0,34$$

$$b_{\text{ef}} = 1,92 \times 0,58 \sqrt{\frac{20000}{25}} \left[1 - \frac{0,34}{46,72} \sqrt{\frac{20000}{25}} \right] \leq 27,1$$

$$b_{\text{ef}} = 25,01 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ef}} = A_g - \sum (b - b_{\text{ef}})t$$

$$A_{\text{ef}} = 49,7 - [(27,1 - 25,01) \times 0,58] = 48,48 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_{\text{ef}}}{A_g}$$

$$Q_a = \frac{48,48}{49,7} = 0,975$$

$$Q = Q_s Q_a$$

$$Q = 1,0 \times 0,975 = 0,975$$

Instabilidade global:

Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo x :

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 8581}{(1200)^2} = 1176,26 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{E A_g}{N_{ex}}}$$

$$\lambda_x = \pi \times \sqrt{\frac{20000 \times 49,7}{1176,26}} = 91,32 < 200 \text{ OK}$$

Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo Y :

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 727}{(400)^2} = 896,9 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E A_g}{N_{ey}}}$$

$$\lambda_y = \pi \times \sqrt{\frac{20000 \times 49,7}{896,9}} = 104,5 < 200 \text{ OK}$$

$N_e = N_{ey} = 896,9 \text{ kN}$ – Menor valor entre N_{ex} e N_{ey} .

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,975 \times 49,7 \times 25}{896,9}} = 1,16 \quad \chi = 0,569$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{c,Sd} = 34,65 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = \frac{0,569 \times 0,975 \times 49,7 \times 25}{1,10}$$

$$N_{c,Sd} = 34,65 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 626,64 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Flambagem por torção pura

Não é necessário verificar, pois a barra possui comprimento de flambagem por torção $K_z L_z$ igual ao comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de menor inércia $K_y L_y$, isso ocorre devido ao travamento dado pela mão francesa colocada nas vigas.

Verificação ao momento fletor:

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{165/2}{9,7} = 8,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,74$$

$$\lambda = 8,5 < \lambda_p = 10,74$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{291}{5,8} = 50,17$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34$$

$$\lambda = 50,17 < \lambda_p = 106,34$$

(No caso dos perfis laminados é comum na flambagem local o $M_{Rk} = M_{pl}$).

$$M_{Rk} = M_{pl} = Z_x f_y = 615,4 \times 25 = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} \leq 1,5 W_x f_y$$

$$15385 \text{ kNcm} \leq 1,5 \times 553,6 \times 25 = 20760 \text{ kNcm}$$

$$\text{Adotar: } M_{Rk} = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{15385}{1,10} = 13986,36 \text{ kNcm}$$

$$M_{sd} = 6097 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = 13986,36 \text{ kNcm} \text{ OK}$$

FLT

- Considerando flexão em torno do **Eixo "X"**.
- Será adotada mão francesa nas vigas, ligando-as às terças, para realizar o travamento completo em relação à translação e torção destas seções. Com isso o comprimento destravado L_b será de 4,0 m. A Figura 5.1 ilustra o detalhe da mão francesa.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{400}{3,82} = 104,71$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78$$

$$\lambda = 104,71 > \lambda_p = 49,78$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{727 \times 13,2}}{3,82 \times 13,2 \times 0,036} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 163728 \times 0,036^2}{727}}} = 148,57$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{EJ}$$

$$\beta_1 = \frac{(0,70 \times 25) \times 553,6}{20000 \times 13,2} = \frac{0,036}{\text{cm}}$$

$$\lambda = 104,71 < \lambda_r = 148,57 - \text{FLT ocorre em Regime Elastoplástico}$$

$$M_{Rk} = C_b \times \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$$M_{pl} = Z_x f_y = 615,4 \times 25 = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = 0,70 \times 25 \times 553,6 = 9688 \text{ kN cm}$$

$$M_{Rk} = C_b \times \left[15385 - (15385 - 9688) \times \frac{104,71 - 49,78}{148,57 - 49,78} \right] \leq 15385 \text{ kNcm}$$

C_b – Fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme.

Comprimento destravado: 0,0 m – 4,0 m

$$C_b = \frac{12,5 M_{\text{máx.}}}{2,5 M_{\text{máx.}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$M_{\text{máx.}} = 1,06 \times (-42,9) + 1,0 \times (-15,5) = 60,97 \text{ kNm}$$

$$M_A = 1,06 \times (-27,4) + 1,0 \times (-13,5) = 42,54 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1,06 \times (-14,4) + 1,0 \times (-11,6) = 26,86 \text{ kNm}$$

$$M_C = 1,06 \times (-3,7) + 1,0 \times (-9,7) = 13,62 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 60,97}{2,5 \times 60,97 + 3 \times 42,54 + 4 \times 26,86 + 3 \times 13,62} = 1,77$$

$$M_{Rk} = 1,77 \times \left[15385 - (15385 - 9688) \times \frac{104,71 - 49,78}{148,57 - 49,78} \right] \leq 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = 21624,63 \text{ kNcm} - \text{Adotar } M_{Rk} = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Sd} = 60,97 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{153,85 \text{ kNm}}{1,10} = 139,86 \text{ kNm OK}$$

Comprimento destravado: 4,0 m – 8,0 m

$$M_{\text{máx.}} = 1,06 \times (+17,5) + 1,0 \times (+0,1) = 18,65 \text{ kNm}$$

$$M_A = 1,06 \times (+11,3) + 1,0 \times (-5,6) = 6,37 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1,06 \times (+16) + 1,0 \times (-3,8) = 13,16 \text{ kNm}$$

$$M_C = 1,06 \times (+17) + 1,0 \times (-1,7) = 16,32 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 18,65}{2,5 \times 18,65 + 3 \times 6,37 + 4 \times 13,16 + 3 \times 16,32} = 1,39$$

$$M_{Rk} = 1,39 \times \left[15385 - (15385 - 9688) \times \frac{104,71 - 49,78}{148,57 - 49,78} \right] \leq 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = 16982,05 \text{ kNcm} - \text{Adotar } M_{Rk} = 15385 \text{ kN cm}$$

$$M_{Sd} = 18,65 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{153,85 \text{ kNm}}{1,10} = 139,86 \text{ kNm OK}$$

Comprimento destravado: 8,0 m – 12,0 m

$$M_{\text{máx.}} = 1,06 \times (+17,5) + 1,0 \times (+0,1) = 18,65 \text{ kNm}$$

$$M_A = 1,06 \times (+13,8) + 1,0 \times (+2,2) = 16,82 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1,06 \times (+10) + 1,0 \times (+4,0) = 14,6 \text{ kNm}$$

$$M_C = 1,06 \times (+1,5) + 1,0 \times (+6,0) = 7,59 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 18,65}{2,5 \times 18,65 + 3 \times 16,82 + 4 \times 14,6 + 3 \times 7,59} = 1,31$$

$$M_{Rk} = 1,31 \times \left[15385 - (15385 - 9688) \times \frac{104,71 - 49,78}{148,57 - 49,78} \right] \leq 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = 16004,67 \text{ kNcm} - \text{Adotar } M_{Rk} = 15385 \text{ kNcm}$$

$$M_{Sd} = 18,65 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{153,85 \text{ kNm}}{1,10} = 139,86 \text{ kNm OK}$$

Efeitos combinados:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{34,65}{626,64} = 0,05 < 0,20$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{2 \times N_{c,Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{34,65}{2 \times 626,64} + \left(\frac{60,97}{139,86} \right) \leq 1,0$$

$$0,46 \leq 1,0 \text{ OK}$$

Verificação à força cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{291}{5,8} = 50,17$$

Deve-se supor a viga, inicialmente, sem enrijecedores transversais. Assim, $k_v = 5,0$.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \times \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}} = 69,57$$

$$\lambda = 50,17 < \lambda_p = 69,57$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,60 A_w f_y$$

$$V_{Rk} = 0,60 \times (31 \times 0,58) \text{cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 269,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = \frac{269,7}{1,10} = 245,18 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 15,98 \text{ kN} < V_{Rd} = 245,18 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

5.2.2 Verificação dos pilares

Verificação do pilar flexo – tracionado (CP + Vento)

- Pilar da prumada da esquerda:
 - $N_{t,Sd} = 21,03 \text{ kN}$;
 - $M_{x,Sd} = 101,1 \text{ kNm}$;
 - $V_{Sd} = 26,28 \text{ kN}$.
- Pilar da prumada da direita:
 - $N_{t,Sd} = 21,53 \text{ kN}$;
 - $M_{x,Sd} = 110 \text{ kNm}$;
 - $V_{Sd} = 27,9 \text{ kN}$.

Verificação à tração:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{1,10}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{113,9 \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10}$$

$$N_{t,Rd} = 2588,63 \text{ kN}$$

Obs.: São 02 filas de furos em uma das mesas, que faz ligação com a viga de cobertura.

$$d_h = d_b + 2,0 + 1,5 = 19 + 3,5 = 22,5 \text{ mm} \quad (\text{Punção} + \text{Furo padrão})$$

$$A_n = A_g - 2 (d_h t_f) \quad \text{Furação com padrão uniforme}$$

$$A_n = 113,9 - 2 (2,25 \times 1,73) = 106,11 \text{ cm}^2$$

$$e_c = \frac{256 \times 17,3 \times \frac{17,3}{2} + 112,7 \times 10,7 \times (17,3 + \frac{112,7}{2})}{256 \times 17,3 + 112,7 \times 10,7} = 22,56 \text{ mm}$$

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} = 1 - \frac{22,56}{2 \times 80} = 0,86 \text{ (valor entre 0,60 e 0,90)}$$

$$A_e = C_t A_n = 0,86 \times 106,11 = 91,14 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{1,35}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{91,14 \text{ cm}^2 \times 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,35}$$

$$N_{t,Rd} = 2700,7 \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} = 21,53 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 2588,63 \text{ kN} \text{ OK}$$

Verificação ao momento fletor:

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{256/2}{17,3} = 7,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,74$$

$$\lambda = 7,39 < \lambda_p = 10,74$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{225}{10,7} = 21,02$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34$$

$$\lambda = 21,02 < \lambda_p = 106,34$$

(No caso dos perfis laminados é comum na Flambagem Local o $M_{Rk} = M_{pl}$).

$$M_{Rk} = M_{pl} = Z_x f_y = 1224,4 \times 25 = 30610 \text{ kN cm}$$

$M_{Rk} \leq 1,5 W_x f_y$ – Garantir que alcance o M_{Rk} sem ocorrer flambagem.

$$30610 \text{ kNcm} \leq 1,5 \times 1095,1 \times 25 = 41066,25 \text{ kNcm} \text{ – OK}$$

Adotar: $M_{Rk} = 30610 \text{ kNcm}$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{30610}{1,10} = 27827,27 \text{ kNcm}$$

$$M_{sd} = 11000 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = 27827,27 \text{ kNcm} \quad \text{OK}$$

FLT

- Considerando flexão em torno do Eixo “x”;
- Comprimento destravado igual a 3 m, devido à longarina de tapamento.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{300}{6,52} = 46,01$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78$$

$$\lambda = 46,01 < \lambda_p = 49,78$$

$$M_{Rk} = M_{pl} = Z_x f_y = 1224,4 \times 25 = 30610 \text{ kNcm}$$

$M_{Rk} \leq 1,5 W_x f_y$ – Garantir que alcance o M_{Rk} sem ocorrer flambagem.

$$30610 \text{ kN} \times \text{cm} \leq 1,5 \times 1095,1 \times 25 = 41066,25 \text{ kN} \times \text{cm} \quad \text{OK}$$

Adotar: $M_{Rk} = 30610 \text{ kNcm}$

$$M_{x,Sd} = 11000 \text{ kN cm} \leq M_{x,Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{30610}{1,10} = 27827,27 \text{ kNcm} \quad \text{OK}$$

Efeitos combinados:

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} = \frac{21,53}{2588,63} = 0,008 < 0,2$$

$$\frac{N_{t,Sd}}{2 \times N_{t,Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{21,53}{2 \times 2588,63} + \left(\frac{11000}{27827,27} \right) \leq 1,0$$

$$0,40 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

Verificação à força cortante:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{225}{10,7} = 21,02$$

Deve-se supor o pilar, inicialmente, sem enrijecedores transversais. Assim, $k_v = 5,0$.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \times \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}} = 69,57$$

$$\lambda = 21,02 < \lambda_p = 69,57$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,60 A_w f_y$$

$$V_{Rk} = 0,60 \times (26 \times 1,07) \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 417,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = \frac{417,3}{1,10} = 379,36 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 27,9 \text{ kN} < V_{Rd} = 379,36 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Verificação do pilar flexo – comprimido (CP + Sobrecarga)

➤ Pilar da prumada da esquerda:

- $N_{c,Sd} = -35,03 \text{ kN}$;
- $M_{x,Sd} = 110,8 \text{ kNm}$;
- $V_{Sd} = 28,14 \text{ kN}$.

➤ Pilar da prumada da direita:

- $N_{c,Sd} = -35,24 \text{ kN}$;
- $M_{x,Sd} = 114,7 \text{ kNm}$;
- $V_{Sd} = 28,84 \text{ kN}$.

Verificação à compressão:

FLM

$$\frac{b}{t} = \frac{256/2}{17,3} = 7,39$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 15,83$$

$$\frac{b}{t} = 7,39 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 15,83 - Q_s = 1,0$$

FLA

$$\frac{b}{t} = \frac{225 - 2 \times 16}{10,7} = 18,03$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 42,14$$

$$\frac{b}{t} = 18,03 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 42,14 - Q_a = 1,0$$

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

Instabilidade global

Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo X:

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 14237}{(600)^2} = 7806,3 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{E A_g}{N_{\text{ex}}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20000 \times 113,9}{7806,3}} = 53,66 < 200 \text{ OK}$$

Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo Y:

$$N_{\text{ey}} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 4841}{(300)^2} = 10617,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E A_g}{N_{\text{ey}}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20000 \times 113,9}{10617,5}} = 46,01 < 200 \text{ OK}$$

$$N_e = N_{\text{ex}} = 7806,3 \text{ kN}$$

Flambagem por torção pura

Observação: Não há necessidade de verificar a flambagem por torção pura, pois a seção é duplamente simétrica com constante de empenamento não nula e o comprimento de flambagem da barra por torção não supera o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 113,9 \times 25}{7806,3}} = 0,60 - \chi = 0,86$$

$$N_{\text{c,Sd}} = 35,24 \text{ kN} \leq N_{\text{c,Rd}} = \frac{\chi Q A_g f_y}{1,10} = \frac{0,86 \times 1,0 \times 113,9 \times 25}{1,10}$$

$$N_{\text{c,Sd}} = 35,24 \text{ kN} \leq N_{\text{c,Rd}} = 2226,22 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Verificação ao momento fletor:**FLM**

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{256/2}{17,3} = 7,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,74$$

$$\lambda = 7,39 < \lambda_p = 10,74$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{225}{10,7} = 21,02$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34$$

$$\lambda = 21,02 < \lambda_p = 106,34$$

(No caso dos perfis laminados é comum na Flambagem Local o $M_{Rk} = M_{pl}$).

$$M_{Rk} = M_{pl} = z_x f_y = 1224,4 \times 25 = 30610 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} \leq 1,5W_x f_y$$

$$30610 \text{ kNcm} \leq 1,5 \times 1095,1 \times 25 = 41066,25 \text{ kNcm}$$

$$\text{Adotar: } M_{Rk} = 30610 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{30610}{1,10} = 27827,27 \text{ kNcm}$$

$$M_{Sd} = 11470 \text{ kN} \times \text{cm} \leq M_{Rd} = 27827,27 \text{ kNcm}$$

FLT

- Considerando flexão em torno do **Eixo "X"**;
- Comprimento destravado igual a 3 m, devido à longarina de tapamento.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{300}{6,52} = 46,01$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78$$

$$\lambda = 46,01 < \lambda_p = 49,78$$

$$M_{Rk} = M_{pl} = z_x f_y = 1224,4 \times 25 = 30610 \text{ kNcm}$$

$M_{Rk} \leq 1,5 W_x f_y$ – Garantir que alcance o M_{Rk} sem ocorrer flambagem.

$$30610 \text{ kNcm} \leq 1,5 \times 1095,1 \times 25 = 41066,25 \text{ kNcm} \text{ – OK}$$

Adotar: $M_{Rk} = 30610 \text{ kNcm}$

$$M_{x,Sd} = 11470 \text{ kNcm} \leq M_{x,Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{30610}{1,10} = 27827,27 \text{ kNcm} \text{ OK}$$

Efeitos combinados:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{35,24}{2226,22} = 0,02 < 0,2$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{2 \times N_{c,Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{35,24}{2 \times 2226,22} + \left(\frac{11470}{27827,27} \right) \leq 1,0$$

$$0,42 \leq 1,0 \text{ OK}$$

Verificação à força cortante:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{225}{10,7} = 21,02$$

Deve-se supor o pilar, inicialmente, sem enrijecedores transversais. Assim, $k_v = 5,0$.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \times \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}} = 69,57$$

$$\lambda = 21,02 < \lambda_p = 69,57$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,60 A_w f_y$$

$$V_{Rk} = 0,60 \times (26 \times 1,07) \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 417,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = \frac{417,3}{1,10} = 379,36 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 28,84 \text{ kN} < V_{Rd} = 379,36 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

5.2.3 Ligações

Verificação da ligação rígida da viga com o pilar

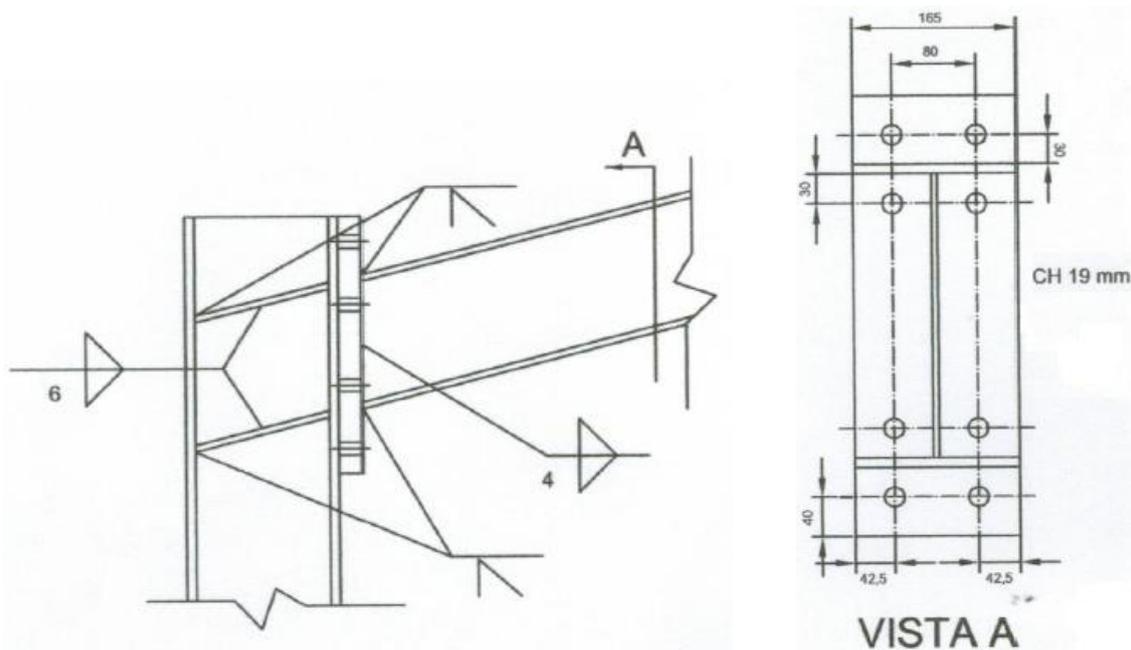


Figura 5.2: Ligação rígida viga – pilar.

Materiais:

ASTM A36: $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$ – para as chapas e perfis;

ASTM A325: $f_{yb} = 63,5 \text{ kN/cm}^2$, $f_{ub} = 82,5 \text{ kN/cm}^2$ – para os parafusos;

Eletrodo E70XX: $f_w = 48,5 \text{ kN/cm}^2$ – compatível com o aço ASTM A36.

Disposições construtivas:

Largura total dos enrijecedores = 165 mm (igual largura da mesa da viga);

Espessura dos enrijecedores = 9,7 mm (igual espessura da mesa da viga);

As dimensões da solda dos enrijecedores com a mesa do pilar são iguais às dimensões da solda da viga com a chapa de extremidade;

Dimensão mínima da perna do filete da solda da chapa de extremidade com a alma da viga:

$$t = 5,8 \text{ mm} < 6,30 \text{ mm} - d_{w,\text{mín}} = 3 \text{ mm}, \text{ logo o } d_w = 4 \text{ mm};$$

Dimensão mínima da perna do filete da solda do enrijecedor com a alma do pilar:

$$6,30 < t = 9,7 \text{ mm} < 12,5 \text{ mm} - d_{w,\min} = 5 \text{ mm}, \text{ logo o } d_w = 6 \text{ mm};$$

Diâmetro do Furo: $d_h = 19 + 1,5 + 2,0 = 22,5 \text{ mm}$.

Distância entre centros de furos:

$$3d_b = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \leq e_{ff} = \begin{cases} 69,7 \text{ mm} \\ 80 \text{ mm} \end{cases} \leq \begin{cases} 24 \times 19 = 456 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} - \text{OK}$$

Distância entre centros de furos e mesa da viga:

$$30 \text{ mm} \geq 1,35d_b = 1,35 \times 19 = 25,65 \text{ mm} - \text{OK}$$

Distância entre centros de furos e alma do pilar (pior caso em relação à alma da viga):

$$\frac{80 - 13}{2} = 33,5 \text{ mm} \geq 1,35 d_b = 25,65 \text{ mm} - \text{OK}$$

Distância dos furos às bordas:

$$1,25 d_b = 1,25 \times 19 = 23,75 \leq e_{fb} = \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 42,5 \text{ mm} \end{cases} \leq \begin{cases} 12 \times 19 = 228 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

A largura da chapa de extremidade será igual à largura da viga, a espessura será de 19,0 mm.

Verificação das mesas e da alma da viga aos esforços localizados:

- $M_{Sd} = 60,97 \text{ kNm}$;
- $N_{Sd} = 34,65 \text{ kN}$ (compressão);
- $V_{Sd} = 15,98 \text{ kN}$.

Mesa e enrijecedores superiores:

$$N_{t,Sd} = \frac{M_{Sd}}{h} - \frac{N_{Sd}}{2} = \frac{6097}{30,03} - \frac{34,65}{2} = 185,7 \text{ kN (mesa superior tracionada)}$$

$$N_{t,Rd} = \begin{cases} \frac{A_g f_y}{1,10} \\ \frac{A_e f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{(16,5 \times 9,7) \times 25}{1,10} = 3637,5 \text{ kN} \\ \frac{0,97 \times (16,5 - 2 \times 2 - 1,30) \times 40}{1,35} = 321,89 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{t,Sd} = 185,7 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 321,89 \text{ kN} - \text{OK}$$

Mesa e enrijecedores inferiores:

$$N_{c,Sd} = \frac{M_{Sd}}{h} + \frac{N_{Sd}}{2} = \frac{6097}{30,03} + \frac{34,65}{2} = 220,35 \text{ kN (mesa inferior comprimida)}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{165/2}{9,7} = 8,50$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,64 \sqrt{\frac{E k_c}{f_y}}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,64 \sqrt{\frac{20000 \times 0,56}{25}} = 13,54$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{291}{5,8}}} = 0,56$$

$$\frac{b}{t} = 8,50 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 13,54 - Q = 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{1,10} = \frac{1,0 \times 1,0 \times (16,5 \times 0,97) \times 25}{1,10} = 363,75 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 220,35 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 363,75 \text{ kN}$$

Alma com recorte

$$V_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 A_{gv} f_y}{1,10} \\ \frac{0,60 A_{nv} f_u}{1,35} \end{cases}$$

$$V_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 \times (31 \times 0,58) \times 25}{1,10} = 245,18 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \times (29,1 - 2 \times 2) \times 0,58 \times 40}{1,35} = 258,80 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{Sd} = 15,98 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 245,18 \text{ kN}$$

Verificação do cisalhamento nos parafusos:

$$F_{v,Sd} = \frac{15,98 \text{ kN}}{8} = 1,99 \text{ kN}$$

$$A_b = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{1,35}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \times 2,83 \times 82,5}{1,35} = 69,3 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = 1,99 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 69,3 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação da tração nos parafusos:

$$F_{t,Sd} = \frac{F_{Sd}}{n_t} = \frac{185,7}{4} = 46,43 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,67 A_{be} f_{ub}}{1,35}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,67 \times 0,75 \times 2,83 \times 82,5}{1,35} = 86,9 \text{ kN}$$

$$F_{t,Sd} = 46,43 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 86,9 \text{ kN}$$

Verificação da tração e cisalhamento combinados nos parafusos:

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{46,43}{86,9} \right)^2 + \left(\frac{1,99}{69,3} \right)^2 = 0,28 \leq 1,0 - \text{OK}$$

Verificação da pressão de contato na mesa do pilar (pior situação em relação à chapa de extremidade):

$$F_{c,Sd} = 1,99 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 l_f t f_u}{1,35} \\ \frac{2,4 d_b t f_u}{1,35} \end{cases}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times 2,88 \times 1,73 \times 40}{1,35} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 1,73 \times 40}{1,35} \end{cases}$$

$$l_f < \begin{cases} 69,7 - 22,5 = 47,2 \text{ mm} \\ 40 - 11,25 = 28,75 \text{ mm} \end{cases} - l_f = 28,75 \text{ mm} = 2,88 \text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} 177,15 \text{ kN} \\ 233,74 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 1,99 \text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 177,15 \text{ kN}$$

Verificação da flexão da chapa de extremidade devido ao efeito alavanca:

$a = 4 \text{ cm} > b = 3 \text{ cm}$ – procedimento de cálculo válido OK

$$M_{Sd} = F_{t,Sd} b = 46,43 \text{ kN} \times 3 \text{ cm} = 139,29 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$p \leq \begin{cases} 4,25 \text{ cm} \\ 3 + 0,5 \times 1,9 = 3,95 \text{ cm} \end{cases} + p \leq \begin{cases} \frac{8,0}{2} = 4,0 \text{ cm} \\ 3 + 0,5 \times 1,9 = 3,95 \text{ cm} \end{cases}$$

$$p = 3,95 + 3,95 = 7,9 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{p t^2 f_y}{4 \times 1,10}$$

$$M_{Rd} = \frac{7,9 \times 1,9^2 \times 25}{4 \times 1,10} = 162,03 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_{Sd} = 139,29 \text{ kN} \times \text{cm} \leq M_{Rd} = 162,03 \text{ kN} \times \text{cm} - \text{OK}$$

Verificação do cortante na alma do pilar:

A alma do pilar deve ser verificada à força cortante introduzida pelo momento solicitante de 220,35 kN somado à força cortante existente no pilar de 28,84 kN.

$$V_{Sd} = 220,35 \text{ kN} + 28,84 \text{ kN} = 249,19 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{320}{13} = 24,61$$

$$\frac{a}{h} = \frac{30,03}{32,0} = 0,93 \leq \left\{ \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2 \right\}^3 = 111,61 - k_v = 5 + \frac{5}{0,93^2} = 10,78$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{10,78 \times 20000}{25}} = 102,15$$

$$\lambda = 24,61 < \lambda_p = 102,15$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{1,10} = \frac{0,60 A_w f_y}{1,10} = \frac{0,60 \times (36,3 \times 1,3) \times 25}{1,10} = 643,5 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 249,19 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 643,5 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação dos enrijecedores:

A tração e compressão nos enrijecedores já foram verificadas, uma vez que os mesmos têm espessura e largura total igual às mesas da viga. É necessário verificar a capacidade de transferir as forças de cisalhamento para a alma do pilar.

$$F_{Sd} = \frac{220,35}{2} = 110,18 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 A_{gv} f_y}{1,10} \\ \frac{0,60 A_{nv} f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{0,60 \times 31,04 \times 25}{1,10} = 423,27 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \times 27,16 \times 40}{1,35} = 482,84 \text{ kN} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 32 \times 0,97 = 31,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 31,04 \text{ cm}^2 - 2 \times (2 \times 0,97) = 27,16 \text{ cm}^2$$

$$F_{Sd} = 110,18 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 423,27 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação das soldas:

- Verificação da solda entre a chapa de extremidade e a alma da viga;
- Verificação da solda entre a mesa da viga e a chapa de extremidade;
- Verificação da solda dos enrijecedores com a alma do pilar.

a) Verificação da solda entre a chapa de extremidade e a alma da viga:

Esforços solicitantes na solda

A força $F_{y,Sd} = 16,27 \text{ kN}$ (esforço cortante na viga), age no plano do grupo de solda gerando apenas tensões cisalhantes.

$$\tau_{w,Sd} = \sqrt{\tau_{w,x,Sd}^2 + \tau_{w,y,Sd}^2}$$

$$\tau_{w,x,Sd} = 0$$

$$\tau_{w,y,Sd} = \frac{F_{y,Sd}}{A_{ew}} + \frac{M_{z,Sd} x}{I_z} = \frac{16,27 \text{ kN}}{14,05 \text{ cm}^2} + 0 = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$a_w = 0,707 d_w$$

$$a_w = 0,707 \times 0,4 = 0,28 \text{ cm}$$

$$A_{ew} = \sum l_{wi} a_{wi}$$

$$A_{ew} = 2 \times 25,1 \times 0,28 = 14,05 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{w,Sd} = \sqrt{0 + 1,15^2} = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Também atuam tensões normais na solda da alma devido ao momento fletor e à carga axial, porém o valor do esforço axial é pequeno, pode-se fazer uma proporção com a tensão na mesa.

$$\sigma_{w,Sd} = \sigma_m \frac{h_w t_w}{h \times 2 \times a_w}$$

$$\sigma_{w,Sd} = \frac{220,35}{(16,5 \times 0,97)} \times \frac{(29,1 - 2 \times 2)}{30,03} \times \frac{0,58}{(2 \times 0,28)} = 11,91 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Solda de filete

$$\tau_{w,Rd} = \frac{0,6 f_w}{1,35}$$

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{0,6 f_w}{1,35}$$

$$\tau_{w,Sd} = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{w,Rd} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - \text{OK}$$

$$\sigma_{w,Sd} = 11,91 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{w,Rd} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - \text{OK}$$

$$\sqrt{\sigma_{w,Sd}^2 + \tau_{w,Sd}^2} \leq \frac{0,6 f_w}{1,35}$$

$$\sqrt{11,91^2 + 1,15^2} = 11,96 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 21,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - \text{OK}$$

Ruptura na região soldada

$$f_{w,res,Sd} = \sqrt{\sigma_{w,Sd}^2 + \tau_{w,Sd}^2} = 11,96 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$t \geq \frac{2,25 n a_w f_{w,res,Sd}}{m f_u}$$

- Na alma da viga:

$$t = 0,58 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,28 \times 11,96}{1 \times 40} = 0,37 \text{ cm} - \text{OK}$$

- Na chapa de extremidade:

$$t = 1,90 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,28 \times 11,96}{2 \times 40} = 0,18 \text{ cm} - \text{OK}$$

b) Verificação da solda entre a mesa da viga e a chapa de extremidade:

Foi utilizada solda de penetração total, portanto, como as mesas já foram verificadas à força normal (tração e compressão) e a área efetiva de solda é igual à área do metal base, não precisa verificar o metal de solda e metal de base. Também, como a espessura da chapa de extremidade de 19 mm é superior à espessura da mesa de 9,7 mm, não é necessária a verificação da ruptura na região da solda.

c) Verificação da solda dos enrijecedores com a alma do pilar:

Esforços solicitantes na solda

A força $F_{y,Sd} = 220,35 \text{ kN}$ (esforço cortante gerado pelo momento fletor), age no plano do grupo de solda gerando apenas tensões cisalhantes.

$$\tau_{w,Sd} = \sqrt{\tau_{w,x,Sd}^2 + \tau_{w,y,Sd}^2}$$

$$\tau_{w,x,Sd} = 0$$

$$\tau_{w,y,Sd} = \frac{F_{y,Sd}}{A_{ew}} + \frac{M_{z,Sd} x}{I_z} = \frac{220,35 \text{ kN}}{23,52 \text{ cm}^2} + 0 = 9,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$a_w = 0,707d_w = 0,707 \times 0,6 = 0,42 \text{ cm}$$

$$A_{ew} = \sum l_{wi} a_{wi} = 2 \times (32 - 2 \times 2) \times 0,42 = 23,52 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{w,Sd} = \sqrt{0 + 9,36^2} = 9,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Solda de filete

$$\tau_{w,Sd} = 9,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{w,Rd} = \frac{0,6 \times f_w}{1,35} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - \text{OK}$$

Ruptura na região soldada

$$f_{w,res,Sd} = \sqrt{\sigma_{w,Sd}^2 + \tau_{w,Sd}^2} = \sqrt{0^2 + 9,36^2} = 9,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- No enrijecedor:

$$t \geq \frac{2,25 n a_w f_{w,res,Sd}}{m f_u}$$

$$t = 0,97 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,42 \times 9,36}{1 \times 40} = 0,44 \text{ cm} - \text{OK}$$

- Na alma do pilar:

$$t = 1,3 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 4 \times 0,42 \times 9,36}{2 \times 40} = 0,44 \text{ cm} - \text{OK}$$

Verificação da região nodal de emenda de vigas:

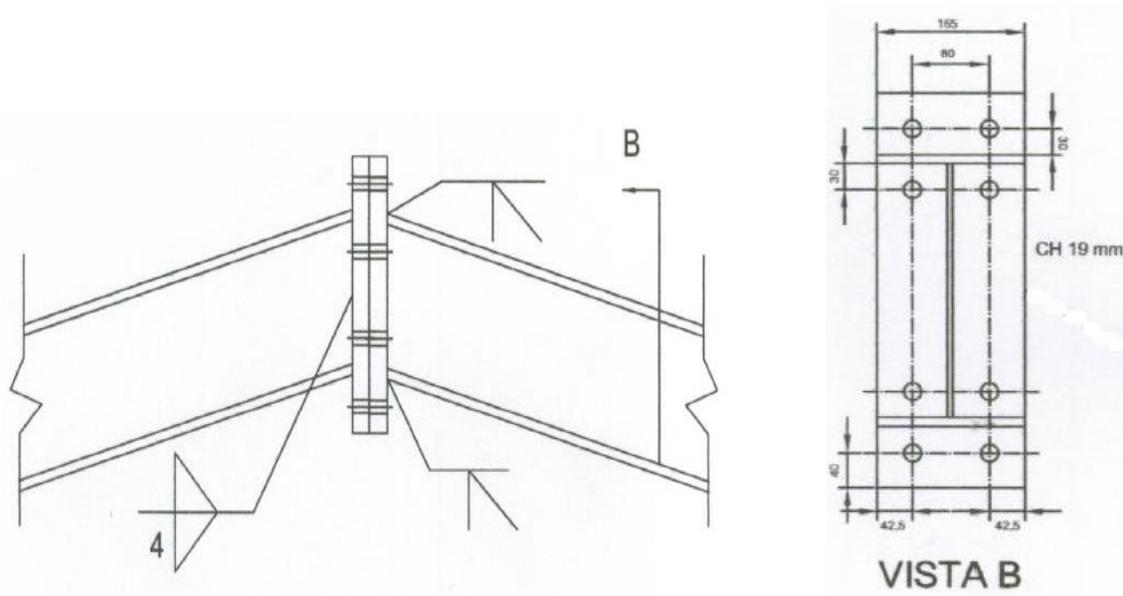


Figura 5.3: Ligação rígida emenda de vigas.

Materiais:

ASTM A36: $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$ – para as chapas e perfis;

ASTM A325: $f_{yb} = 63,5 \text{ kN/cm}^2$, $f_{ub} = 82,5 \text{ kN/cm}^2$ – para os parafusos;

Eletrodo E70XX: $f_w = 48,5 \text{ kN/cm}^2$ – compatível com o aço ASTM A36.

Disposições construtivas:

Dimensão mínima da perna do filete da solda da chapa de extremidade com a alma da viga:

$$t = 5,8 \text{ mm} < 6,30 \text{ mm} - d_{w,\text{mín}} = 3 \text{ mm}, \text{ logo o } d_w = 4 \text{ mm};$$

$$\text{Diâmetro do Furo: } d_h = 19 + 1,5 + 2,0 = 22,5 \text{ mm.}$$

Distância entre centros de furos:

$$3d_b = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \leq e_{\text{ff}} = \begin{cases} 69,7 \text{ mm} \\ 80 \text{ mm} \end{cases} \leq \begin{cases} 24 \times 12,7 = 304,8 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} - \text{OK}$$

Distância entre centros de furos e mesa da viga:

$$30 \text{ mm} \geq 1,35 d_b = 1,35 \times 1,9 = 25,65 \text{ mm} - \text{OK}$$

Distância entre centros de furos e alma do pilar (pior caso em relação à alma da viga):

$$\frac{80 - 13}{2} = 33,5 \text{ mm} \geq 1,35 d_b = 25,65 \text{ mm} - \text{OK}$$

Distância dos furos às bordas:

$$1,25 d_b = 1,25 \times 19 = 23,75 \leq e_{\text{fb}} = \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 42,5 \text{ mm} \end{cases} \leq \begin{cases} 12 \times 12,7 = 152,4 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Verificação das mesas e da alma da viga aos esforços localizados

- $M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = (1,0 \times +9,3) + (1,0 \times -7,5) = 1,80 \text{ kNm};$
- $N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} = (1,0 \times 42,15) + (1,0 \times -4,95) = 37,2 \text{ kN (tração)};$
- $V_{Sd} = V_{nt} + V_{lt} = (7,57) + (-0,81) = 6,76 \text{ kN.}$

Mesa superior:

$$N_{c,Sd} = \frac{M_{Sd}}{h} - \frac{N_{Sd}}{2} = \frac{1,80}{30,03} - \frac{37,2}{2} = -18,54 \text{ kN (mesa superior comprimida)}$$

$$Q = Q_s$$

$$\frac{b}{t} = \frac{165/2}{9,7} = 8,50$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,64 \sqrt{\frac{Ek_c}{f_y}} = 0,64 \sqrt{\frac{20000 \times 0,56}{25}} = 13,54$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{291}{5,8}}} = 0,56$$

$$\frac{b}{t} = 8,50 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 13,54 - Q = 1,0$$

$\chi = 1,0$ (a alma restringe a flambagem global da mesa)

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{1,10} = \frac{1,0 \times 1,0 \times (16,5 \times 0,97) \times 25}{1,10} = 363,75 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 18,54 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 363,75 \text{ kN}$$

Mesa inferior:

$$N_{t,Sd} = \frac{M_{Sd}}{h} + \frac{N_{Sd}}{2} = \frac{1,80}{30,03} + \frac{37,2}{2} = 18,65 \text{ kN (mesa inferior tracionada)}$$

$$N_{t,Rd} = \begin{cases} \frac{A_g f_y}{1,10} \\ \frac{A_e f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{(16,5 \times 9,7) \times 25}{1,10} = 3637,5 \text{ kN} \\ \frac{0,97 \times (16,5 - 2 \times 2 - 1,30) \times 40}{1,35} = 321,89 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{t,Sd} = 18,65 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 321,89 \text{ kN} - \text{OK}$$

Alma com recorte:

$$V_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 A_{gv} f_y}{1,10} \\ \frac{0,60 A_{nv} f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{0,60 \times (31 \times 0,58) \times 25}{1,10} = 245,18 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \times (29,1 - 2 \times 2) \times 0,58 \times 40}{1,35} = 258,80 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{Sd} = 6,76 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 245,18 \text{ kN}$$

Verificação do cisalhamento nos parafusos:

$$F_{v,Sd} = \frac{6,76 \text{ kN}}{8} = 0,85 \text{ kN}$$

$$A_b = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{1,35} = \frac{0,4 \times 2,83 \times 82,5}{1,35} = 69,3 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = 0,85 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 69,3 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação da tração nos parafusos:

$$F_{t,Sd} = \frac{F_{Sd}}{n_t} = \frac{18,65}{4} = 4,66 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,67 A_{be} f_{ub}}{1,35} = \frac{0,67 \times 0,75 \times 2,83 \times 82,5}{1,35} = 86,9 \text{ kN}$$

$$F_{t,Sd} = 4,66 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 86,9 \text{ kN}$$

Verificação da tração e cisalhamento combinados nos parafusos:

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = \left(\frac{4,66}{86,9}\right)^2 + \left(\frac{0,85}{69,3}\right)^2 = 0,003 \leq 1,0 - \text{OK}$$

Verificação da pressão de contato na chapa de extremidade:

$$F_{c,Sd} = 0,85 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 l_f t f_u}{1,35} \\ \frac{2,4 d_b t f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{1,2 \times 2,88 \times 1,9 \times 40}{1,35} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 1,9 \times 40}{1,35} \end{cases}$$

$$l_f < \begin{cases} 69,7 - 22,5 = 47,2 \text{ mm} \\ 40 - 11,25 = 28,75 \text{ mm} \end{cases} - l_f = 28,75 \text{ mm} = 2,88 \text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} 194,56 \text{ kN} \\ 256,71 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 0,85 \text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 194,56 \text{ kN}$$

Verificação da flexão da chapa de extremidade devido ao efeito alavanca:

$$a = 4 \text{ cm} > b = 3 \text{ cm} - \text{procedimento de cálculo válido OK}$$

$$M_{Sd} = F_{t,Sd} b = 18,65 \times 3 = 55,95 \text{ kNcm}$$

$$p \leq \begin{cases} 4,25 \text{ cm} \\ 3 + 0,5 \times 1,9 = 3,95 \text{ cm} \end{cases} + p \leq \begin{cases} \frac{8,0}{2} = 4,0 \text{ cm} \\ 3 + 0,5 \times 1,9 = 3,95 \text{ cm} \end{cases}$$

$$p = 3,95 + 3,95 = 7,9 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{7,9 \times 1,9^2 \times 25}{4 \times 1,10} = 162,03 \text{ kNcm}$$

$$M_{Sd} = 55,95 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = 162,03 \text{ kNcm} - \text{OK}$$

Verificação das soldas:

- a) Verificação da solda entre a chapa de extremidade e a alma da viga;
- b) Verificação da solda entre a mesa da viga e a chapa de extremidade.

a) Verificação da solda entre a chapa de extremidade e a alma da viga:

Esforços solicitantes na solda

A força $F_{y,Sd} = 6,76 \text{ kN}$ (esforço cortante na viga), age no plano do grupo de solda gerando apenas tensões cisalhantes.

$$\tau_{w,Sd} = \sqrt{\tau_{w,x,Sd}^2 + \tau_{w,y,Sd}^2}$$

$$\tau_{w,x,Sd} = 0$$

$$\tau_{w,y,Sd} = \frac{F_{y,Sd}}{A_{ew}} + \frac{M_{z,Sd} \times}{I_z} = \frac{6,76 \text{ kN}}{14,05 \text{ cm}^2} + 0 = 0,481 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$a_w = 0,707 \quad d_w = 0,707 \times 0,4 = 0,28 \text{ cm}$$

$$A_{ew} = \sum l_{wi} a_{wi} = 2 \times 25,1 \times 0,28 = 14,05 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{w,Sd} = \sqrt{0 + 0,481^2} = 0,481 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Também atuam tensões normais na solda da alma devido ao momento fletor e à carga axial, porém o valor do esforço axial é pequeno, pode-se fazer uma proporção com a tensão na mesa.

$$\sigma_{w,Sd} = \sigma_m \frac{h_w}{h} \frac{t_w}{2 a_w}$$

$$\sigma_{w,Sd} = \frac{18,65}{(16,5 \times 0,97)} \times \frac{(29,1 - 2 \times 2)}{30,03} \times \frac{0,58}{(2 \times 0,28)} = 1,008 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Solda de filete

$$\tau_{w,Sd} = 0,481 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{w,Rd} = \frac{0,6 \times f_w}{1,35} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - \text{OK}$$

$$\sigma_{w,Sd} = 1,008 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{w,Rd} = \frac{0,6 \times f_w}{1,35} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - \text{OK}$$

$$\sqrt{\sigma_{w,Sd}^2 + \tau_{w,Sd}^2} = \sqrt{1,008^2 + 0,481^2} = 1,11 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{0,6 \times f_w}{1,35} = 21,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - \text{OK}$$

Ruptura na região soldada

$$f_{w,res,Sd} = \sqrt{\sigma_{w,Sd}^2 + \tau_{w,Sd}^2} = 1,11 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- Na alma da viga:

$$t \geq \frac{2,25 \cdot n \cdot a_w \cdot f_{w,res,Sd}}{m \cdot f_u}$$

$$t = 0,58 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,28 \times 1,11}{1 \times 40} = 0,03 \text{ cm} - \text{OK}$$

- Na chapa de extremidade:

$$t = 1,9 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,28 \times 1,11}{2 \times 40} = 0,02 \text{ cm} - \text{OK}$$

b) Verificação da solda entre a mesa da viga e a chapa de extremidade:

Foi utilizada solda de penetração total, portanto, como as mesas já foram verificadas à força normal (tração e compressão) e a área efetiva de solda é igual à área do metal base, não precisa verificar o metal de solda e metal de base. Também, como a espessura da chapa de extremidade de 12,7 mm é superior à espessura da mesa de 9,7 mm, não é necessária a verificação da ruptura na região da solda.

Verificação do cisalhamento nos parafusos:

$$F_{v,Sd} = \frac{0,94 \text{ kN}}{2 \times 1} = 0,47 \text{ kN} - \text{parafusos com apenas 01 plano de corte}$$

$$A_b = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{1,35} = \frac{0,4 \times 2,83 \times 82,5}{1,35} = 69,3 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = 0,47 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 69,3 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação da pressão de contato na alma do pilar:

$$F_{c,Sd} = \frac{0,94 \text{ kN}}{2 \times 1} = 0,47 \text{ kN} - \text{parafusos com apenas 01 plano de corte}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 l_f t f_u}{1,35} \\ \frac{2,4 d_b t f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{1,2 \times 3,75 \times 1,3 \times 40}{1,35} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 1,3 \times 40}{1,35} \end{cases}$$

$$l_f < \{ 60 - 22,5 = 37,50 \text{ mm} - l_f = 3,75 \text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} 173,33 \text{ kN} \\ 175,64 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 0,47 \text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 173,33 \text{ kN}$$

Verificação da pressão de contato na cantoneira:

$$F_{c,Sd} = \frac{0,94 \text{ kN}}{2 \times 1} = 0,47 \text{ kN} - \text{parafusos com apenas 01 plano de corte}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 l_f t f_u}{1,35} \\ \frac{2,4 d_b t f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{1,2 \times 1,88 \times 0,635 \times 40}{1,35} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 0,635 \times 40}{1,35} \end{cases}$$

$$l_f < \begin{cases} 60 - 22,50 = 37,50 \text{ mm} \\ 30 - 11,25 = 18,75 \text{ mm} \end{cases} - l_f = 18,75 \text{ mm} = 1,88 \text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} 42,44 \text{ kN} \\ 85,79 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 0,47 \text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 42,44 \text{ kN}$$

Verificação do colapso por rasgamento na cantoneira:

$$F_{Sd} = \frac{0,94}{2} = 0,47 \text{ kN} - 02 \text{ cantoneiras}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,60A_{nv}f_u + C_{ts}A_{nt}f_u}{1,35} \\ \frac{0,60A_{gv}f_y + C_{ts}A_{nt}f_u}{1,35} \end{cases}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 \times 3,56 \times 40 + 1 \times 0,93 \times 40}{1,35} = 90,8 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \times 5,71 \times 25 + 1 \times 0,93 \times 40}{1,35} = 91 \text{ kN} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,635 \times (12 - 3) = 5,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 5,71 \text{ cm}^2 - 1,5 \times (2,25 \times 0,635) = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 0,635 \times (2,6 - 0,5 \times 2,25) = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$F_{Sd} = 0,47 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 90,8 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação do cisalhamento na cantoneira:

$$F_{Sd} = \frac{0,94}{2} = 0,47 \text{ kN} - 02 \text{ cantoneiras}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,60A_{gv}f_y}{1,10} \\ \frac{0,60A_{nv}f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{0,60 \times 7,62 \times 25}{1,10} = 103,9 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \times 4,76 \times 40}{1,35} = 84,62 \text{ kN} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,635 \times 12 = 7,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 7,62 \text{ cm}^2 - 2 \times (0,635 \times 2,25) = 4,76 \text{ cm}^2$$

$$F_{Sd} = 0,47 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 84,62 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação da solda na alma da longarina:**Disposições construtivas**

Dimensão mínima da perna do filete:

$$t = 5,08 \text{ mm} \leq 6,30 \text{ mm} - d_w = 5 \text{ mm} \geq d_{w,\min} = 3 \text{ mm};$$

Dimensão máxima da perna do filete: $d_w = 5 \text{ mm} \leq t = 5,08 \text{ mm}$.

Esforços solicitantes na solda

Obs.: Devido à força que age no grupo de solda $F_{y,Sd}$, e ao momento gerado pela excentricidade dessa força em relação do grupo de solda $M_{z,Sd}$, surgem apenas tensões cisalhantes.

$$\tau_{w,Sd} = \sqrt{\tau_{w,x,Sd}^2 + \tau_{w,y,Sd}^2}$$

$$a_w = 0,707 d_w = 0,707 \times 0,5 = 0,35 \text{ cm}$$

$$A_{ew} = \sum l_{wi} a_{wi} = 12 \times 0,35 + 2 \times (6,62 \times 0,35) = 8,83 \text{ cm}^2$$

$$x_{cg} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{0 + 2 \times \left(\frac{6,62}{2}\right) \times (6,62 \times 0,35)}{(12 \times 0,35) + 2 \times (6,62 \times 0,35)} = \frac{15,33}{8,83} = 1,73 \text{ cm}$$

$$I_z = I_x + I_y$$

$$I_x = \frac{0,35 \times 12^3}{12} + 2 \times (6,62 \times 0,35) \times \left(\frac{12}{2}\right)^2 = 217,22 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times \frac{0,35 \times 6,62^3}{12} + 2 \times 6,62 \times 0,35 \times \left(\frac{6,62}{2} - 1,73\right)^2 + 12 \times 0,35 \times 1,73^2 = 41,06 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 217,22 \text{ cm}^4 + 41,06 \text{ cm}^4 = 258,28 \text{ cm}^4$$

$$F_{x,Sd} = 0$$

$$F_{y,Sd} = \frac{0,94}{2} = 0,47 \text{ kN} - 02 \text{ cantoneiras}$$

$$M_{z,Sd} = F_{y,Sd} d = 0,47 \times (7,62 - 1,73) = 0,47 \times 5,89 = 2,76 \text{ kNcm}$$

$$\tau_{w,x,Sd} = \frac{F_{x,Sd}}{A_{ew}} + \frac{M_{z,Sd} y}{I_z} = 0 + \frac{2,76 \times 6}{258,28} = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{w,y,Sd} = \frac{F_{y,Sd}}{A_{ew}} + \frac{M_{z,Sd} x}{I_z} = \frac{0,47}{8,83} + \frac{2,76 \times 4,89}{258,28} = 0,11 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{w,Sd} = \sqrt{0,06^2 + 0,11^2} = 0,125 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Solda de filete

$$\tau_{w,Sd} = 0,125 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{w,Rd} = \frac{0,6 \times f_w}{1,35} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - \text{OK}$$

Ruptura na região soldada

$$f_{w,res,Sd} = \sqrt{\sigma_{w,Sd}^2 + \tau_{w,Sd}^2} = 0,125 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$t \geq \frac{2,25 n a_w f_{w,res,Sd}}{m f_u}$$

$$t = 0,508 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,35 \times 0,125}{1 \times 40} = 0,005 \text{ cm} - \text{OK}$$

Verificação da base de pilar engastada:

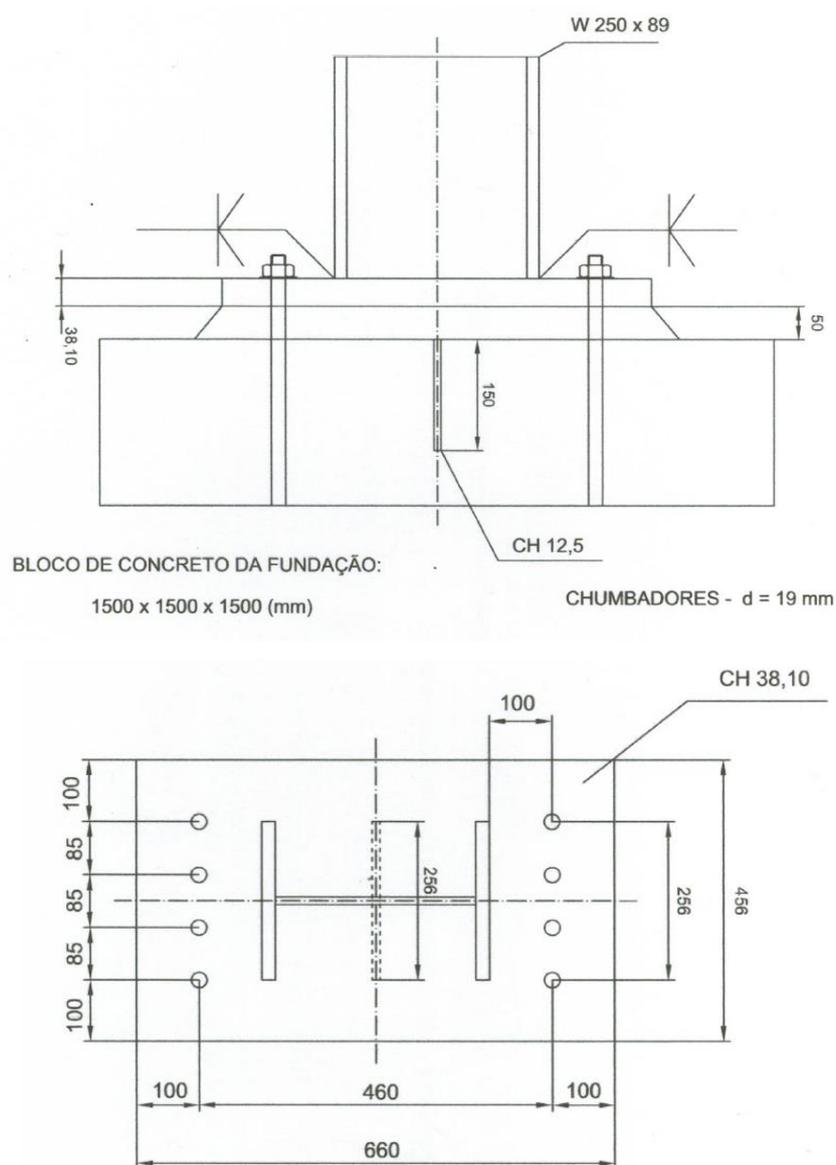


Figura 5.5: Base de pilar engastada.

Os esforços estão indicados em valores de cálculo e referem-se à face inferior da placa de base.

Hipótese 1: tração máxima.

$$N_{t,Sd} = 21,53 \text{ kN};$$

$$M_{Sd} = 110 \text{ kNm};$$

$$V_{Sd} = 27,9 \text{ kN}.$$

Hipótese 2: compressão máxima.

$$N_{c,Sd} = -35,24 \text{ kN};$$

$$M_{Sd} = 114,7 \text{ kNm};$$

$$V_{Sd} = 28,84 \text{ kN}.$$

Hipótese 3: momento fletor máximo.

$$N_{c,Sd} = -35,24 \text{ kN};$$

$$M_{Sd} = 114,7 \text{ KNm};$$

$$V_{Sd} = 28,84 \text{ kN}.$$

A Hipótese 3 – momento fletor máximo, não necessita ser verificada, pois coincide com a Hipótese 2 – compressão máxima.

Materiais:

Chumbadores

$$\text{ASTM A36: } f_{yb} = 25 \text{ kN/cm}^2, f_{ub} = 40 \text{ kN/cm}^2;$$

Placa de base e barra de cisalhamento

$$\text{USI CIVIL 350: } f_y = 35 \text{ kN / cm}^2, f_u = 50 \text{ kN/cm}^2;$$

Eletrodo E70XX:

$$f_w = 48,5 \text{ kN/cm}^2, \text{ compatível com aço USI CIVIL 350};$$

Concreto do bloco de fundação com $f_{ck,bloco} = 20 \text{ MPa}$;

Argamassa de enchimento com $f_{ck,enc} = 30 \text{ MPa}$.

Disposições construtivas:

Chumbadores:

- Diâmetro: $19 \text{ mm} \leq d_{ch} = 19 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm}$ OK;
- Dimensões: $h_2 = 150 \text{ mm}$, $r_1 = 175 \text{ mm}$, $r_2 = 50 \text{ mm}$, $d_f = 33 \text{ mm}$;

- Arruela especial: espessura = 9,5 mm, dimensões: 50 mm x 50 mm, além da arruela normal de 4 mm;
- Chumbadores de cada lado da placa: $nt = 4 \geq 2$;
- Comprimento de ancoragem: $h_a = 350 \text{ mm} \geq 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$.

Placa de Base:

- Dimensões:
 $d = 260 \text{ mm} \leq H = 660 \text{ mm} \leq d + 4 \times a_1 = 260 + 4 \times 100 = 660 \text{ mm OK};$
 $b_f = 256 \text{ mm} \leq B = 456 \text{ mm} \leq b_f + 2 \times a_1 = 256 + 2 \times 100 = 456 \text{ mm OK};$
 $t_{pb} = 38,10 \text{ mm} \geq 19 \text{ mm OK}.$
- Distância entre centro de furo e borda e entre centro de furo e a mesa do pilar:
 $a_1 = 100 \text{ mm} \geq 2d_{ch} = 38 \text{ mm OK};$
- Distância entre centros dos furos:
 $a_2 = 85,3 \text{ mm} \geq 4d_{ch} = 76 \text{ mm OK};$
 $a_3 = 460 \text{ mm} \geq 4d_{ch} = 76 \text{ mm OK}.$

Bloco de concreto:

$$f_{ck,bloco} = 20 \text{ MPa} \geq 20 \text{ MPa OK}$$

Enchimento:

Altura $a_g = 50 \text{ mm}$ para $d_{ch} < 25 \text{ mm}$

$$f_{ck,enc} = 30 \text{ MPa} \geq 1,5 \times 20 \text{ MPa} = 30 \text{ MPa OK}$$

Barra de Cisalhamento:

$$\text{Altura } h_{bc} = 150 \text{ mm} \geq 2 \times a_g = 100 \text{ mm OK}$$

Solicitações na Base:

Hipótese 1 – Força de tração máxima:

$$\text{Excentricidade } e = \left| \frac{M_{Sd}}{N_{t,Sd}} \right| = \left| \frac{11000 \text{ kN} \times \text{cm}}{21,53 \text{ kN}} \right| = 510,9 \text{ cm}$$

$$e_{crit} = h_t = 230 \text{ mm} = 23 \text{ cm} - \text{Distância do centro até o chumbador.}$$

$$e = 510,9 \text{ cm} > e_{crit} = 23 \text{ cm}$$

$$Y = h_t + \frac{H}{2} - \sqrt{\Delta}$$

$$\Delta = \left(h_t + \frac{H}{2} \right)^2 - \left(\frac{2N_{t,Sd}(e - h_t)}{B\sigma_{c,Rd}} \right)$$

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n}$$

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{2,0}{1,4 \times 1,4} = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta = \left(23 + \frac{66}{2} \right)^2 - \left(\frac{2 \times 21,53 \times (510,9 - 23)}{45,6 \times 1,02} \right) = 2684,31 > 0$$

$$Y = 23 + \frac{66}{2} - \sqrt{2684,31} = 4,18 \text{ cm}$$

$$\Sigma F_{t,Sd} = \sigma_{c,Rd} (YB) + N_{t,Sd}$$

$$\Sigma F_{t,Sd} = 1,02 \times (4,18 \times 45,6) + 21,53 = 215,95 \text{ kN}$$

(Força de tração no conjunto de chumbadores de um dos lados da placa).

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{(\Sigma F_{t,Sd} - N_{t,Sd})}{YB}$$

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{215,95 - 21,53}{4,18 \times 45,6} = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

(Tensão de compressão solicitante no concreto).

Hipótese 2 – Força de compressão máxima:

$$\text{Excentricidade } e = \left| \frac{M_{Sd}}{N_{c,Sd}} \right| = \left| \frac{11470 \text{ kN} \times \text{cm}}{35,24 \text{ kN}} \right| = 325,48 \text{ cm}$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{1}{2} \left(H - \frac{N_{c,Sd}}{B\sigma_{c,Rd}} \right)$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{1}{2} \left(66 - \frac{35,24}{45,6 \times 1,02} \right) = 32,62 \text{ cm}$$

$$e = 325,48 \text{ cm} > e_{\text{crit}} = 32,62 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{2,0}{1,4 \times 1,4} = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta = \left(h_t + \frac{H}{2} \right)^2 - \left(\frac{2N_{c,Sd}(e + h_t)}{B\sigma_{c,Rd}} \right)$$

$$\Delta = \left(23 + \frac{66}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times 35,24 \times (325,48 + 23)}{45,6 \times 1,02}\right) = 2642,3 > 0$$

$$Y = h_t + \frac{H}{2} - \sqrt{\Delta}$$

$$Y = 23 + \frac{66}{2} - \sqrt{2642,3} = 4,59 \text{ cm}$$

$$\Sigma F_{t,Sd} = \sigma_{c,Rd} (YB) - N_{c,Sd}$$

$$\Sigma F_{t,Sd} = 1,02 (4,59 \times 45,6) - 35,24 = 178,25 \text{ kN}$$

(Força de tração no conjunto de chumbadores de um dos lados da placa).

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{(\Sigma F_{t,Sd} + N_{c,Sd})}{YB}$$

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{178,25 + 35,24}{4,59 \times 45,6} = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

(Tensão de compressão solicitante no concreto).

Verificação do concreto:

$$\sigma_{c,Sd} = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{c,Rd} = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

$$\sigma_{bc,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} = \frac{2,0}{1,4 \times 1,4} = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{bc,Sd} = \frac{V_{bc,Sd}}{b_{bc} (h_{bc} - a_g)}$$

$$\sigma_{bc,Sd} = \frac{28,84}{25,6 \times (15 - 5)} = 0,112 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{bc,Sd} = 0,112 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{bc,Rd} = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

Dimensões do bloco de concreto:

$$H_b = 150 \text{ cm} \geq H + 11 \times d_{ch} = 66 + 11 \times 1,9 = 86,9 \text{ cm}$$

$$B_b = 150 \text{ cm} \geq B + 11 \times d_{ch} = 45,6 + 11 \times 1,9 = 66,6 \text{ cm}$$

$$A_b = 150 \text{ cm} \geq \begin{cases} h_a + 20 \text{ cm} = 25 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 45 \text{ cm} \\ H_b = 150 \text{ cm} \end{cases}$$

Verificação dos chumbadores à tração:

$$\Sigma F_{t,Sd} = 215,95 \text{ kN}$$

(Força de Tração no conjunto de chumbadores de um dos lados da placa).

$$\Sigma F_{t,esc,Rd} = \frac{n_t A_g f_y}{1,10}$$

$$A_g = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$F_{t,esc,Rd} = \frac{4 \times 2,83 \times 25}{1,10} = 257,27 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{t,Sd} = 215,95 \text{ kN} \leq \Sigma F_{t,esc,Rd} = 257,27 \text{ kN OK}$$

$$\Sigma F_{t,rup,Rd} = \frac{n_t A_e f_u}{1,35}$$

$$A_e = 0,75A_g = 0,75 \times 2,83 = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$F_{t,rup,Rd} = \frac{4 \times 2,12 \times 40}{1,35} = 251,25 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{t,Sd} = 215,95 \text{ kN} \leq \Sigma F_{t,rup,Rd} = 251,25 \text{ kN OK}$$

Ruptura do concreto:

$$\Sigma F_{t,Rd,rc} = \frac{0,08A_{rc}\sqrt{f_{ck}}}{1,4\sqrt[3]{h_a}}$$

$$A_{rc} = 2 \left(c_2 + \frac{c_4}{2} \right) (c_1 + c_3) + (n_t - 2) c_4 (c_1 + c_3)$$

Dist. do centro ao chumbador – $h_t = 230 \text{ mm} = 23 \text{ cm}$

$$c_1 \leq \begin{cases} (0,5 H_b) - h_t = 0,5 \times 150 - 23 = 52 \text{ cm} \\ 1,5h_a = 1,5 \times 35 = 52,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$c_2 \leq \begin{cases} (0,5 (B_b - B + 2 a_1)) = 0,5 \times (150 - 45,6 + 2 \times 10) = 62,2 \text{ cm} \\ 1,5h_a = 1,5 \times 35 = 52,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$c_3 \leq \begin{cases} h_t = 23 \text{ cm} \\ 1,5h_a = 52,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$c_4 \leq \begin{cases} a_2 = 8,53 \text{ cm} \\ 3,0h_a = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{rc} = 2 \times \left(52,5 + \frac{8,53}{2} \right) \times (52 + 23) + (4 - 2) \times 8,53 \times (52 + 23)$$

$$A_{rc} = 9794,25 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma F_{t,Rd,rc} = \frac{0,08 \times 9794,25 \times \sqrt{2}}{1,4 \sqrt[3]{35}} = 241,96 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{t,Sd} = 215,95 \text{ kN} \leq \Sigma F_{t,Rd,rc} = 241,96 \text{ kN OK}$$

Verificação da placa de base:

$$t_{pb} = 38,1 \text{ mm} \geq 19 \text{ mm.}$$

$$M_{pb,Rd} = \frac{t_{pb}^2 f_y}{4 \times 1,10}$$

$$M_{pb,Rd} = \frac{3,81^2 \times 35}{4 \times 1,10} = 115,46 \frac{\text{kN} \times \text{cm}}{\text{cm}}$$

Momento fletor provocado pela compressão no concreto.

$$m_1 = \frac{H - 0,95d}{2}$$

$$m_1 = \frac{66 - 0,95 \times 26}{2} = 20,65 \text{ cm}$$

$$Y = 4,18 \text{ cm} - \text{Hipótese 1}$$

$$Y = 4,59 \text{ cm} - \text{Hipótese 2}$$

$$Y < m_1$$

$$m = \sqrt{2Ym_1 - Y^2}$$

$$m = \sqrt{2 \times 4,18 \times 20,65 - 4,18^2} = 12,45 \text{ cm}$$

$$m = \sqrt{2 \times 4,59 \times 20,65 - 4,59^2} = 12,98 \text{ cm}$$

$$M_{pb,c,Sd} = \sigma_{c,Sd} \frac{m^2}{2}$$

$$M_{pb,c,Sd} = 1,02 \times \frac{12,98^2}{2} = 85,92 \frac{\text{kNcm}}{\text{cm}}$$

$$M_{pb,c,Sd} = 85,92 \frac{\text{kNcm}}{\text{cm}} \leq M_{pb,Rd} = 115,46 \frac{\text{kNcm}}{\text{cm}} \text{ OK}$$

Momento fletor provocado pela tração nos chumbadores.

$$\Sigma p_i \leq \begin{cases} n_t (2a_1 + d_{ch}) = 4 \times (2 \times 10 + 1,9) = 87,6 \text{ cm} \\ B = 45,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Sigma p_i = 45,6 \text{ cm}$$

$$M_{pb,t,Sd} = \frac{\Sigma F_{t,Sd} a_1}{\Sigma p_i}$$

$$M_{pb,t,Sd} = \frac{\Sigma F_{t,Sd} a_1}{\Sigma p_i} = \frac{215,95 \text{ kN} \cdot 10 \text{ cm}}{45,6 \text{ cm}} = 47,35 \frac{\text{kNcm}}{\text{cm}}$$

$$M_{pb,t,Sd} = 47,35 \frac{\text{kNcm}}{\text{cm}} \leq M_{pb,Rd} = 115,46 \frac{\text{kNcm}}{\text{cm}}$$

Verificação dos esforços horizontais:**Hipótese 1 – força de tração máxima.**

$$V_{atrito} = 0$$

$$V_{bc,Sd} = V_{Sd} - V_{atrito} = 27,9 \text{ kN} - 0 = 27,9 \text{ kN}$$

Hipótese 2 – força de compressão máxima.

$$V_{atrito} \leq \begin{cases} 0,7 \mu N_{c,Sd} = 0,7 \times 0,55 \times 35,24 = 13,56 \text{ kN} \\ 0,2 f_{ck} YB = 0,2 \times 2,0 \times 4,16 \times 45,6 = 76,04 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{bc,Sd} = V_{Sd} - V_{atrito} = 28,84 \text{ kN} - 13,56 \text{ kN} = 15,28 \text{ kN}$$

Barra de cisalhamento:

$$h_{bc} = 150 \text{ mm}$$

$$b_{bc} = 256 \text{ mm}$$

$$t_{bc} = 12,5 \text{ mm}$$

$$V_{bc,Sd} = 27,9 \text{ kN} \text{ (hipótese 1)}$$

$$M_{bc,Sd} = V_{bc,Sd} c_{bc}$$

$$c_{bc} = a_g + \frac{(h_{bc} - a_g)}{2}$$

$$c_{bc} = 5 + \frac{(15 - 5)}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$M_{bc,Sd} = 27,9 \text{ kN} \times 10 \text{ cm} = 279 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_{bc,Rd} = \frac{b_{bc} t_{bc}^2 f_y}{4 \times 1,10}$$

$$M_{bc,Rd} = \frac{25,6 \text{ cm} \times (1,25 \text{ cm})^2 \times 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{4 \times 1,10} = 319,42 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_{bc,Sd} = 279 \text{ kN} \times \text{cm} \leq M_{bc,Rd} = 319,42 \text{ kN} \times \text{cm} \quad \text{OK}$$

$$V_{bc,Rd} = \frac{0,6 b_{bc} t_{bc} f_y}{1,10}$$

$$V_{bc,Rd} = \frac{0,6 \times 25,6 \text{ cm} \times 1,25 \text{ cm} \times 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10} = 613,29 \text{ kN}$$

$$V_{bc,Sd} = 27,9 \text{ kN} \leq V_{bc,Rd} = 613,29 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Verificação das soldas:

Nas regiões onde foram usadas soldas de penetração total, as chapas já foram verificadas.

5.2.4 Terças, longarinas e tirantes

Terças

- Carga Permanente + Sobrecarga = Flexão oblíqua com $\theta = 15^\circ$;
- Vento = Flexão Simples;
- Largura de influência 2 m (espaçamento entre terças);
- Serão utilizadas duas linhas de tirantes, portanto o comprimento destravado será:
 $L_b = L/3 = 7,3 \text{ m} / 3 = 2,43 \text{ m}$.
- O perfil escolhido para o pré-dimensionamento da terça e longarina do fechamento é apresentado na Tab. 5.2.

Tabela 5.2: Pré-dimensionamento da terça e longarina do fechamento.

Terças e Longarinas	U 152,4 x 12,20	d = 152,4 mm	Eixo x	Eixo y
		b _f = 48,8 mm	I _x = 546 cm ⁴	I _y = 28,8 cm ⁴
		t _w = 5,08 mm	W _x = 71,7 cm ³	W _y = 8,16 cm ³
		t _f = 8,7 mm	r _x = 5,94 cm	r _y = 1,36 cm
		A _g = 15,5 cm ²	Z _x = 84,2 cm ³	Z _y = 18,6 cm ³

1ª Combinação:**Flexão em x: CP + Sobrecarga**

$$q_d = 1,25 \times (0,262 \cos 15^\circ) + 1,5 \times (0,50 \cos 15^\circ)$$

$$q_d = 1,04 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 1,04 \times (7,3^2) / 8 = 6,92 \text{ kNm}$$

2ª Combinação:**Flexão em x: CP + Vento Longitudinal**

$$q_d = 1,25 \times (0,262 \cos 15^\circ) - 1,4 \times (1,04)$$

$$q_d = -1,139 \text{ kN/m} \text{ – (Sucção no Telhado)}$$

$$M_d = -1,139 \times (7,3^2) / 8 = -7,58 \text{ kNm}$$

3ª Combinação:**Flexão em x: CP + Vento Transversal**

$$q_d = 1,25 \times (0,262 \cos 15^\circ) - 1,4 \times (1,248)$$

$$q_d = -1,43 \text{ kN/m} \text{ – (Sucção no Telhado)}$$

$$M_d = -1,43 \times (7,3^2) / 8 = -9,52 \text{ kNm}$$

Verificação ao momento fletor (Flexão em x):

$$M_{x,sd} = 9,52 \text{ kNm} = 952 \text{ kNcm}$$

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{48,8/2}{8,7} = 2,80$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,74$$

$$\lambda = 2,80 < \lambda_p = 10,74$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{135}{5,08} = 26,57$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34$$

$$\lambda = 26,57 < \lambda_p = 106,34$$

Obs.: No caso dos perfis laminados é comum na flambagem local o $M_{Rk} = M_{pl}$.

$$M_{Rk} = M_{pl} = Z_x f_y = 84,2 \times 25 = 2105 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} \leq 1,5 W_x f_y$$

$$2105 \text{ kNcm} \leq 1,5 \times 71,7 \times 25 = 2688,75 \text{ kNcm}$$

$$\text{Adotar: } M_{Rk} = 2105 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{2105}{1,10} = 1913,6 \text{ kNcm}$$

$$M_{sd} = 952 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = 1913,6 \text{ kNcm}$$

FLT

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{243}{1,36} = 178,67$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78$$

$$\lambda = 178,67 > \lambda_p = 49,78$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{28,8 \times 2,73}}{1,36 \times 2,73 \times 0,0229} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 1215 \times 0,0229^2}{28,8}}} = 216,54$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{EJ}$$

$$\beta_1 = \frac{(0,70 \times 25) \times 71,7}{20000 \times 2,73} = 0,0229$$

$$\lambda_p = 49,78 < \lambda = 178,67 < \lambda_r = 216,54$$

$$M_{Rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

Comprimento destravado: 2,43 m

$$C_b = \frac{12,5 M_{m\acute{a}x.}}{2,5 M_{m\acute{a}x.} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$q = 1,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (CP + Vento Transversal)}$$

$$M_{m\acute{a}x.} = 8,46 \text{ kNm}$$

$$M_A = 2,9 \text{ kNm}$$

$$M_B = 5,3 \text{ kNm}$$

$$M_C = 7,11 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 8,46}{2,5 \times 8,46 + 3 \times 2,9 + 4 \times 5,3 + 3 \times 7,11} = 1,46$$

$$M_{pl} = Z_x f_y = 84,2 \times 25 = 2105 \text{ kNcm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = 0,70 \times 25 \times 71,7 = 1254,75 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = 1,46 \times \left[2105 - (2105 - 1254,75) \frac{178,67 - 49,78}{216,54 - 49,78} \right] \leq M_{pl}$$

$$M_{Rk} = 2106,6 \text{ kNcm} \leq M_{pl} = 2105 \text{ kNcm}$$

$$M_{sd} = 846 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{2105}{1,10} = 1913,63 \text{ kNcm} \text{ OK}$$

Verificação de deslocamentos:

$$\delta_{m\acute{a}x.} = \frac{5qL^4}{384EI_x}$$

$$\delta_{cp} = \frac{5 \times (0,262 \times 10^{-2} \cos 15^\circ) \times 730^4}{384 \times 20000 \times 546} = 0,85 \text{ cm}$$

$$\delta_{sc} = \frac{5 \times (0,50 \times 10^{-2} \cos 15^\circ) \times 730^4}{384 \times 20000 \times 546} = 1,63 \text{ cm}$$

Obs.: A ação do vento não foi considerada, pois se trata de uma ação esporádica e de curta duração.

Combinações frequentes

$$\delta_{\text{total}} = 0,85 + 0,7 \times 1,63 = 1,99 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} = 1,99 \text{ cm} < \delta_m = \frac{L}{120} = 6,08 \text{ cm (Atuação do Vento de Sucção)}$$

4ª Combinação:

Flexão em y: CP + Sobrecarga

$$q_d = 1,25 \times (0,262 \text{sen}15^\circ) + 1,5 \times (0,50 \text{sen}15^\circ)$$

$$q_d = 0,278 \text{ kN/m}$$

A Figura 5.6 mostra o diagrama de momento fletor da terça com flexão em y, para a carga de 0,278 kN/m ao longo do vão.

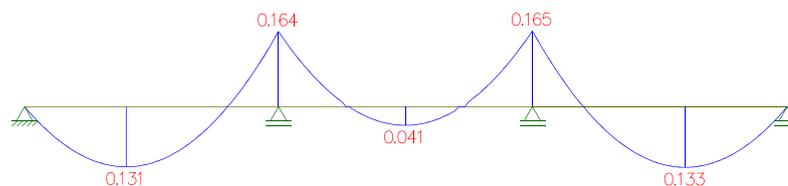


Figura 5.6: Diagrama de momento fletor da terça com flexão em y.

Verificação ao momento fletor com flexão em y

$$M_{y,sd} = 0,165 \text{ kNm} = 16,5 \text{ kNcm}$$

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{48,8/2}{8,7} = 2,80$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,74$$

$$\lambda = 2,80 < \lambda_p = 10,74$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{135}{5,08} = 26,57$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 31,67$$

$$\lambda = 26,57 < \lambda_p = 31,67$$

$$M_{Rk} = M_{pl} = z_x f_y = 84,2 \times 25 = 2105 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} \leq 1,5 W_x f_y$$

$$2105 \text{ kNcm} \leq 1,5 \times 71,7 \times 25 = 2688,75 \text{ kNcm}$$

$$\text{Adotar: } M_{Rk} = 2105 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{2105}{1,10} = 1913,6 \text{ kNcm}$$

$$M_{sd} = 16,5 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = 1913,6 \text{ kNcm}$$

FLT

A FLT não se aplica, pois se trata de flexão em torno do eixo de menor inércia I_y .

Efeitos combinados:

$$\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{952 \text{ kNcm}}{1913,6 \text{ kNcm}} + \frac{16,5 \text{ kNcm}}{1913,6 \text{ kNcm}} \leq 1,0$$

$$0,497 + 0,008 \leq 1,0 \text{ OK}$$

Longarinas do Fechamento

- A flexão em ao eixo x na longarina devido à ação do vento, não será considerada neste trabalho, pois não caracteriza uma parede porque o vão de 7,3 m está livre para a passagem do vento;
- A Tabela 5.3 apresenta o carregamento permanente e a sobrecarga atuante nas longarinas do fechamento. A carga permanente é o peso próprio do perfil U 152,4 x 12,20 e a sobrecarga é uma carga concentrada de 1,0 kN no meio do vão.

Tabela 5.3: Cargas atuantes na longarina do fechamento.

Carga Permanente	
Peso Próprio:	12,20 kg / m = 0,12 kN/m
Sobrecarga	
Carga Concentrada:	1,0 kN

A Figura 5.7 mostra o diagrama de momento fletor da longarina do fechamento com flexão em y , para a carga de 0,12 kN/m ao longo do vão e uma carga concentrada de 1 kN no meio do vão.

Figura 5.7: Diagrama de momento fletor da longarina com flexão em y .

Logo, $M_{y,sd} = 2,624 \text{ kNm} = 262,4 \text{ kNcm}$

Verificação ao momento fletor:

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{48,8/2}{8,7} = 2,80$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,74$$

$$\lambda = 2,80 < \lambda_p = 10,74$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{135}{5,08} = 26,57$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 31,67$$

$$\lambda = 26,57 < \lambda_p = 31,67$$

$$M_{Rk} = M_{pl} = z_x f_y = 84,2 \times 25 = 2105 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} \leq 1,5W_x f_y$$

$$2105 \text{ kNcm} \leq 1,5 \times 71,7 \times 25 = 2688,75 \text{ kNcm}$$

$$\text{Adotar: } M_{Rk} = 2105 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{2105}{1,10} = 1913,6 \text{ kNcm}$$

$$M_{sd} = 262,4 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = 1913,6 \text{ kNcm}$$

FLT

A FLT não se aplica, pois se trata de flexão em torno do eixo de menor inércia I_y .

Tirantes

Barra Redonda: $d = 9,53 \text{ mm}$, $A_g = 0,71 \text{ cm}^2$.

A Figura 5.8 mostra o diagrama de momento fletor da terça com flexão em y , para a carga de $0,278 \text{ kN/m}$ ao longo do vão.

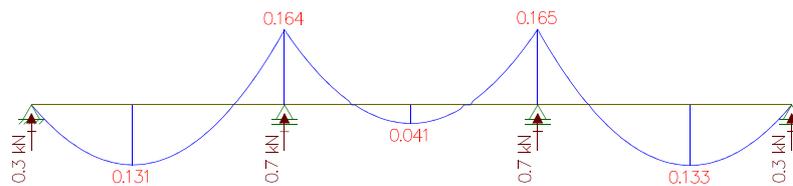


Figura 5.8: Diagrama de momento fletor da terça com flexão em y .

Esforço Solicitante:

$$N_{t,Sd} = 0,7 \text{ kN N}^\circ \text{ de terças}$$

$$N_{t,Sd} = 0,7 \text{ kN} \times 7 = 4,9 \text{ kN}$$

Verificação à tração:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{1,10}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10} = 16,13 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{be} f_u}{1,35}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{0,75 \times 0,71 \text{ cm}^2 \times 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,35} = 15,77 \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} = 4,9 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 15,77 \text{ kN OK}$$

5.2.5 Contraventamento

- **Direção transversal:** As ações horizontais atuantes na direção transversal serão resistidas pelos pórticos rígidos, nos quais a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela a capacidade de transmissão de momentos das ligações.
- **Direção longitudinal:** As ações horizontais atuantes na direção longitudinal serão resistidas pelo contraventamento de cobertura e pelo contraventamento vertical.

Contraventamento de cobertura

Tem por função transmitir as ações horizontais que atuam na cobertura para o contraventamento vertical. Será utilizada a configuração em X.

As pressões finais devidas ao vento foram obtidas conforme a ABNT NBR 6123:1988. As Figuras 5.9 (a) e (b) são usadas para determinar o coeficiente de forma externo, C_e , mostrado na Tab. 5.4. A Tabela 5.4 apresenta a pressão final do vento longitudinal, $\alpha = 0^\circ$, que provoca sucção nas paredes. A pressão final foi determinada levando em consideração que o terreno é plano, pertence à categoria IV (subúrbio densamente construído) e à Classe B (maior dimensão da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros). Na Tabela 5.5 foi realizado o mesmo procedimento para determinar a pressão final devida ao vento longitudinal, $\alpha = 0^\circ$, que provoca sobrepressão nas paredes.

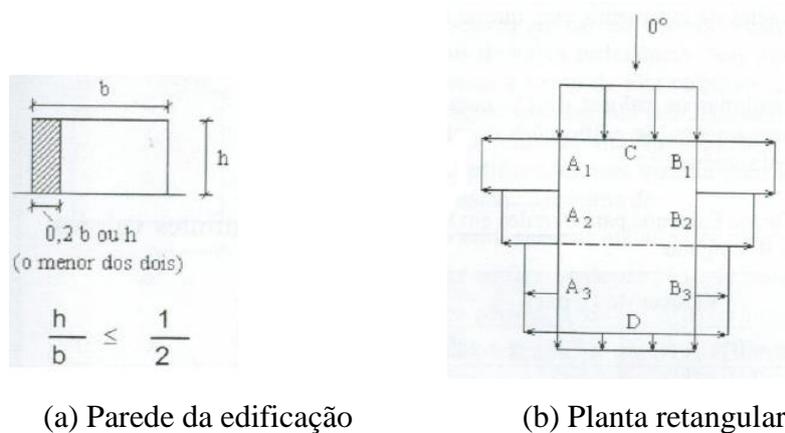


Figura 5.9 Características da estrutura para determinação do coeficiente de forma externo, C_e

Tabela 5.4: Sucção na parede D, $\alpha = 0^\circ$.

$q = 0,613 (V_K)^2 / 1000$ $V_K = S_1 S_2 S_3 V_o = 29,05 \text{ m/s}$	$q = 0,52 \text{ kN} / \text{m}^2$
D: $C_e = -0,334$; $C_{pi} = +0,2$	$1 / 2 > h/b = 6/24 = 0,25$ $a/b = 43,8/24=1,83$
$C = C_e - C_{pi}$	$C = -0,534$
Pressão Final: $q_v = Cq$	$q_v = -0,534 \times 0,52 = -0,277 \text{ kN} / \text{m}^2$
Força horizontal atuante na parede D que será transmitida para a cobertura: Largura de influência de 4 m; Considerando atuação da força apenas nos nós das escoras.	$F_{\text{Hor.}} = 0,277 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (4 \times 3,1) \text{m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 3,44 \text{ kN}$ $F_{\text{Hor.}} = 0,277 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (4 \times 2,14) \text{m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 2,37 \text{ kN}$ $F_{\text{Hor.}} = 0,277 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (4 \times 1,07) \text{m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 1,18 \text{ kN}$ $F_{\text{Hor.}} = 0,277 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (2 \times 0,53) \text{m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 0,29 \text{ kN}$

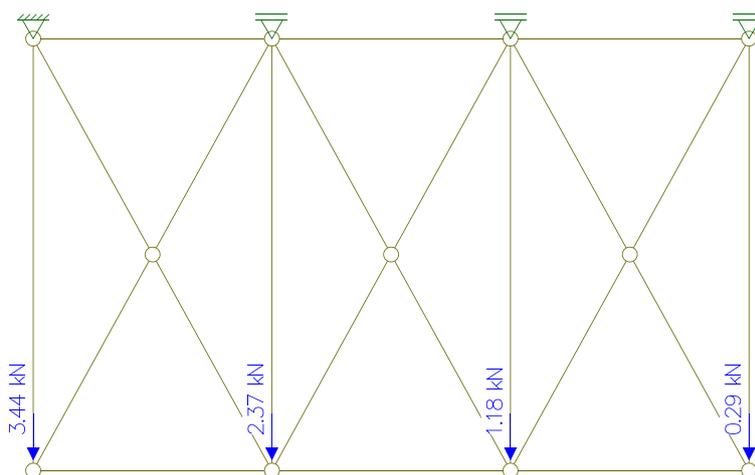


Figura 5.10: Forças horizontais atuantes nos nós das escoras (Sucção).

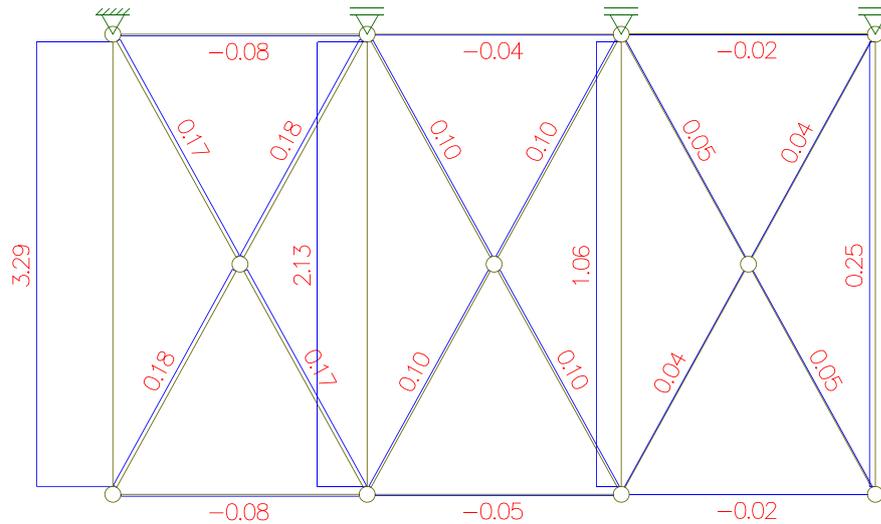


Figura 5.11: Diagrama de força normal do contraventamento da cobertura (kN – Sucção).

Dimensionamento:

Barra redonda adotada: $d = 9,53 \text{ mm}$;

ASTM A36 – $f_y = 250 \text{ MPa} = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$.

Logo o esforço solicitante de tração será:

$$N_{t,Sd} = 0,18 \text{ kN}$$

Verificação à tração:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{1,10}$$

$$0,18 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10}$$

$$0,18 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 16,13 \text{ kN OK}$$

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A_{be} f_u}{1,35}$$

$$0,18 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = \frac{0,75 \times 0,71 \text{ cm}^2 \times 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,35}$$

$$0,18 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 15,77 \text{ kN OK}$$

Índice de esbeltez:

Barras redondas rosqueadas não precisam atender quaisquer limitações relacionadas à esbeltez. Isso ocorre pelo fato de serem montadas com pré-tensão de tração.

Tabela 5.5: Sobrepressão na parede C, $\alpha = 0^\circ$.

$q = 0,613 (V_K)^2 / 1000$ $V_K = S_1 S_2 S_3 V_o = 29,05 \text{ m/s}$	$q = 0,52 \text{ kN} / \text{m}^2$
C: $C_e = +0,7$; $C_{pi} = +0,2$	$1 / 2 > h/b = 6/24 = 0,25$ $a/b = 43,8/24=1,83$
$C = C_e - C_{pi}$	$C = +0,50$
Pressão Final: $q_v = C q$	$q_v = +0,50 \times 0,52 = 0,26 \text{ kN} / \text{m}^2$
Força horizontal atuante na parede C que será transmitida para a cobertura: Largura de influência de 4 m; Considerando atuação da força apenas nos nós das escoras.	$F_{\text{Hor.}} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (4 \times 3,1) \text{m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 3,22 \text{ kN}$ $F_{\text{Hor.}} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (4 \times 2,14) \text{m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 2,22 \text{ kN}$ $F_{\text{Hor.}} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (4 \times 1,07) \text{m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 1,11 \text{ kN}$ $F_{\text{Hor.}} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (2 \times 0,53) \text{m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 0,27 \text{ kN}$

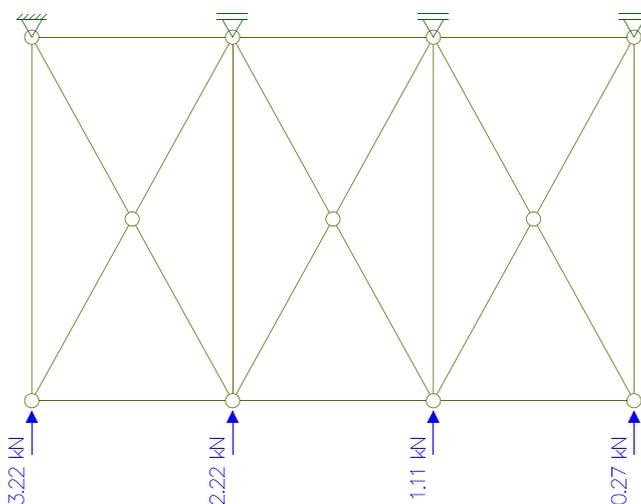


Figura 5.12: Forças horizontais atuantes nos nós das escoras (Sobrepressão).

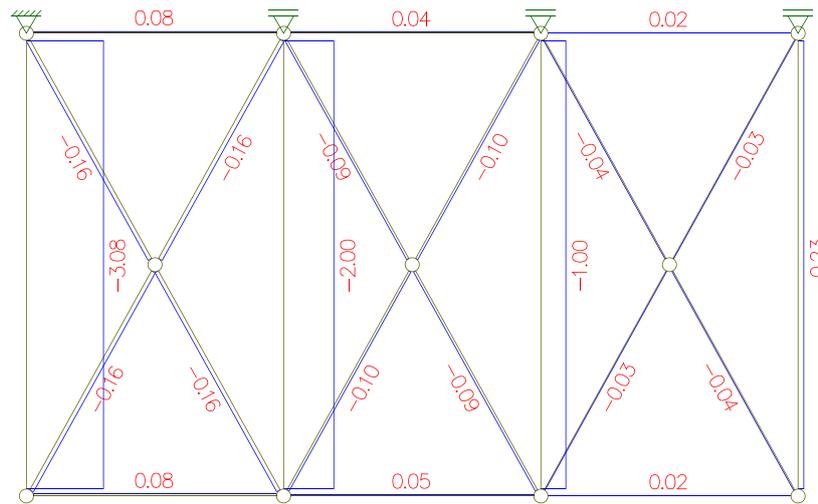


Figura 5.13: Diagrama de força normal do contravento da cobertura (kN – Sobrepressão).

Dimensionamento

Barra redonda adotada: $d = 9,53 \text{ mm}$;

ASTM A36 – $f_y = 250 \text{ MPa} = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$.

Considerando apenas o trabalho das barras tracionadas, desprezando as que estariam comprimidas, o esforço solicitante de tração será:

$$N_{t,Sd} = 2 \times 0,16 \text{ kN} = 0,32 \text{ kN}$$

Verificação à tração:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{1,10}$$

$$0,32 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10}$$

$$0,32 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 16,13 \text{ kN OK}$$

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A_{be} f_u}{1,35}$$

$$0,32 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = \frac{0,75 \times 0,71 \text{ cm}^2 \times 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,35}$$

$$0,32 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 15,77 \text{ kN OK}$$

Índice de esbeltez

Barras redondas rosqueadas não precisam atender quaisquer limitações relacionadas à esbeltez. Isso ocorre pelo fato de serem montadas com pré-tensão de tração.

Contraventamento vertical

Tem por função transmitir as ações horizontais que atuam nas fachadas frontais para as fundações. Será utilizada a configuração em X.

A Tabela 5.6 apresenta a pressão final do vento longitudinal, $\alpha = 0^\circ$, que provoca sucção nas paredes. A pressão final foi determinada levando em consideração que o terreno é plano, pertence à categoria IV (subúrbio densamente construído) e à Classe B (maior dimensão da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros). Na Tabela 5.7 foi realizado o mesmo procedimento para determinar a pressão final devida ao vento longitudinal, $\alpha = 0^\circ$, que provoca sobrepressão nas paredes.

Tabela 5.6: Sucção na parede D, $\alpha = 0^\circ$.

$q = 0,613 (V_K)^2 / 1000$ $V_K = S_1 S_2 S_3 V_o = 29,05 \text{ m/s}$	$q = 0,52 \text{ kN} / \text{m}^2$
Pressão Final: $q_v = C q$	$q_v = -0,534 \times 0,52 = - 0,277 \text{ kN} / \text{m}^2$
Força horizontal atuante na parede D que será transmitida para o contraventamento vertical: Considerando que apenas a metade dessa força será resistida por um dos contraventamentos verticais.	$\text{Área} = (12 \text{ m} \times 6,0 \text{ m}) + \frac{12 \text{ m} \times 3,1 \text{ m}}{2}$ $\text{Área} = 90,6 \text{ m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 0,277 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 90,6 \text{ m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 25,096 \text{ kN}$

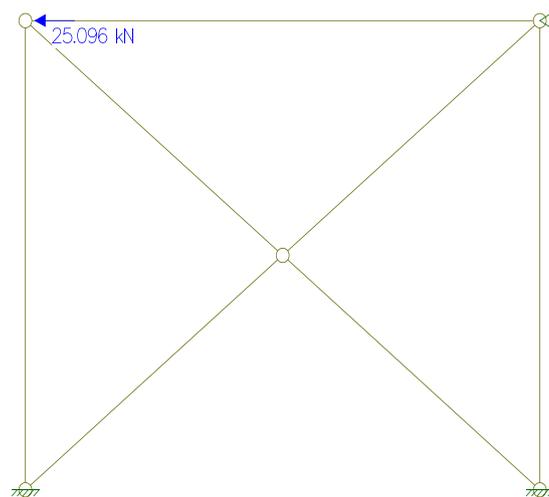


Figura 5.14: Força atuante no contraventamento vertical (Sucção).

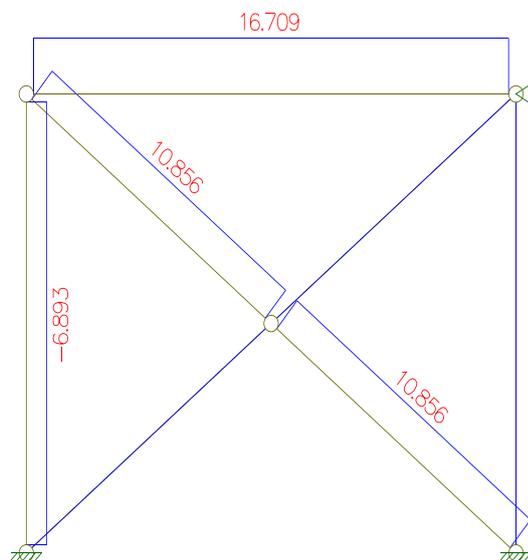


Figura 5.15: Diagrama de força normal do contraventamento vertical (kN – Sucção).

Dimensionamento

L 127 x 12,70:

- $b = 127 \text{ mm}$;
- $t = 12,70 \text{ mm}$;
- $y_g = 36,3 \text{ mm}$;
- $A_g = 30,64 \text{ cm}^2$;
- $I_{x1} = 470 \text{ cm}^4$;

- $r_{x1} = 3,91$ cm;
- $L = 4,72$ m.

ASTM A36 – $f_y = 250$ MPa = 25 kN/cm², $f_u = 400$ MPa = 40 kN/cm².

Considerando apenas o trabalho das barras tracionadas, desprezando as que estariam comprimidas, o esforço solicitante de tração será:

$$N_{t,Sd} = 10,856 \text{ kN}$$

Verificação à tração:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{1,10}$$

$$10,856 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = \frac{30,64 \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10}$$

$$10,856 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 696,36 \text{ kN OK}$$

$$d_h = d_b + 1,5 = 16 + 1,5 = 17,5 \text{ mm (Furo padrão)}$$

$$A_n = A_g - (d_h t) - \text{Furação com padrão uniforme}$$

$$A_n = 30,64 - (1,75 \times 1,27) = 28,41 \text{ cm}^2$$

$$e_c = y_g = 3,63 \text{ cm}$$

$$l_c = 100 \text{ mm} = 10,0 \text{ cm} - \text{Comprimento da Ligação}$$

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} = 1 - \frac{3,63}{10} = 0,64 \text{ (valor entre 0,60 e 0,90)}$$

$$A_e = C_t A_n = 0,64 \times 28,41 = 18,18 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{1,35}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{18,18 \text{ cm}^2 \times 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,35}$$

$$N_{t,Rd} = 538,66 \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} = 10,856 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 538,66 \text{ kN OK}$$

Índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{L}{r_x} < \lambda_{\text{máx.}} = 300$$

$$\lambda = \frac{472}{3,91} = 120,7 < \lambda_{\text{máx.}} = 300 - \text{OK}$$

Tabela 5.7: Sobrepressão na parede C, $\alpha = 0^\circ$.

$q = 0,613 (V_K)^2 / 1000$ $V_K = S_1 S_2 S_3 V_o = 29,05 \text{ m/s}$	$q = 0,52 \text{ kN} / \text{m}^2$
Pressão Final: $q_v = C q$	$q_v = +0,50 \times 0,52 = 0,26 \text{ kN} / \text{m}^2$
Força horizontal atuante na parede C que será transmitida para o contraventamento vertical: Considerando que apenas a metade dessa força será resistida por um dos contraventamentos verticais.	$\text{Área} = (12 \text{ m} \times 6,0 \text{ m}) + \frac{12 \text{ m} \times 3,1 \text{ m}}{2}$ $\text{Área} = 90,6 \text{ m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 90,6 \text{ m}^2$ $F_{\text{Hor.}} = 23,556 \text{ kN}$

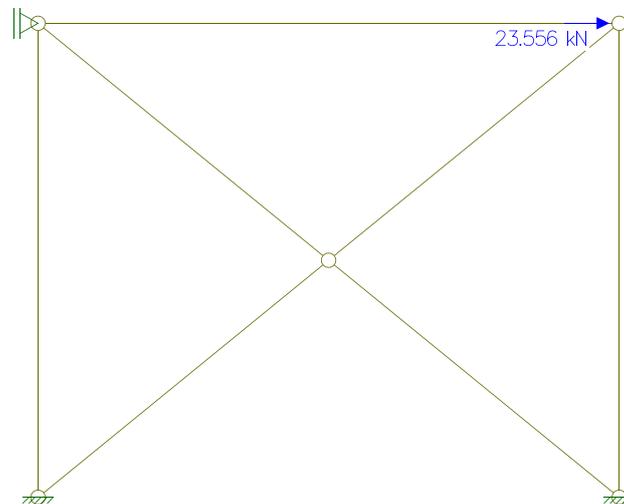


Figura 5.16: Força atuante no contraventamento vertical (Sobrepressão).

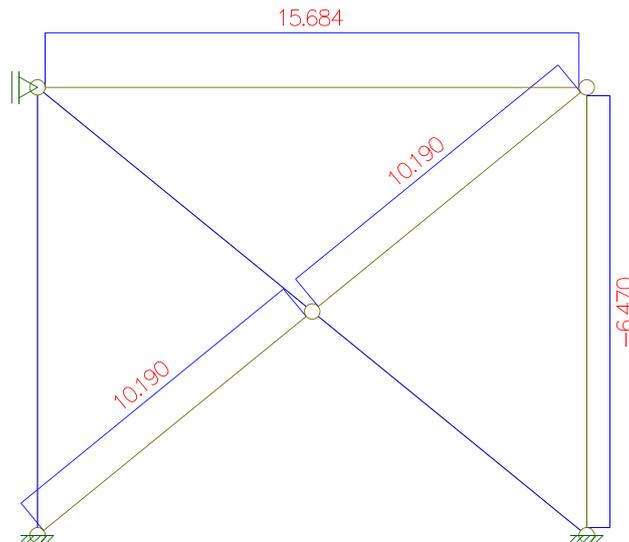


Figura 5.17: Diagrama de força normal do contraventamento vertical (kN – Sobrepressão).

Dimensionamento

Cantoneira: L 127 x 12,70;

ASTM A36 – $f_y = 250 \text{ MPa} = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$.

Considerando apenas o trabalho das barras tracionadas, desprezando as que estariam comprimidas, o esforço solicitante de tração será:

$$N_{t,Sd} = 10,19 \text{ kN}$$

Verificação à tração:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{1,10}$$

$$10,19 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = \frac{30,64 \text{ cm}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10}$$

$$10,19 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 696,36 \text{ kN} \text{ OK}$$

$$d_h = d_b + 1,5 = 16 + 1,5 = 17,5 \text{ mm (Furo padrão)}$$

$$A_n = A_g - (d_h t) \text{ – Furação com padrão uniforme}$$

$$A_n = 30,64 - (1,75 \times 1,27) = 28,41 \text{ cm}^2$$

$$e_c = y_g = 3,63 \text{ cm}$$

$l_c = 100 \text{ mm} = 10,0 \text{ cm}$ – Comprimento da Ligação

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} = 1 - \frac{3,63}{10} = 0,64 \text{ (valor entre 0,60 e 0,90)}$$

$$A_e = C_t \times A_n = 0,64 \times 28,41 = 18,18 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{1,35}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{18,18 \text{ cm}^2 \times 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,35}$$

$$N_{t,Rd} = 538,66 \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} = 10,19 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 538,66 \text{ kN} \text{ OK}$$

Índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{472}{3,91} = 120,7 < \lambda_{\text{máx.}} = 300 - \text{OK}$$

Verificação da ligação de nó do contraventamento com chapa de gusset:

Materiais:

ASTM A36: $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$ – para as cantoneiras e chapas;

ASTM A325: $f_{yb} = 63,5 \text{ kN/cm}^2$, $f_{ub} = 82,5 \text{ kN/cm}^2$ – para os parafusos.

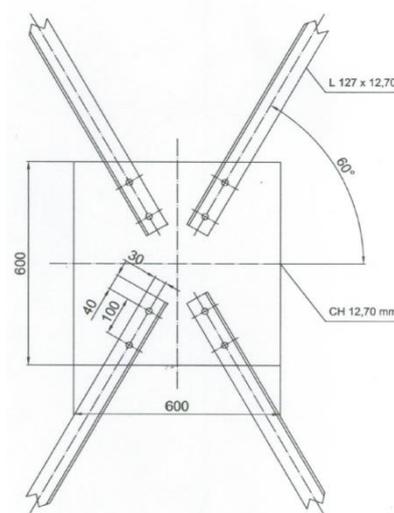


Figura 5.18: Chapa de nó (gusset).

Disposições construtivas:

Diâmetro do furo: $d_h = 19 + 1,5 + 2,0 = 22,5 \text{ mm}$;

Distância entre centros de furos:

$$3d_b = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \leq e_{ff} = 100 \text{ mm} \leq \begin{cases} 24 \times 6,35 = 152,4 \text{ mm} - \text{OK} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Distância entre centros de furos e aba da cantoneira:

$$127 - 30 - 12,70 = 84,3 \text{ mm} \geq 1,35 d_b = 1,35 \times 1,9 = 25,65 \text{ mm} - \text{OK}$$

Distância dos furos às bordas:

$$1,25d_b = 1,25 \times 19 = 23,75 \leq e_{fb} = \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} \end{cases} \leq \begin{cases} 12 \times 6,35 = 76,2 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Comprimento da ligação das cantoneiras:

$$100 \text{ mm} < 1270 \text{ mm} - F_{v,Sd} \text{ não precisa ser multiplicada por } 1,25.$$

Verificação do cisalhamento nos parafusos:

$$F_{v,Sd} = \frac{10,86 \text{ kN}}{2 \times 1} = 5,43 \text{ kN} - \text{parafusos com apenas 01 plano de corte}$$

$$A_b = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{1,35} = \frac{0,4 \times 2,83 \times 82,5}{1,35} = 69,3 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = 5,43 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 69,3 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação da pressão de contato na chapa de Gusset:

$$F_{c,Sd} = \frac{10,86 \text{ kN}}{2 \times 1} = 5,43 \text{ kN} - \text{parafusos com apenas 01 plano de corte}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 l_f t f_u}{1,35} \\ \frac{2,4 d_b t f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{1,2 \times 2,88 \times 1,27 \times 40}{1,35} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 1,27 \times 40}{1,35} \end{cases}$$

$$l_f < \begin{cases} 100 - 22,50 = 77,5 \text{ mm} \\ 40 - 11,25 = 28,75 \text{ mm} \end{cases} - l_f = 28,75 \text{ mm} = 2,88 \text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} 130,04 \text{ kN} \\ 171,59 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 5,43 \text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 130,04 \text{ kN}$$

Verificação da pressão de contato na cantoneira:

$$F_{c,Sd} = \frac{10,86 \text{ kN}}{2 \times 1} = 5,43 \text{ kN} - \text{parafusos com apenas 01 plano de corte}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 l_f t f_u}{1,35} \\ \frac{2,4 d_b t f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{1,2 \times 2,88 \times 1,27 \times 40}{1,35} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 1,27 \times 40}{1,35} \end{cases}$$

$$l_f < \begin{cases} 100 - 22,50 = 77,5 \text{ mm} \\ 40 - 11,25 = 28,75 \text{ mm} \end{cases} - l_f = 28,75 \text{ mm} = 2,88 \text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} 130,04 \text{ kN} \\ 171,59 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 5,43 \text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 130,04 \text{ kN}$$

Verificação das cantoneiras à tração:

No dimensionamento do contraventamento vertical a cantoneira já foi verificada à tração.

Verificação da chapa de gusset à tração:

$N_{t,Sd} = 10,86 \text{ kN}$ – proveniente da diagonal tracionada.

$$N_{t,Rd} \leq \begin{cases} \frac{A_g f_y}{1,10} \\ \frac{A_e f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{14,66 \times 25}{1,10} = 333,18 \text{ kN} \\ \frac{11,80 \times 40}{1,35} = 349,62 \text{ kN} \end{cases}$$

Seção de whitmore:

$$A_g = 2 \times 10 \tan 30 \times 1,27 = 14,66 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 14,66 - (2,25 \times 1,27) = 11,80 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Sd} = 10,86 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 333,18 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação do colapso por rasgamento na cantoneira:

$$F_{Sd} = 10,86 \text{ kN} - 01 \text{ cantoneira}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,60A_{nv}f_u + C_{ts}A_{nt}f_u}{1,35} \\ \frac{0,60A_{gv}f_y + C_{ts}A_{nt}f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{0,60 \times 13,49 \times 40 + 1 \times 2,38 \times 40}{1,35} = 310,34 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \times 17,78 \times 25 + 1 \times 2,38 \times 40}{1,35} = 268,07 \text{ kN} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 1,27 \times (10 + 4) = 17,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 17,78 - 1,5 \times (2,25 \times 1,27) = 13,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (3 \times 1,27) - (0,5 \times 2,25 \times 1,27) = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$F_{Sd} = 10,86 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 268,07 \text{ kN} - \text{OK}$$

Verificação do colapso por rasgamento na chapa de gusset:

$$F_{Sd} = 10,86 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,60A_{nv}f_u + C_{ts}A_{nt}f_u}{1,35} \\ \frac{0,60A_{gv}f_y + C_{ts}A_{nt}f_u}{1,35} \end{cases} = \begin{cases} \frac{0,60 \times 13,49 \times 40 + 1 \times 15,18 \times 40}{1,35} = 689,6 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \times 17,78 \times 25 + 1 \times 15,18 \times 40}{1,35} = 647,3 \text{ kN} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 1,27 \times (10 + 4) = 17,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 17,78 - 1,5 \times (2,25 \times 1,27) = 13,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = [(3 + 2 + (10 + 4) \times \tan 30) - (0,5 \times 2,25)] \times 1,27 = 15,18 \text{ cm}^2$$

$$F_{Sd} = 10,86 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 647,3 \text{ kN} - \text{OK}$$

6 CONCLUSÃO

No projeto do ginásio poliesportivo com pilares e vigas em perfis de alma cheia, a obtenção dos esforços solicitantes de cálculo foi feita através de uma análise elástica em teoria de 2ª ordem aproximada, conforme é preconizado na norma ABNT NBR 8800:2008. Sendo o projeto final definido com perfis mais leves e capacidade resistente suficiente, no dimensionamento das barras e ligações verificou-se que alguns elementos estruturais utilizaram pouco sua resistência mecânica, enquanto outros utilizaram praticamente a totalidade dessa resistência. Isso ocorreu devido às influências das verificações aos Estados-Limites Últimos no procedimento de cálculo dos elementos e ligações que, na maioria das vezes, torna-se o limitador da resistência mecânica. A estrutura do ginásio poliesportivo atende a todos os requisitos da norma relacionados à segurança e desempenho funcional, com isso é permitida sua execução.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FAKURY, Ricardo; SILVA, Ana Lydia; CALDAS, Rodrigo. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e misto de aço e concreto**. Belo Horizonte: UFMG, 2009.

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

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

QUEIROZ, Gilson; VILELA, Paula Moura. **Ligações, regiões nodais e fadiga de estruturas de aço**. 1. ed. Belo Horizonte: IDM Composição e Arte, 2012. 214 p.

PRAVIA, Zacarias M. C.; DREHMER, Gilnei A.; MESACASA, Enio Jr.. **Manual de construção em aço: galpões para usos gerais**. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010. 74p.