Manual de Construção em Aço



Galpões para Usos Gerais

GALPÕES PARA USOS GERAIS

Série “Manual de Construção em Aço”

- Galpões para Usos Gerais
- Ligações em Estruturas Metálicas
- Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço
- Alvenarias
- Painéis de Vedação
- Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço
- Tratamento de Superfície e Pintura
- Transporte e Montagem
- Steel Framing: Arquitetura
- Interfaces Aço-Concreto
- Steel Framing: Engenharia
- Pontes e viadutos em vigas mistas
- Treliças tipo Steel Joist
- Viabilidade Econômica
- Dimensionamento de Perfis Formados a Frio conforme NBR 14762 e NBR 6355 (CD)
- Projeto e Durabilidade
- Estruturas Mistas Vol. 1 e 2
- Prevenção contra Incêndio no Projeto de Arquitetura

INSTITUTO AÇO BRASIL
ZACARIAS M. CHAMBERLAIN PRAVIA(Rev.)
GILNEI ARTUR DREHMER
ENIO MESACASA JÚNIOR

GALPÕES PARA USOS GERAIS

4ª. Edição revisada e atualizada

INSTITUTO AÇO BRASIL
CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

RIO DE JANEIRO
2010

© 2010 INSTITUTO AÇO BRASIL / CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida por quaisquer meio, sem a prévia autorização desta Entidade.

Ficha catalográfica preparada pelo Centro de Informações do IABr/CBCA

I59g Instituto Aço Brasil
Galpões para usos gerais /Instituto Aço Brasil, Zacarias M.Chamberlain Pravia (revs.), Gilnei Artur Drehmer e Enio Mesacasa Júnior. - Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.

74p.; 29 cm. -- (Série Manual de Construção em Aço)

Bibliografia
ISBN 978-85-89819-25-1

1.Galpões em aço 2. Construção em aço I. Chamberlain Pravia, Zacarias M. II. Drehmer, Gilnei Artur III. Mesacasa Júnior, Enio IV.Títulos (série)

CDU 728.9:691.714

1ª.Edição , 1987
2ª.Edição, Julho 2001
3ª.Edição, Outubro 2004
4ª.Edição, 2010

Instituto Aço Brasil / Centro Brasileiro da Construção em Aço
Av. Rio Branco, 181 / 28º Andar
20040-007 - Rio de Janeiro - RJ
e-mail: cbca@acobrasil.org.br
site: www.cbca-iabr.org.br

SUMÁRIO

Capítulo 1
Introdução 9
1.1. Partes componentes dos galpões em aço 10
1.2. Detalhes construtivos 10
1.3 Tipologia de galpões 12
1.4 Procedimento para desenvolvimento de projeto 14

Capítulo 2
Projeto de galpões 17
2.1 Documentos de projeto 18
2.1.1 Memorial de cálculo 18
2.1.2 Desenhos de projeto 18
2.1.3 Desenhos de fabricação 18
2.1.4 Desenhos de montagem 18
2.1.5 Lista de materiais 18
2.2 Galpão a ser projetado 19
2.3 Aberturas de lanternim e laterais 21
2.4 Calhas e tubos de descida 21
2.5 Ações atuantes na estrutura 22
2.5.1 Ação permanente 22
2.5.2 Ações variáveis 22
2.5.3 Ação variável devida ao vento(Fwk) 22
2.6 Análise estrutural do pórtico 27
2.6.1 Ação permanente (FGi,K) 27
2.6.2 Ação acidental (FQi,K) 28
2.6.3 Força horizontal equivalente(Força Nocional – Fn) 28
2.6.4 Combinações para estados limites últimos 28
2.6.5 Análise estrutural 29
2.6.5.1Análise de deslocabilidade 30
2.6.5.2 Resultados das análises 30
2.7 Dimensionamento dos elementos do pórtico 33
2.7.1 Considerações gerais 33
2.7.2 Solicitações de cálculo 33
2.7.3 Pré-dimensionamento da coluna 33
2.7.4 Dimensionamento e verificações para a coluna 33
2.7.5 Dimensionamento e verificações para as vigas 40
2.8 Verificação do deslocamento vertical e lateral 43
2.9 Dimensionamento das terças 43
2.10 Dimensionamento das vigas de tapamento lateral 50
2.11 Dimensionamento dos tirantes da cobertura e tapamento laterais 52
2.12 Dimensionamento de placas de base e chumbadores 55
2.13 Dimensionamento dos elementos do tapamento frontal 58
2.14 Dimensionamento dos elementos do contraventamento da cobertura 60
2.15 Dimensionamento dos elementos do contraventamento vertical 61

Referências Bibliográficas 63

Fluxograma 65

Desenhos de Projeto Básico 71

Apresentação

Em 1987 foi lançado o manual de Galpões Para Usos Gerais, obra referência de consulta e guia para o desenvolvimento de centenas, talvez milhares, de projetos de edifícios industriais para fábricas, armazéns, centros de distribuição e obras similares em estruturas de aço. Esse trabalho foi baseado na ABNT NBR 8800:1986,que no ano de 2008 foi totalmente atualizada e modernizada.
Um novo Manual de Galpões para Usos Gerais, que apresente o processo de acordo com a ABNT NBR 8800 de 2008, está sendo introduzido. Dentre os destaques dessa nova publicação, estão:

- O uso da análise de segunda ordem para determinação da deslocabilidade da estrutura, e os esforços para verificar os elementos;

- Uma única curva para a determinação da capacidade resistente dos perfis sujeitos a compressão.

Em razão destas e de muitas outras novidades, foi necessário renovar ou reescrever totalmente este manual para galpões, tudo conforme as prescrições da ABNT NBR 8800:2008.

Serão usados aqui perfis laminados e/ou soldados, embora seja de uso comum usar terças de cobertura e tapamento em perfis conformados a frio. O dimensionamento destes tipos de perfis é prescrito na ABNT NBR 14762:2010.

Para o dimensionamento em situação de incêndio, devem-se consultar as normas ABNT NBR 14323 e ABNT NBR 14432, que estabelecem as exigências de resistência ao fogo dos elementos construtivos.

Na análise da estrutura foram usados programas computacionais para avaliar os efeitos de segunda ordem, tal como preconizado pela nova NBR 8800.

Como centro dinâmico de serviços, com foco exclusivamente técnico e capacitado para conduzir uma política de promoção do uso do aço na construção, o CBCA está seguro de que este manual enquadra-se no objetivo de contribuir para a difusão de competência técnica e empresarial no País.

Capítulo 1

Introdução

Os galpões ou edifícios industriais são construções em aço geralmente de um único pavimento, constituídos de sistemas estruturais compostos por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças, com grandes áreas cobertas e destinadas para uso comercial (lojas, estacionamentos, centros de distribuição, entre outros), uso industrial, agrícola ou outras aplicações. Neste capítulo são apresentados detalhes e alternativas para desenvolver este tipo de projeto e, ao mesmo tempo, a terminologia usada neles. Por último, é apresentado um roteiro básico para o desenvolvimento deste tipo de edificação.

1.1 Partes Componentes dos Galpões de Aço

A seguir são mostradas as partes principais dos tipos mais comuns de galpões em aço, com um único vão transversal, cobertura a duas águas.

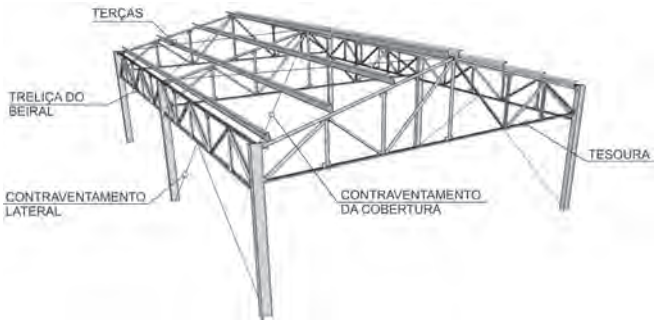


Figura 1 – Partes componentes de um galpão com colunas em perfis I e tesouras

Na Figura 1 observa-se uma edificação a duas águas com as colunas em perfis I e usando uma tesoura como estrutura de cobertura; o travamento lateral é do tipo K.

Na Figura 2 a estrutura da cobertura é também formada por perfis I; neste caso, o travamento lateral é em X.

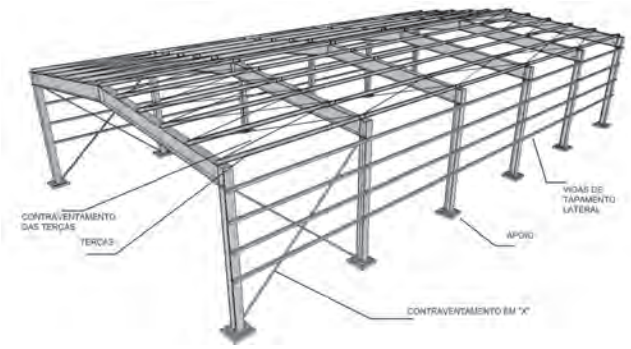


Figura 2 – Galpão com colunas e vigas em perfis I

1.2 Detalhes Construtivos

Alguns detalhes construtivos são expostos nas figuras a seguir. Na Figura 3 vê-se uma tesoura formada por perfil T no banzo superior e cantoneiras unidas pelas abas, com o uso de chapas intermediárias (chapas gussets).

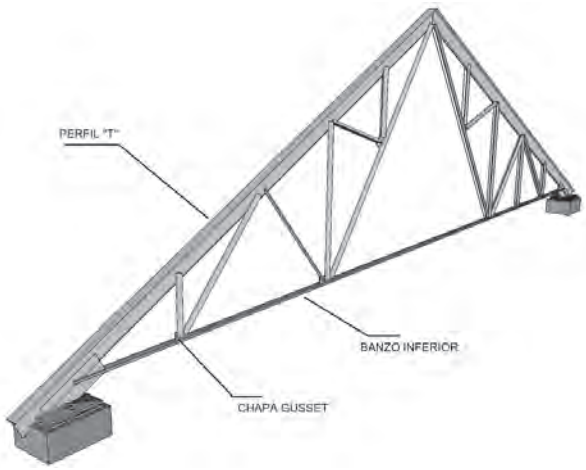


Figura 3 – Detalhe de treliça

Na Figura 4 observa-se o apoio da terça e a chegada dos elementos compostos de dupla cantoneira unidos por chapas.

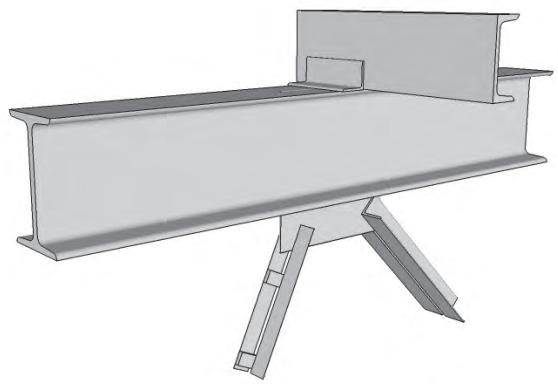


Figura 4 – Detalhe da treliça da Figura 3

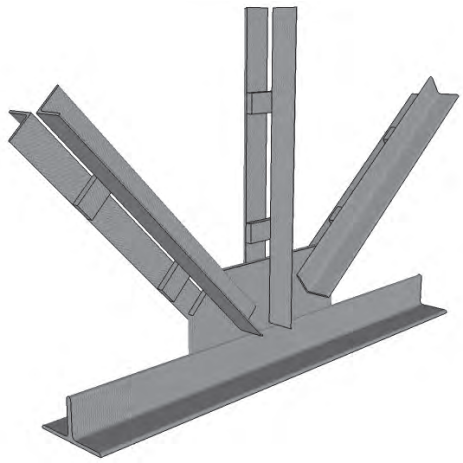


Figura 5 – Detalhe de nó inferior de tesoura ou treliça

Na Figura 5 observa-se o detalhe do nó inferior, que tanto pode ser de uma tesoura como de uma treliça. Aqui há duas alternativas para os elementos compostos de dupla cantoneira: ligados através de chapas conectoras pelas abas formando um T e unidos pelo canto da cantoneira. Ambos os tipos de elementos se conectam num nó de chapa Gusset, apoiado num perfil T.

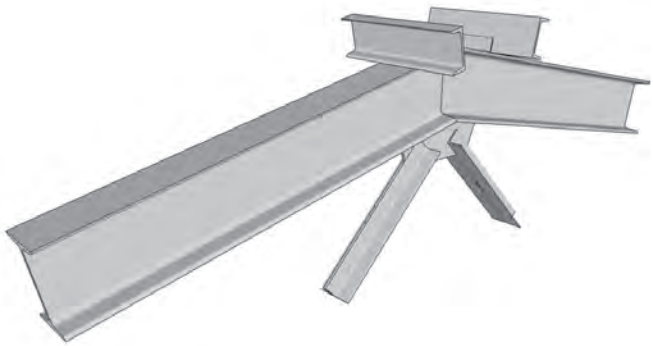


Figura 6 - Detalhe de nó de cumeeira

Na Figura 6 o detalhe é agora de nó onde a cumeeira culmina. Observe-se que sempre são usadas duas terças de cada lado para configurar o telhado ou cobertura de duas águas.

Na Figura 7 tem-se o detalhe da chegada da tesoura ou treliça numa coluna de perfil I. Observem-se o apoio na parte superior da coluna para o banzo superior e a conexão na mesa do perfil I para o banzo superior.

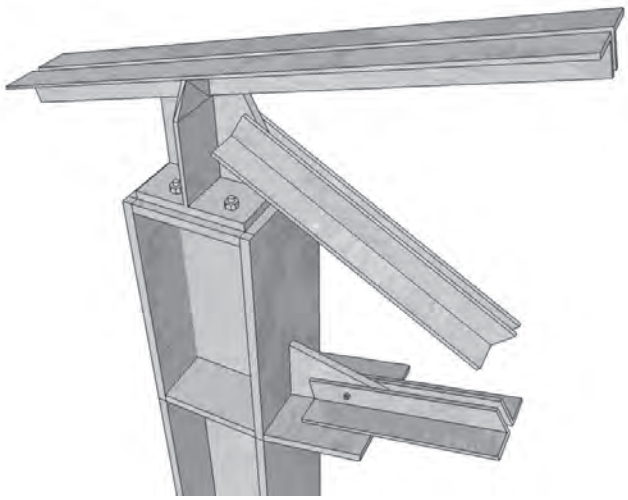


Figura 7 – Detalhe de tesoura sendo apoiada numa coluna de perfil I

Uma alternativa ao nó inferior mostrado na Figura 5 é apresentada na Figura 8. Observe-se a convergência de todos os membros compostos por cantoneiras numa chapa Gusset.

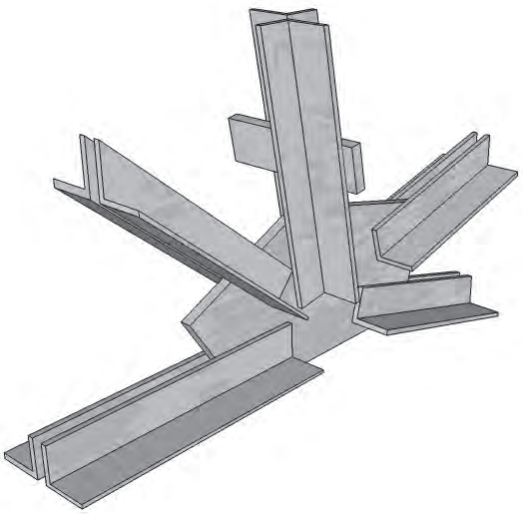


Figura 8 – Nó inferior de tesoura ou treliça com todos os elementos convergindo na chapa Gusset.

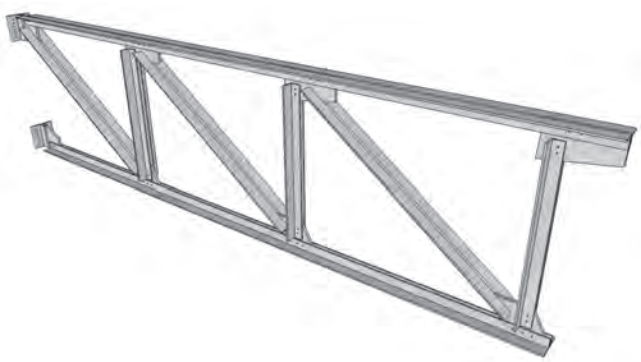


Figura 9 – Composição e detalhe de treliça de cantoneiras duplas com uniões em chapas Gusset.

Na Figura 9 mostram-se os detalhes de uma treliça de banzos paralelos com montantes verticais e diagonais, conformando os triângulos, unidos por chapas de conexão e chapas intermediárias.

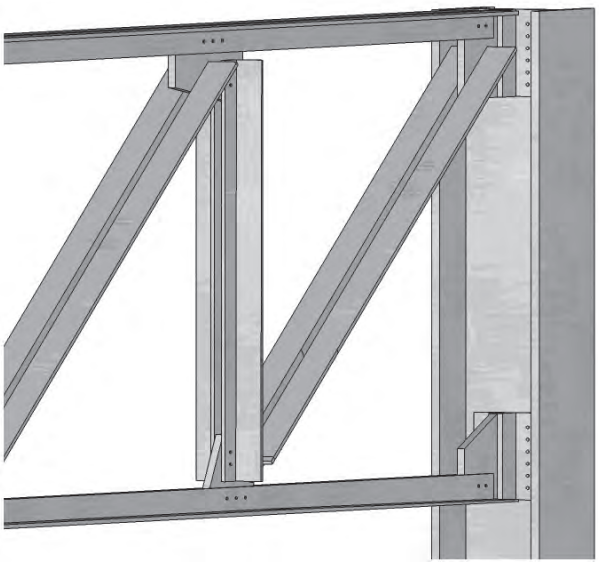


Figura 10 – Detalhe de conexão de tesoura com alma de perfil I.

Na Figura 10 mostra-se a conexão de uma tesoura na alma de um perfil I, conexões todas parafusadas; os elementos da tesoura são perfis duplos cantoneiras.

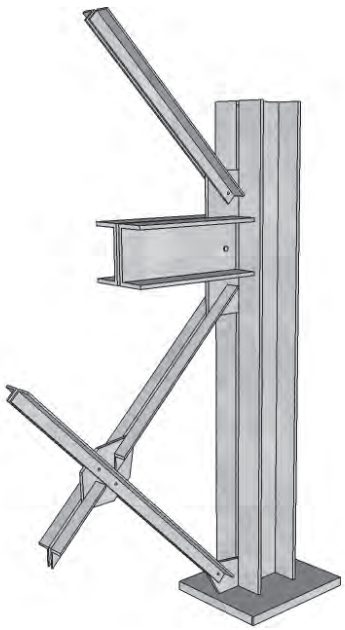


Figura 11 – Detalhe de diagonais de contraventamento

Na Figura 11 observam-se diagonais de contraventamento chegando em chapas ligadas ao perfil I.

1.3 Tipologia de Galpões

Ao tratar de edifícios industriais denominados comumente de galpões, na verdade um espaço horizontal a ser protegido, há algumas alternativas à disposição da cobertura. A primeira é mais simples: as coberturas duas águas com o uso de tesouras ou treliças (estas apenas assim denominadas por possuírem banzos paralelos), como se pode ver na Figura 12. Nesta mesma condição se encontram aqueles que apenas usam perfis I laminados ou soldados, como mostrado na Figura 13.

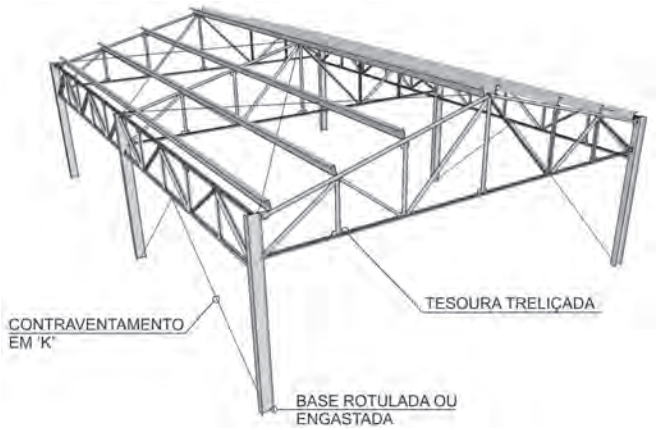


Figura 12 – Edifício industrial duas águas com cobertura de tesoura e colunas em perfil I



Figura 13 – Edifício industrial de duas águas com perfis I laminados ou soldados



Figura 14 – Edifício industrial com duas águas, com viga de ponte rolante, apoiada em coluna com console

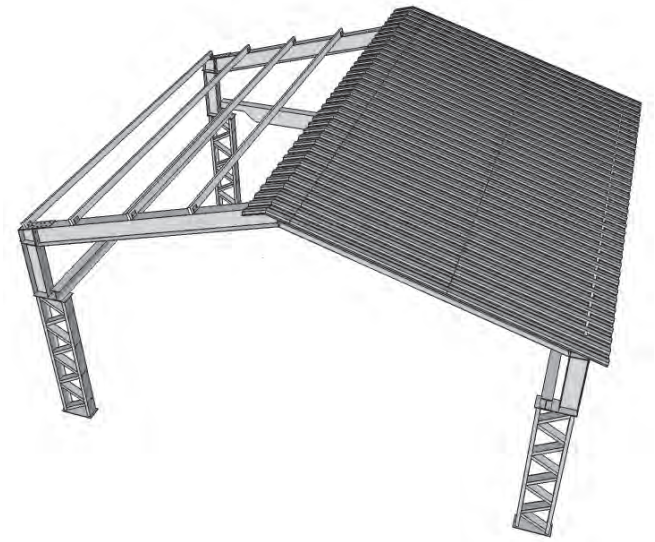


Figura 15 – Edifício industrial com coluna treliçada para receber a coluna da cobertura e o apoio da viga de rolamento de ponte rolante

Nos dois casos anteriores apenas era uma edificação para delimitar e cobrir um espaço, talvez com a funcionalidade de armazenar. Quando há necessidade de movimentação de pesos dentro da edificação, nos prédios industriais, aparece a necessidade de pontes rolantes, que são apoiadas em vigas de rolamento. Observem-se duas alternativas nas Figuras 14 e 15, a primeira apenas utilizando um console para apoiar a viga de rolamento, a segunda usando uma coluna treliçada inferior. Outras alternativas são o uso de coluna de seção aumentada para receber a viga de rolamento (vide Figura 16) ou o uso de colunas independentes ligadas por sistemas de travejamento, como observado na Figura 17.

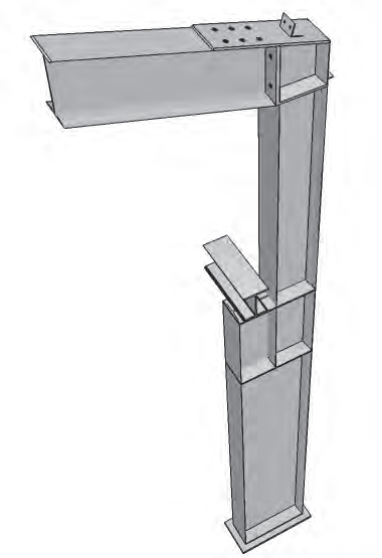


Figura 16 – Coluna inferior em alma cheia

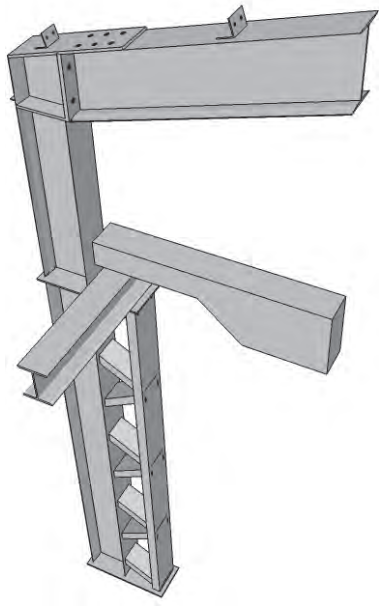


Figura 17 – Colunas independentes para o pórtico e para a viga de rolamento travadas com diagonais

Outras alternativas para edificações industriais são: galpão geminado com quatro águas (Figura 18), geminado com duas águas e coluna intermediária (Figura 19), geminado com meias-águas no sentido transversal (Figura 20) e as coberturas tipo Shed com vigas mestras

treliçadas transversais, que além de cobrir, podem ser usadas com objetivos funcionais de iluminação e ventilação (Figura 21 e 22).

Os tipos aqui apresentados foram classificados em vão simples, múltiplos ou geminados e os do tipo Shed, compostos por perfis laminados e soldados. Uma alternativa são as coberturas em arco, como a apresentada na Figura 23.



Figura 18 – Geminado com quatro meias-águas

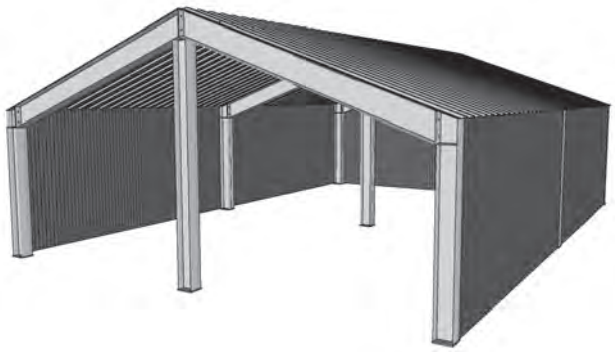


Figura 19 – Geminado com duas meias-águas

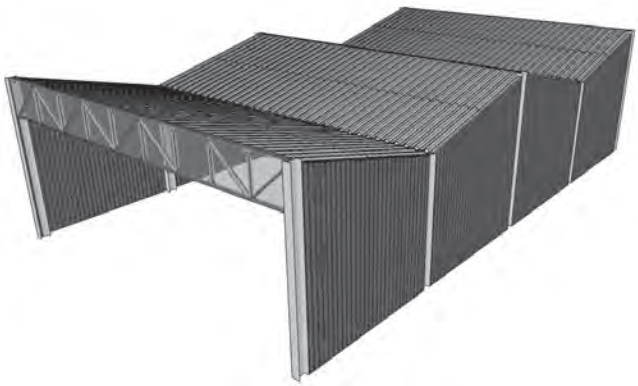


Figura 20 – Geminado com meias-águas no sentido transversal

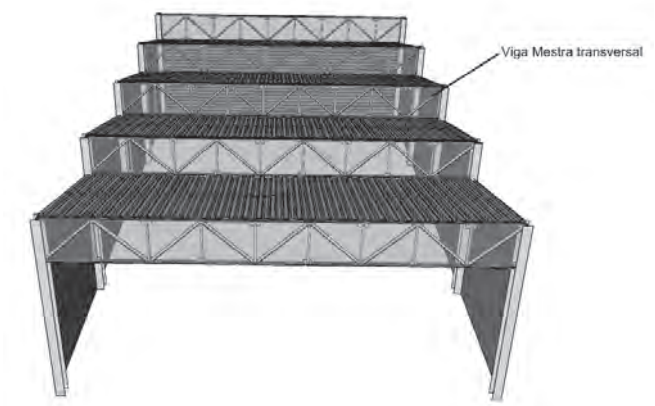


Figura 21 – Galpão do tipo Shed com vigas mestras treliçadas

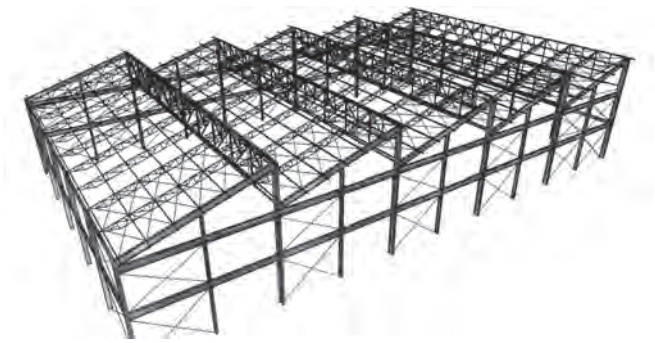


Figura 22 – Galpão em Shed com pórticos em perfis I, vigas mestras e secundárias em treliças

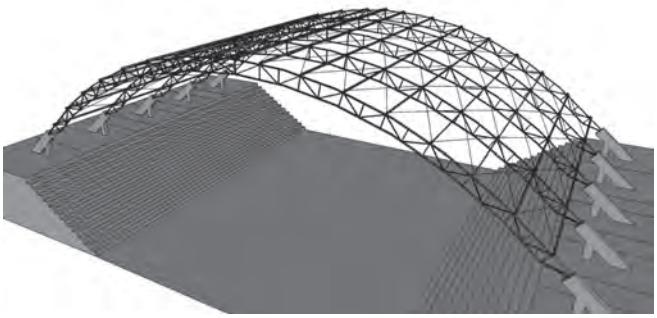


Figura 23 – Galpão em arco

1.4 Procedimento para Desenvolvimento de Projeto

Ao desenvolver um projeto, deve-se pensar na qualidade do produto e na sua manutenção ao longo da vida útil. Em primeiro lugar, deve-se definir uma configuração dimensional volumétrica do galpão (altura, largura, compri-

mento). Essas medidas são função do tipo de uso que se dará à edificação (armazenamento, fábrica, mercado, oficina, entre outros).

Tendo em mão essas dimensões, é interessante ter a definição das aberturas fixas e móveis (aberturas fixas são aquelas sempre abertas, por exemplo, venezianas; já as aberturas móveis podem estar fechadas ou abertas, como, por exemplo, portas, portões, janelas de correr).

A inclinação do telhado é definida pelo tipo de telha na cobertura, porém a ABNT NBR 8800 define para o estado limite de serviço de empoçamento de água em coberturas e pisos a necessidade de evitar acúmulo de água em coberturas com inclinação menor que 5% (Item 11.6 da NBR 8800). Recomenda-se consultar o Manual Técnico de Telhas de Aço (ABCEM,2009).

Deve ser realizada uma análise do local da obra para avaliar a topografia e o tamanho dos obstáculos nas redondezas. Esses fatores definirão de maneira mais adequada as ações devidas ao vento.

Os carregamentos sobre a estrutura devem ser analisados. Além dos pesos próprios dos materiais da estrutura, das lâminas da cobertura, luminárias, devem ser consideradas todas as cargas acidentais que atuarão ao longo da vida útil.

Existe uma combinação entre como projetar, calcular, fabricar, transportar e montar uma estrutura de aço, que fornece a solução mais econômica e mais eficiente, porém deve ser estudada integrada a todas essas fases do projeto, desde a concepção até a sua manutenção para atingir a vida útil esperada.

Capítulo 2

Projeto de Galpões

2.1 Documentos de Projeto

Entende-se por projeto o conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos de projeto, de fabricação e de montagem dos elementos de aço.

2.1.1 Memorial de cálculo

O memorial de cálculo envolve o conjunto de especificações e os cálculos estruturais. Devem constar deste as normas usadas para definição dos carregamentos (ABNT NBR 6120, ABNT NBR 6123, ABNT NBR 8800, entre outras), as normas de dimensionamento, os materiais empregados nos elementos e nas uniões (solda e parafusos). Dado relevante é definir que sistema computacional é usado para análise da estrutura e seu dimensionamento. Ainda assim, deve-se registrar com quais premissas o modelo estrutural foi definido e analisado.

2.1.2 Desenhos de projeto

Os desenhos de projeto devem conter todas as dimensões básicas, as denominações dos perfis, os tipos e valores das ações e os croquis das ligações e apoios, as especificações em que o projeto foi baseado.

Um desenho unifilar com esses dados faz parte constituinte do memorial de cálculo, e permite que as fases de detalhamento nos desenhos de fabricação sejam realizadas sem complicações.

2.1.3 Desenhos de fabricação

Os desenhos de fabricação devem conter as informações de desenhos de projeto completas para a produção de todos os elementos componentes da estrutura, incluindo materiais, locação, tipo e dimensão de todos os parafusos e soldas de fábrica e de campo.

2.1.4 Desenhos de montagem

Os desenhos de montagem devem indicar as dimensões principais da estrutura, rotulação das peças, dimensões de barras, todos os detalhes para locação das bases e todas as informações necessárias à montagem da estrutura, além dos requerimentos de manejo e elevação das peças para manter a integridade estrutural delas.

2.1.5 Lista de materiais

Contém as informações necessárias para a definição de estoque, compra, fabricação e montagem dos materiais especificados no projeto. Incluem-se as seguintes listas:

- Lista de resumo de materiais
- Lista de telhas para cobertura e tapamentos
- Lista de parafusos

No Anexo A da ABNT NBR 8800:2008 são especificados os materiais aceitos pela norma para projetos de estruturas de aço.

Aços estruturais

Os aços estruturais mais usados estão listados no Anexo A da ABNT NBR 8800, dentre eles: ASTM A36, ASTM A572 G42, ASTM A572 G50, ASTM A588 (Tabela A.2 ABNT NBR 8800).

Parafusos

Parafusos comuns – ASTM A307 e seu equivalente ISO 898-1 Classe 4.6

Parafusos de alta resistência – ASTM A325 ou equivalente IS0 4016 Classe 8.8. Dados destes também são encontrados no Anexo A da ABNT NBR 8800.

Eletrodos

Em geral, para este tipo de construções pode-se especificar E70XX, que, de acordo com a Tabela 7 da NBR 8800 de compatibilidade do metal-base com o metal solda, devem ser usadas para Arco elétrico com eletrodo revestido. Para outros processos de solda (SAW, GMAW ou FCAW) consultar a tabela supracitada.

Telhas

Existem diversos fabricantes de telhas de aço revestidas. A fabricação é baseada nas normas ABNT NBR 14513 e ABNT NBR 14514. No projeto exemplo deste documento serão usadas telhas trapezoidais. O espaçamento entre terças para telhas trapezoidais pode ser definido consultando os manuais do fabricante para cada tipo de espessura (é comum o uso de espessura de 0,55mm). Geralmente, este espaçamento varia de 1300mm até 1800mm, dependendo das forças devidas ao vento e da ação acidental considerada. (Veja-se o Manual Técnico de Telhas de Aço – ABCEM, 2009).



Figura 24 – Telha trapezoidal

2.2 Galpão a ser Projetado

Será projetado, como exemplo ilustrativo, um galpão para armazenamento de materiais com as seguintes características:

• galpão com duas meias águas, inclinação da cobertura 10º;

• pórtico com vigas e colunas em alma cheia, colunas com bases com apoios simples (isto é, restrições na direção vertical e horizontal e permitidas as rotações) nas fundações;

• vão transversal de 15000mm;

• vão longitudinal de 6000mm entre pórticos, comprimento total 54000mm;

• pé-direito 6000mm;

• tapamentos laterais e frontais conforme Figura 25;

• materiais utilizados: perfis ASTM A572 G50 e barras de travamentos e perfis para terças U ASTM A36, telhas de espessura de 0,55mm e 40mm de altura de onda;

• sistema estrutural conforme Figura 25.

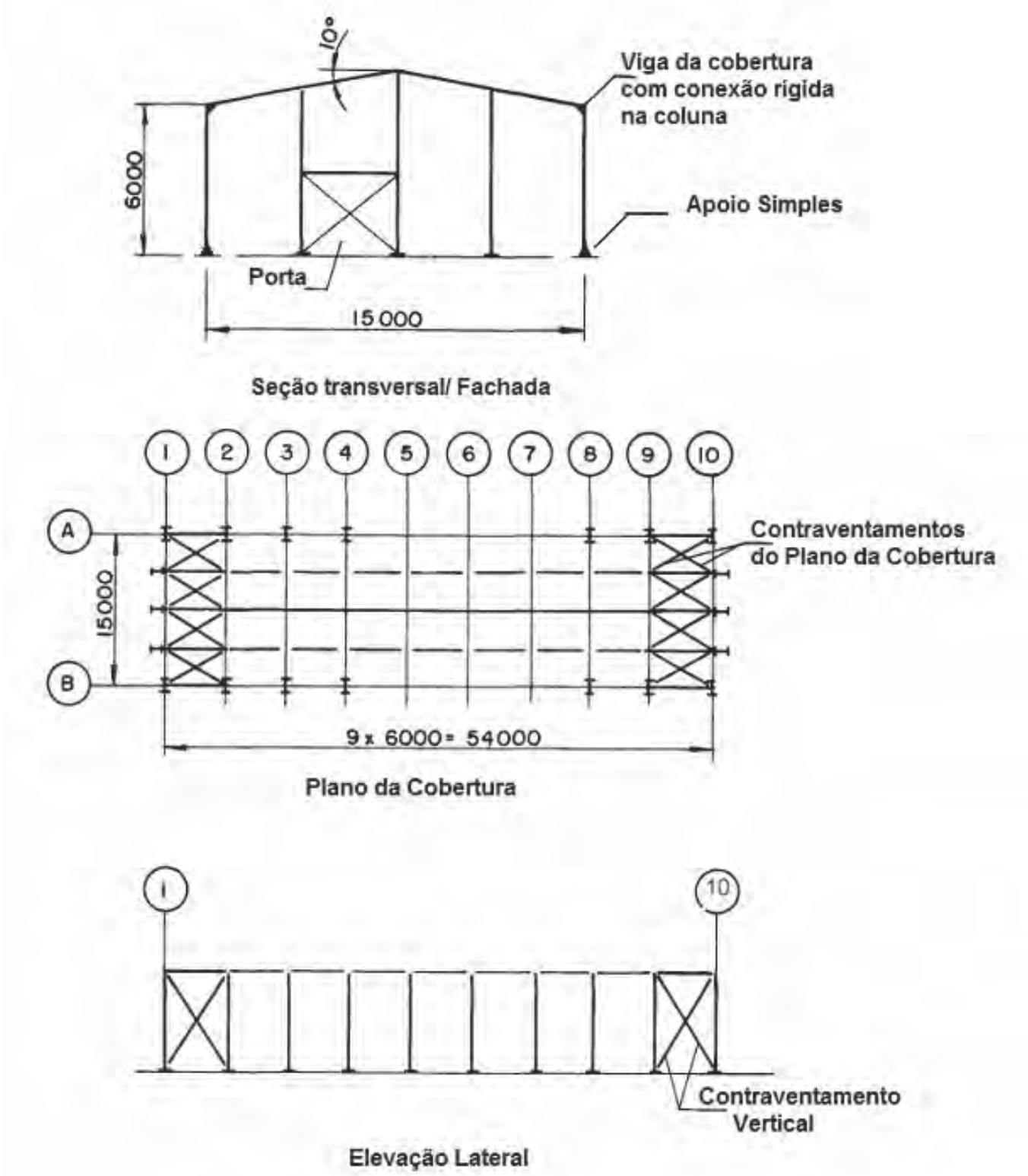


Figura 25 – Galpão a ser calculado

2.3 Aberturas de Lanternim e Laterais

Nos galpões que não possuem internamente equipamentos que gerem calor, a ventilação ou renovação interna do ar pode ser feita de forma natural pelo chamado “efeito lareira”. O ar de renovação penetra pelas aberturas colocadas nas partes inferiores dos tapamentos laterais e frontais, ao mesmo tempo em que o ar viciado sai pela abertura superior, através do lanternim.

As aberturas laterais h1 e a abertura do lanternim h2 podem ser calculadas de acordo com as seguintes considerações simplificadas:

- V = volume interno do galpão em m³;

- velocidade do vento no exterior do galpão considerada nula;

- v = velocidade de saída do ar através da abertura do lanternim, considerada entre 1 a 1,5m/s;

- L – comprimento total do galpão em m;

- n = número de vezes que o ar interno do galpão vai ser renovado por hora, considerando de 15 a 30 renovações por hora;

- h1 = altura de abertura lateral;

- h2 = largura da abertura do lanternim;

$$h_2 = \frac{n.V}{L.v.3600}$$ em m

$$h_1 = \frac{1{,}5.h_2}{2}$$ em m; levando-se em conta que são duas as aberturas laterais e que a soma delas deve ser uma vez e meia a abertura do lanternim.

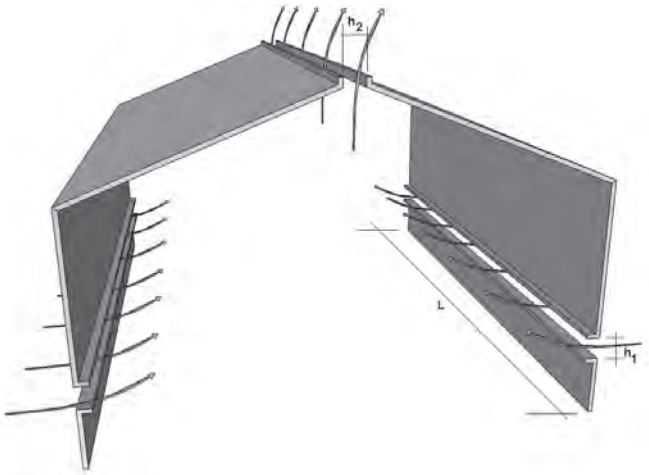


Figura 26 – Aberturas laterais e do lanternim

2.4 Calhas e Tubos de Descida

As calhas são colocadas ao longo dos beirais e nos locais apropriados para receber a água que corre no telhado.

Usualmente são fabricadas com chapa galvanizada dobrada e soldada. Seu formato depende da necessidade do projeto. Devem ser apoiadas de espaço em espaço, dependendo da resistência de sua seção transversal.

O fundo da calha deve ter uma inclinação mínima de 0,5%, para favorecer a limpeza interna e o escoamento da água até as caixas que alimentam os tubos de descida. A sua seção transversal útil deve ter aproximadamente 1cm² para cada metro quadrado de área de telhado.

No caso de grandes coberturas, nas quais o volume de água a ser escoado pela calha é significativo, sua seção transversal pode ser tão grande que deve ser projetada com chapas mais espessas (5mm ou mais). Neste caso, é autoportante, não precisando de apoios intermediários.

Independentemente do caso considerado, as cargas provenientes das calhas (peso próprio, carga devido à água, carga de manutenção) devem ser levadas em conta no cálculo da estrutura e seus apoios.

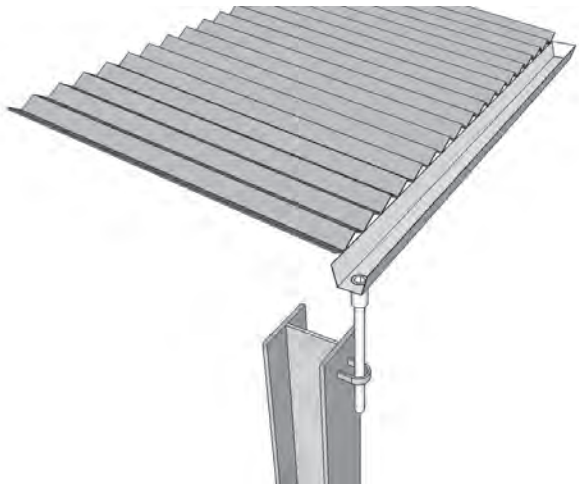


Figura 27 – Calha e tubo de descida

2.5 Ações atuantes na estrutura

De acordo com a ABNT NBR8800:2008, item 4.7, as ações atuantes no galpão a ser projetado são as seguintes:

2.5.1 Ação permanente

É formada pelo peso próprio de todos os elementos constituintes da estrutura, incluindo os pesos de equipamentos e instalações permanentes suportados na estrutura.

As ações geradas pelos diferentes materiais podem ser pesquisadas, na ausência de informações mais precisas, na ABNT NBR6120 ou em catálogos de fabricantes.

Para o exemplo atual não são previstas ações devidas a equipamentos e o peso próprio será avaliado à medida que o cálculo for desenvolvido.

2.5.2 Ações variáveis

Segundo o item B.5.1 do Anexo B da ABNT NBR 8800:2008, para sobrecargas em coberturas, admite-se que a ação variável acidental englobe as cargas resultantes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamento térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura, até um limite superior de 0,05 kN/m².

Esta ação é considerada como uma carga uniformemente distribuída atuando sobre a projeção horizontal do telhado, conforme ilustrado na Figura 28.

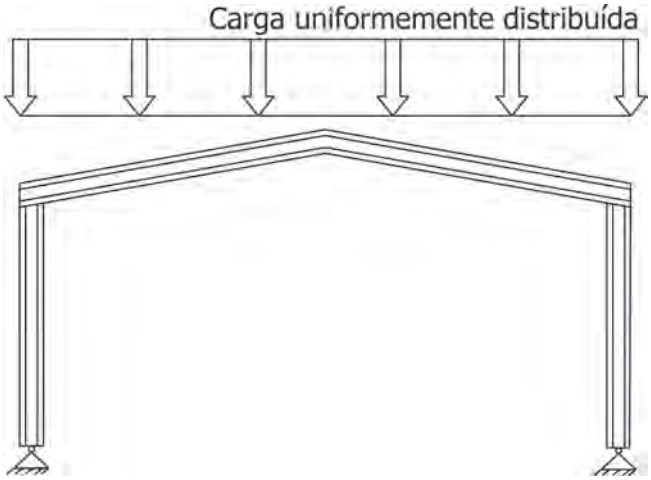


Figura 28 – Ação acidental no telhado

Conforme especificado no item B.5.2 do Anexo B da ABNT NBR 8800:2008, o valor da sobrecarga na cobertura deve ser especificado de acordo com a sua finalidade, porém com um valor mínimo de 0,25 kN/m².

2.5.3 Ação variável devida ao vento (Fwk)

A ação do vento atuando na estrutura deve ser calculada de acordo com a ABNT NBR 6123/88 – "Forças devidas ao vento em edificações" – da qual foram retirados os conceitos que seguem:

Velocidade básica do vento: é a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, a dez metros de altura, em campo aberto e plano, ultrapassada, em média, uma vez em 50 anos.

Conforme o gráfico de isopletas abaixo, será adotada, como exemplo, para uma região de São Paulo a velocidade básica V_0 de 40m/s.

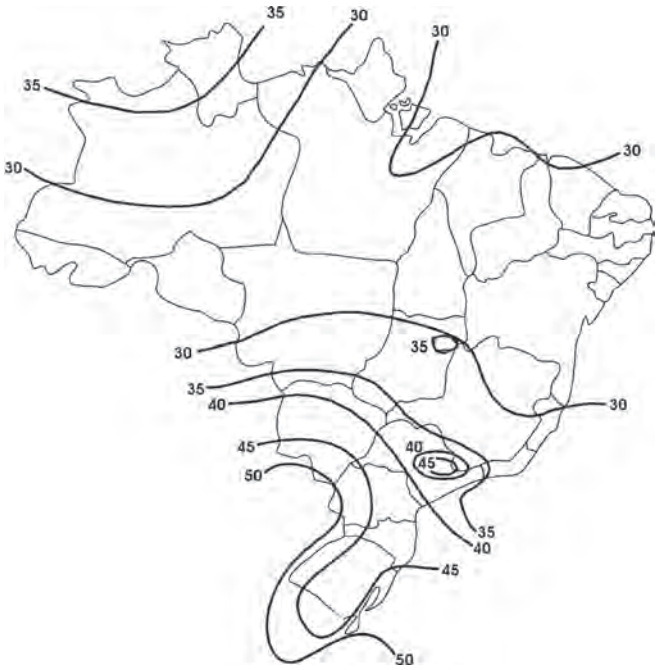


Figura 29 – Mapa de isopletas

Fator topográfico (S1): este fator leva em consideração as grandes variações da superfície do terreno.

Sabendo que o projeto será construído sobre um terreno plano, tem-se S1=1.

Fator de rugosidade (S2): o fator de rugosidade é obtido definindo-se uma categoria (rugosidade do terreno) e uma classe (dimensões da edificação).

Conforme a Tabela 1 da ABNT NBR6123/88, obtêm-se para um terreno de categoria III e uma edificação de classe C, os parâmetros b = 0,93, F_r = 0,95 e p = 0,115.

Assim, o fator S2 pode ser calculado:

$$S_2 = b \cdot Fr \cdot (Z/10)^p$$

Calculando-se o fator S2 para as alturas de 3 m e 7,32 m (este último valor correspondente à altura da cumeeira), tem-se para essas duas alturas:

$S_{2,(3m)}$ = 0,77

$S_{2,(7,3m)}$ = 0,85

Fator estatístico (S3): o fator estatístico considera o grau de segurança e a vida útil requeridos pela edificação, com base em um período de recorrência de 50 anos. Considerando um galpão para depósito com baixo fator de ocupação, tem-se S3 = 0,95.

Velocidade característica (V_k) e pressão dinâmica (q): a velocidade característica do vento pode ser determinada pela fórmula:

$$V_K = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Assim, têm-se as velocidades características para as duas alturas calculadas:

$V_{k,(3\ m)}$ = 29,26 m/s

$V_{k,(7,3\ m)}$ = 32,30 m/s

E para a pressão de obstrução:

$$q = 0{,}613 \cdot V_k^2$$

Assim,

$q_{(3\ m)}$ = 524,82 N/m²
$q_{(7,3\ m)}$ = 639,54 N/m²

Coeficientes de pressão externa (CPe) para as paredes:

Na Tabela 4 da ABNT NBR 6123/88 são especificados os coeficientes de pressão para diversos tipos de edificação.

Para uma edificação retangular, verificam-se a altura (h), a largura (b) e comprimento (a) da edificação. Assim:

Relação altura/largura:

$$\frac{h}{b} = \frac{6}{15} = 0{,}4 \qquad \mathbf{0{,}4} < \frac{1}{2}$$

Relação comprimento/largura:

$$\frac{a}{b} = \frac{54}{15} = 3{,}6 \qquad 2 < \mathbf{3{,}6} < 4$$

Com isso tem-se a distribuição para os coeficientes de pressão externos, conforme as Figuras 30 e 31.

Além disso, o comprimento de A1 e B1 apresentado na Figura 30 é definido pelo maior valor entre b/3 e a/4, desde que seja este valor menor ou igual que 2•h. Como para este caso o maior valor da relação, que é a/4 = 13,5, é maior que 2•h = 12, adota-se a distância de 12 m.

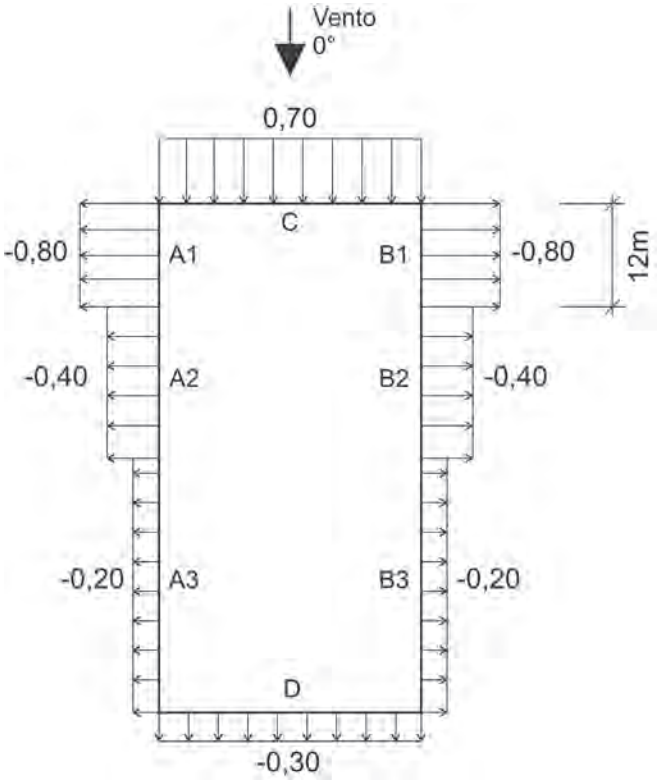


Figura 30 – CPe para Vento a 0º

Para os comprimentos de C1 e D1 na Figura 30, é adotado o menor valor entre 2•h e b/2, sendo para este caso b/2 = 7,5m o menor deles.

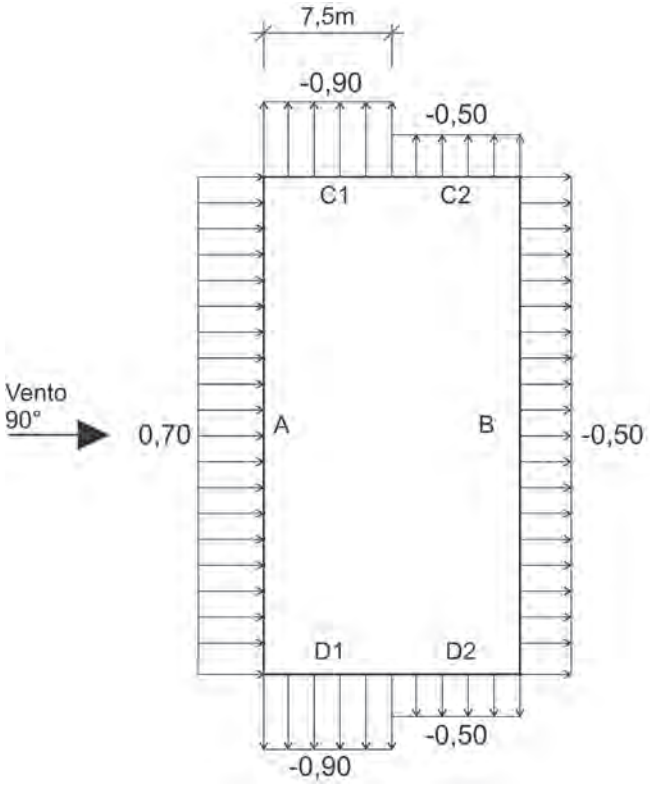


Figura 31 – CPe para Vento a 90º

O C_{Pe} Médio para as paredes é dado pelo menor valor entre h e 0,2•b, sendo este último o adotado neste caso, conforme a Figura 32.

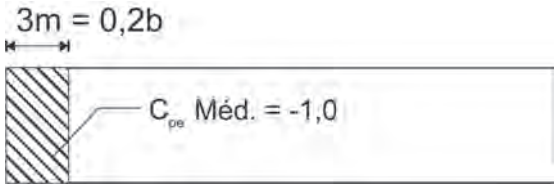


Figura 32 – CPe Médio para paredes

Coeficientes de pressão externa (C_{Pe}) para o telhado: Na Tabela 5 da ABNT NBR 6123/88 são especificados os coeficientes de pressão para telhados de duas águas simétricos para edificações de planta retangular, de onde são extraídos os seguintes valores para o projeto:

Como $\frac{h}{b} = \frac{6}{15} < \frac{1}{2}$ e a inclinação do telhado é de 10°, obtêm-se os valores de CPe distribuídos conforme as Figuras 33 e 34.

Além disso, a largura das faixas dos CPe médios é definida pelo menor valor entre h ou 0,15•b. Assim, é adotado o valor de 0,15•b = 2,25 m.

Também, conforme indicado na ABNT NBR 6123/88, a dimensão dos quadros E e G é estipulada da mesma maneira que os CPe das paredes para A1 e B1.

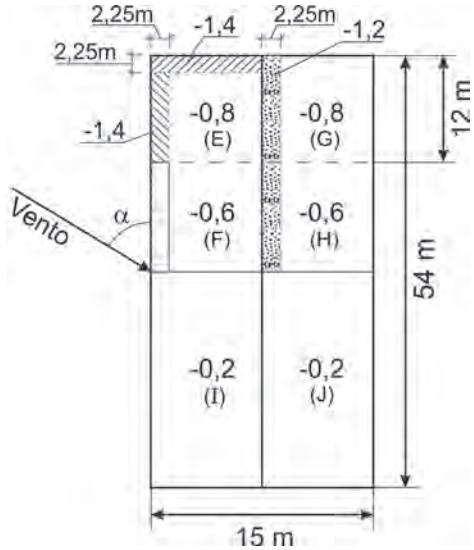


Figura 33 – CPe para cobertura - vento a 0º

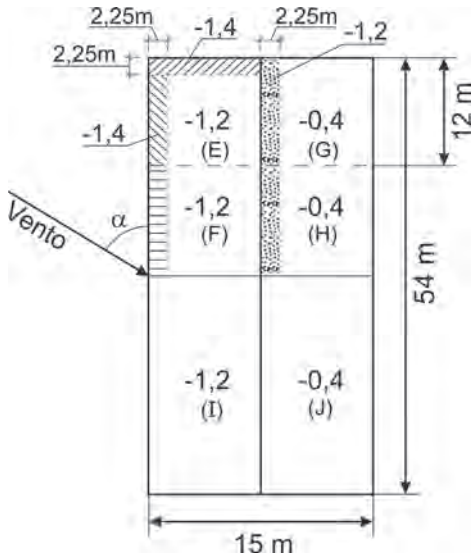


Figura 34 – CPe para cobertura - vento a 90º

Coeficientes de pressão interna (C_{Pi}): O cálculo dos coeficientes de pressão interna é feito de acordo com as indicações do item 6.2 da ABNT NBR 6123/88.

Os tapamentos laterais, frontais e a cobertura do galpão serão em chapa trapezoidal, portanto permeáveis, de acordo com a norma.

Para efeitos de simplificação será desprezada a existência de abertura dominante em qualquer face do galpão e serão adotados os coeficientes previstos no item 6.2.5.a da ABNT NBR 6123/88. Porém, tendo em mãos as dimensões das aberturas fixas e móveis da edificação, os coeficientes de pressão interna podem ser obtidos de acordo com o Anexo D da ABNT NBR 6123/88.

Assim, os coeficientes de pressão interna considerados são:

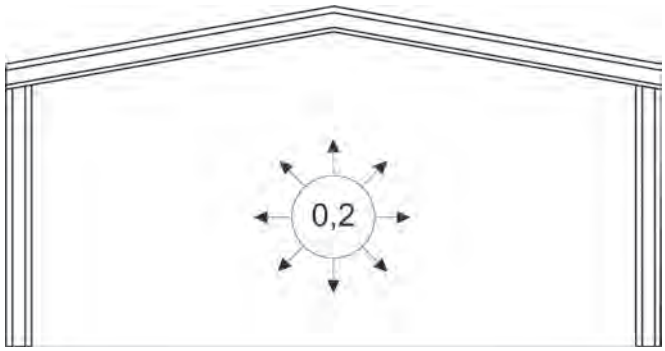


Figura 35 – Vento perpendicular a uma face permeável

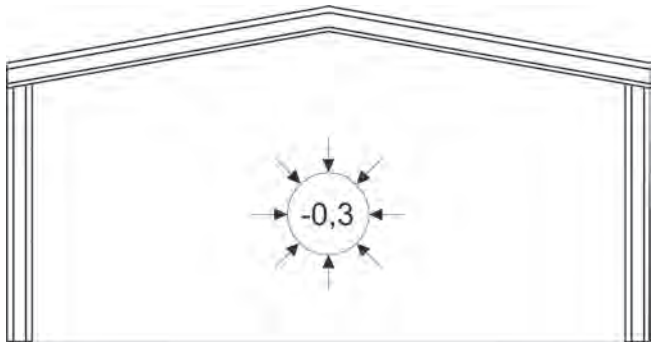


Figura 36 – Vento perpendicular a uma face impermeável

Combinações para as cargas do vento: Finalmente, após o cálculo dos coeficientes de pressão para a edificação, passa-se para as combinações das cargas de vento.

Duas combinações serão usadas somente para o dimensionamento das telhas, terças e ancoragens, pois nelas serão considerados os C_{Pe} médios previstos anteriormente. Outras quatro combinações serão utilizadas no dimensionamento dos elementos dos pórticos.

Combinações para telhas, terças e ancoragens:

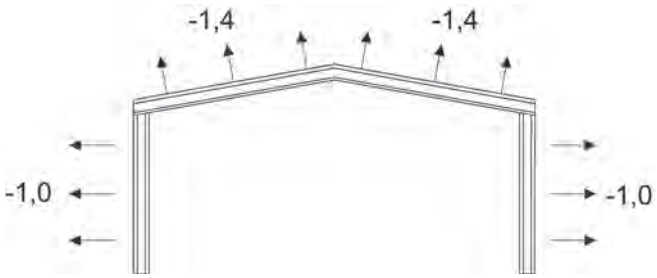


Figura 37 – C_{Pe} Médio (Seção 1)

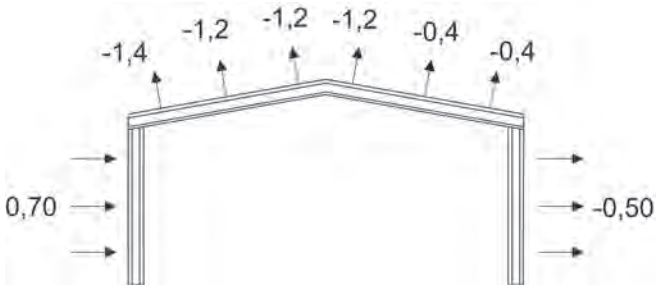


Figura 38 – C_{Pe} Médio (Seção 2)

Combinações para elementos da estrutura principal:

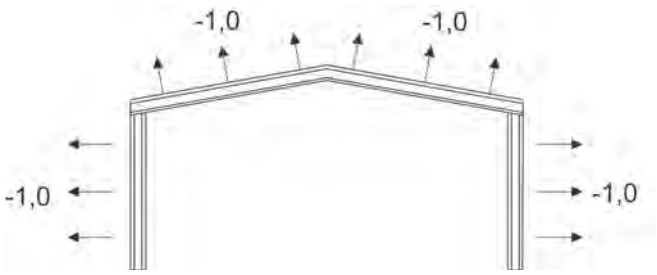


Figura 39 – Caso 1: $C_{Pe}(0°)+C_{pi}(+0.2)$

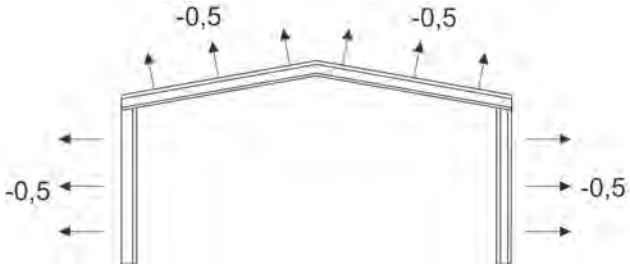


Figura 40 – Caso 2: $C_{Pe}(0°)+C_{pi}(-0,3)$

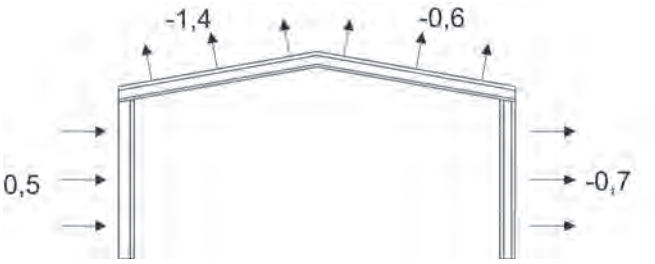


Figura 41 – Caso 3: $C_{Pe}(90°)+C_{pi}(+0,2)$

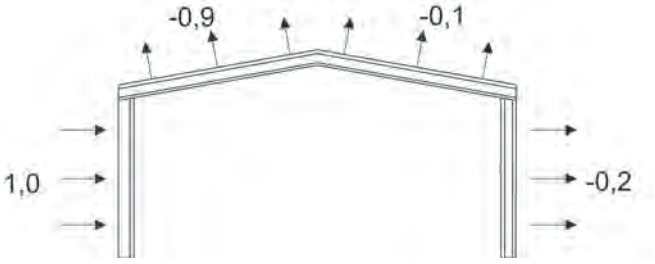


Figura 42 – Caso 4: $C_{Pe}(90°)+C_{pi}(-0,3)$

Esforços finais devidos à ação do vento para o galpão:

- Por simples observação, descartam-se os casos 2 e 4 listados anteriormente para o pórtico, e passam a ser analisados somente os dois casos restantes, que serão chamados de hipóteses I e II.

Para a obtenção dos esforços finais de vento basta multiplicar os coeficientes de pressão atuantes pela pressão de obstrução correspondente à altura e pela distância entre pórticos da estrutura. Assim, obtêm-se as cargas conforme apresentado na Tabela 01, distribuídas como nas Figuras 43 e 44.

Tabela 01 – Obtenção dos valores de cargas devidas ao vento nos pórticos

P = (D · q)	Hipótese 1 - F = (P · Cf)	Hipótese II - F = (P · Cf)
6m · 0,5248 kN/m² = 3,15 kN/m	3,15 kN/m · 1 = **3,15 kN/m**	3,15 kN/m · 0,5 = **1,58 kN/m**
6m · 0,6395 kN/m² = 3,84 kN/m	3,84 kN/m · 1 = **3,84 kN/m**	3,84 kN/m · 0,5 = **1,82 kN/m**
6m · 0,6395 kN/m² = 3,84 kN/m	3,84 kN/m · 1 = **3,84 kN/m**	3,84 kN/m · 1,4 = **5,38 kN/m**
6m · 0,6395 kN/m² = 3,84 kN/m	3,84 kN/m · 1 = **3,84 kN/m**	3,84 kN/m · 0,6 = **2,30 kN/m**
6m · 0,6395 kN/m² = 3,84 kN/m	3,84 kN/m · 1 = **3,84 kN/m**	3,84 kN/m · 0,7 = **2,69 kN/m**
6m · 0,5248 kN/m² = 3,15 kN/m	3,15 kN/m · 1 = **3,15 kN/m**	3,15 kN/m · 0,7 = **2,21 kN/m**



Figura 43 – Hipótese I (Cargas finais de vento)

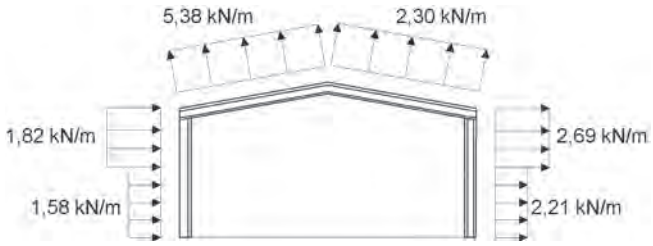


Figura 44 – Hipótese II (Cargas finais de vento)

2.6 Análise Estrutural do Pórtico

Atualmente são usados programas computacionais para modelar a estrutura, fornecendo como dados a sua geometria, carregamentos, seções pré-dimensionadas e condições de apoio, com o intuito de obter esforços e deslocamentos para verificar a conformidade das seções propostas dos elementos.

A ABNT NBR 8800:2008 requer que a estrutura seja avaliada quanto à sua deslocabilidade lateral, seja com o método simplificado de amplificação dos esforços solicitantes (Anexo "D" da norma ABNT NBR 8800), seja com programas que realizem análises de segunda ordem.

Aqui será apresentada a definição de ações além das produzidas pelo vento, que já foram estimadas no item anterior. Depois será feita a análise usando um programa com capacidade de análise de segunda ordem.

Para facilitar a reprodução dos resultados será utilizado um programa de uso livre (mais adiante comentado), no entanto outros programas comerciais também poderão ser usados.

2.6.1 Ação permanente ($F_{Gi,K}$)

São consideradas as seguintes ações:

Telhas	0,10 kN/m²
Contraventamentos	0,05 kN/m²
Terças e Tirantes	0,10 kN/m²
Vigas e Colunas	0,20 kN/m²
Total permanente	0,45 kN/m²

O carregamento distribuído linearmente sobre um pórtico é dado por 0,45 kN/m² x 6m = 2,70 kN/m,

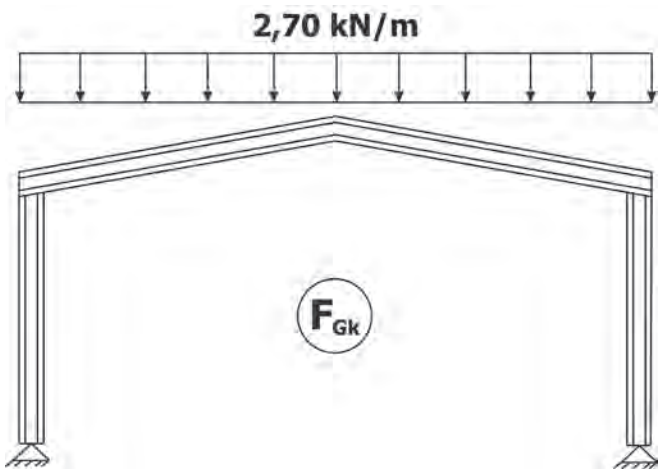


Figura 45 – Carregamento permanente

2.6.2 Ação Acidental ($F_{Qi,K}$)

Segundo o Anexo "B" da NBR 8800, a ação acidental em telhados não deve ser menor que 0,25kN/m². Neste caso o carregamento linearmente distribuído sobre o pórtico é 0,25kN/m² x 6m = 1,5kN/m.

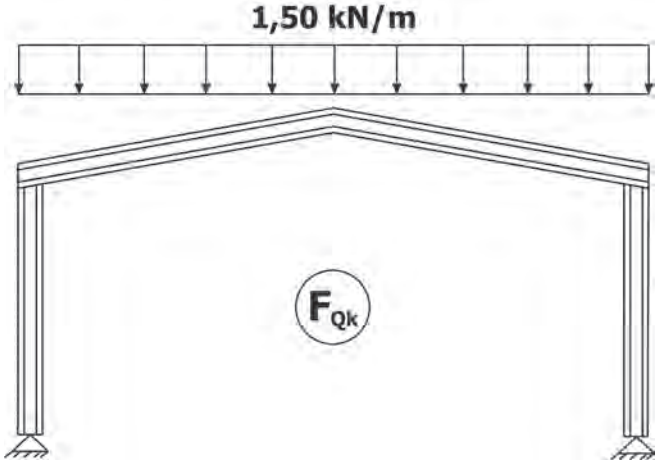


Figura 46 – Carga acidental

2.6.3 Força Horizontal equivalente (Força Nocional- Fn)

Nas estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise, por meio da consideração de um deslocamento horizontal entre os níveis superior e inferior do galpão industrial (em edifícios seria o deslocamento interpavimento) de h/333, sendo h a altura do andar. Estes efeitos podem ser levados em conta por meio da aplicação de uma força horizontal equivalente, denominada de força nocional, igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo.

2.6.4 Combinações para Estados Limites Últimos

As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação, usando-se a seguinte expressão, de acordo com o item 4.7.7.2.1 e com os valores dos coeficientes de ponderação e combinação da Tabela 1 e da Tabela 2, respectivamente, da ABNT NBR 8800:2008.

$$F_D = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} F_{Gi,K} + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^{n} \gamma_{qi} \Psi_{0j} F_{Gi,K}$$

$$F_{D,1} = (1{,}25) F_{Gi,K} + (1{,}5) F_{Q1,k}$$

$$F_{D,1} = (1{,}25)(2{,}7 kN/m) + (1{,}5)(1{,}5 kN/m)$$

$$F_{D,1} = 5{,}63 kN/m$$

A força nocional correspondente de acordo com o item 2.6.3 é dada por:

Fn = 0,003(5,63kN/m)(15m)=0,25kN

Como o vento atua somente à sução, haverá mais duas combinações, uma de cada hipótese, de acordo com o item 2.5.3. Além disso, as forças devidas ao vento serão decompostas segundo os eixos globais para a montagem das combinações finais.

$$F_{D,2} = (1{,}00) F_{Gi,K} - (1{,}4) F_{w,k}$$

Assim,

$$F_{D,2} = (1{,}00)(2{,}7) - (1{,}4)(3{,}84 \cdot \cos(10^o))$$

$$F_{D,2} = -2{,}61 kN/m$$

$$F_{D,2} = -(1{,}4)(3{,}84 \cdot sen(10^o))$$

$$F_{D,2} = -0{,}84 kN/m$$

$$F_{D,2} = -(1{,}4)(3{,}84)$$

$$F_{D,2} = -5{,}38 kN/m$$

$$F_{D,2} = -(1{,}4)(3{,}15)$$

$$F_{D,2} = -4{,}41 kN/m$$

e,

$$F_{D,3} = (1{,}00)(2{,}7) - (1{,}4)(5{,}38 \cdot \cos(10^o))$$

$$F_{D,3} = -4{,}74\ kN/m$$

$$F_{D,3} = (1{,}00)(2{,}7) - (1{,}4)(2{,}30 \cdot \cos(10^o))$$

$$F_{D,3} = -0{,}48\ kN/m$$

$$F_{D,3} = -(1{,}4)(5{,}38 \cdot sen(10^o))$$

$$F_{D,3} = -1{,}18\ kN/m$$

$$F_{D,3} = -(1{,}4)(2{,}30 \cdot sen(10^o))$$

$$F_{D,3} = -0{,}50\ kN/m$$

$$F_{D,3} = (1{,}4)(1{,}82)$$

$$F_{D,3} = 2{,}55\ kN/m$$

$$F_{D,3} = (1{,}4)(1{,}58)$$

$$F_{D,3} = 2{,}21\ kN/m$$

$$F_{D,3} = -(1{,}4)(2{,}69)$$

$$F_{D,3} = -3{,}77\ kN/m$$

$$F_{D,3} = -(1{,}4)(2{,}21)$$

$$F_{D,3} = -3{,}09\ kN/m$$

2.6.5 Análise estrutural

Conforme já explicado no item 2.6, para as análises estruturais podem ser utilizados programas computacionais com capacidade de análise de segunda ordem, ou ainda métodos simplificados de análise, como o indicado no Anexo D da ABNT NBR8800:2008.

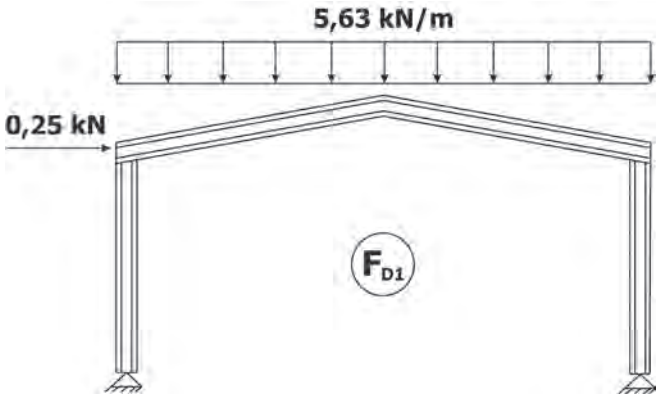


Figura 47 – Combinação F_{D1}

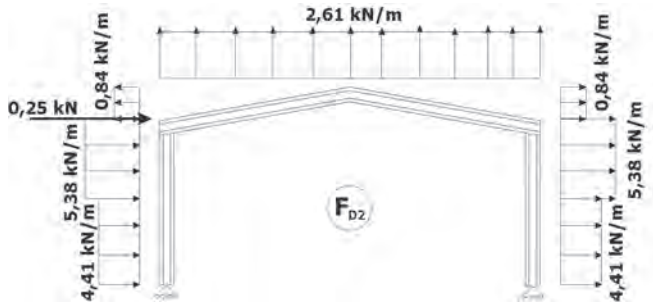


Figura 48 – Combinação F_{D2}

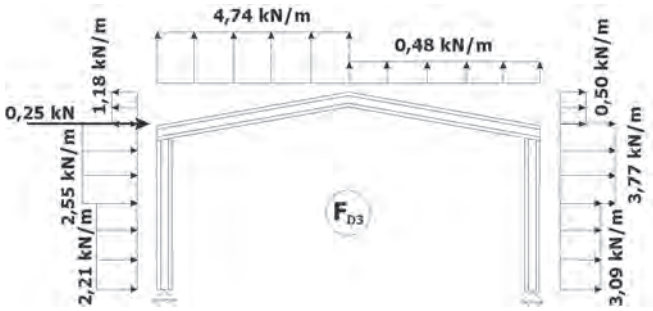


Figura 49 – Combinação F_{D3}

Nas análises aqui apresentadas será utilizado o programa Mastan2[1], mas outras opções de softwares de uso livre estão disponíveis.

O Mastan2 é capaz de resolver análises de segunda ordem geométrica e material, além de permitir modelagens em duas e três dimensões.

Além do Mastan2, um exemplo de programa desenvolvido no Brasil que permite a realização de análises não-lineares é o AcadFrame[2], desenvolvido na Escola de Enge-

[1] O Mastan2 pode ser obtido através do endereço eletrônico “www.mastan2.com”;
[2] O AcadFrame pode ser obtido através do endereço eletrônico “www.set.eesc.usp.br/acadframe”.

nharia de São Carlos – USP, que possibilita a análise de pórticos e treliças planas.

2.6.5.1 Análise de deslocabilidade

Segundo o item 4.9.4 da ABNT NBR8800:2008, as estruturas podem ser classificadas quanto a sua sensibilidade a deslocamentos laterais como sendo de pequena, média ou grande deslocabilidade.

Realizando-se as análises lineares e não-lineares, pode-se obter a relação entre o deslocamento lateral em todos os andares relativo à base, para todas as combinações últimas de ações, e assim definir o grau de deslocabilidade da estrutura.

2.6.5.2 Resultados das análises

Para simplificar a apresentação dos esforços no pórtico do galpão será apresentada tabela (Tabela 03) contendo os valores dos esforços para cada seção do pórtico conforme a Figura 50. Na Tabela 02 são apresentados os deslocamentos para obtenção do grau de deslocabilidade, de acordo com as combinações analisadas.

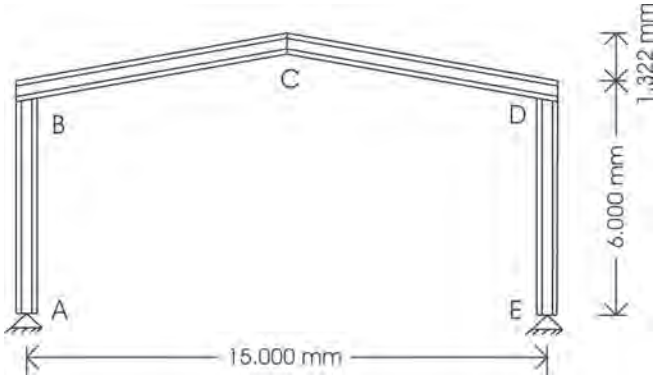


Figura 50 – Pórtico do galpão

Na Tabela 03 também são apresentados, lado a lado, os esforços obtidos com as análises lineares e não-lineares, onde é possível notar a pouca diferença para este caso entre os resultados dos dois tipos de análise.

Além disso, a análise de deslocabilidade para todas as combinações últimas de cargas gerou resultados na relação $\Delta 2/\Delta 1$ inferiores a 1,1 (vide Tabela 2), o que caracteriza, conforme já explicado em 2.6.5.1, uma estrutura de pequena deslocabilidade. Validam-se, assim, todas as análises lineares para a obtenção dos esforços necessários ao dimensionamento dos elementos.

Uma grande potencialidade da utilização de softwares para a análise de estruturas é a obtenção de todos os diagramas de esforços para a estrutura de forma rápida e precisa, o que permite ao projetista uma análise rigorosa para apurar possíveis erros de modelagem ou processamento.

A seguir são apresentados os diagramas de esforços, juntamente com a geometria deformada dos pórticos analisados nas três combinações de carga previstas, todos utilizando análises lineares, conforme foi validado na análise de deslocabilidade.

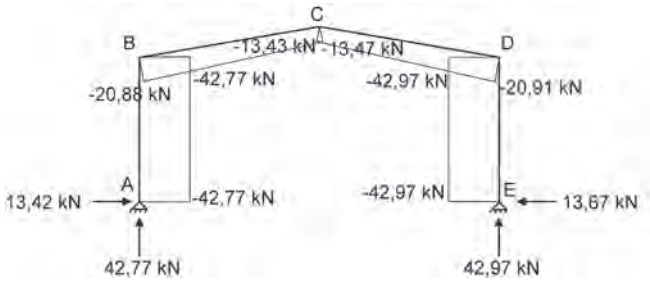


Figura 51 – Diagrama de esforço axial – Combinação de carga Fd1

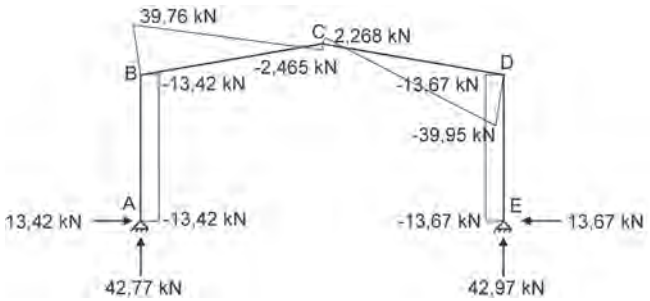


Figura 52 – Diagrama de esforço cortante – Combinação de carga Fd1

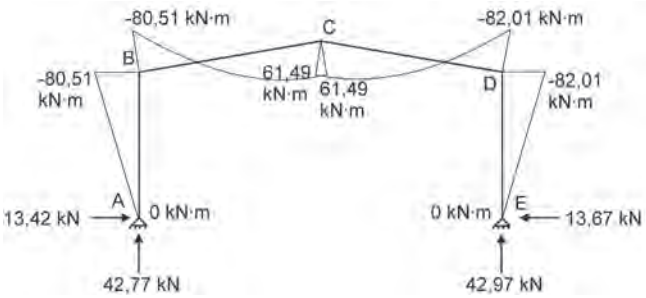


Figura 53 – Diagrama de momentos – Combinação de carga Fd1

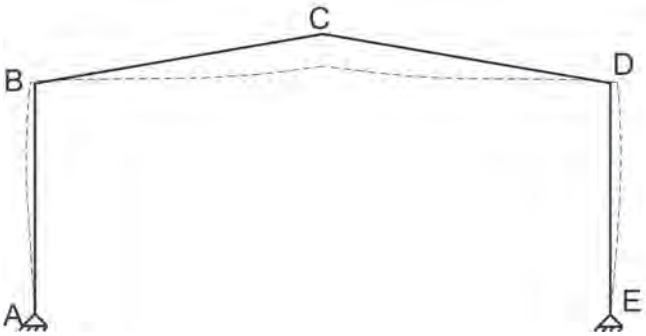


Figura 54 – Geometria deformada – Combinação de carga Fd1

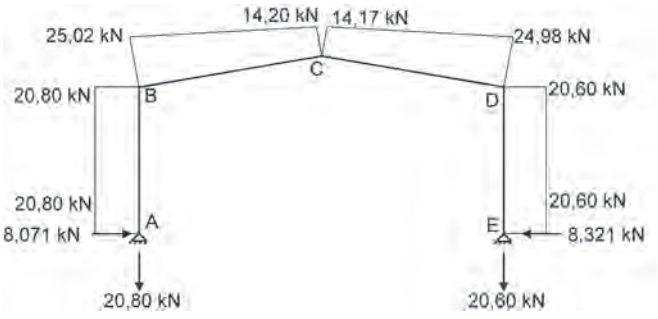


Figura 55 – Diagrama de esforço axial – Combinação de carga Fd2

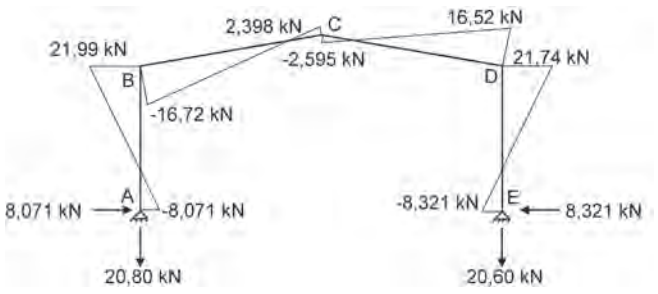


Figura 56 – Diagrama de esforço cortante – Combinação de carga Fd2

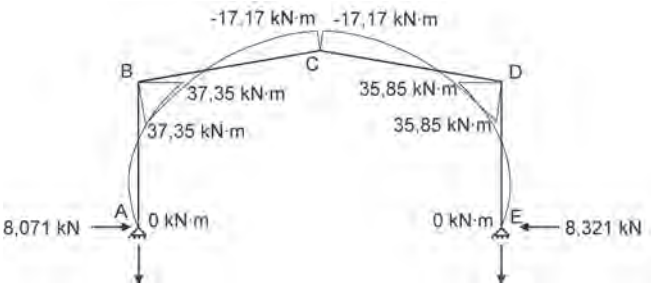


Figura 57 – Diagrama de momentos – Combinação de carga Fd2

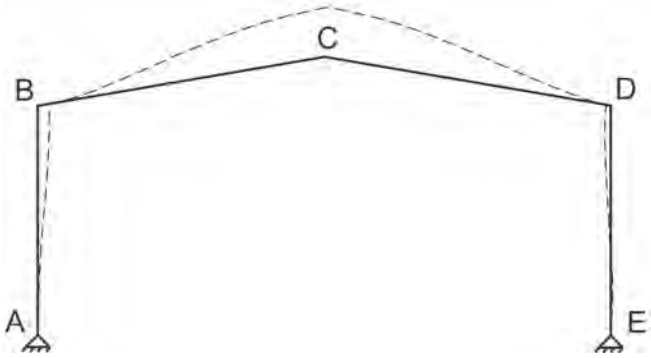


Figura 58 – Geometria deformada – Combinação de carga Fd2

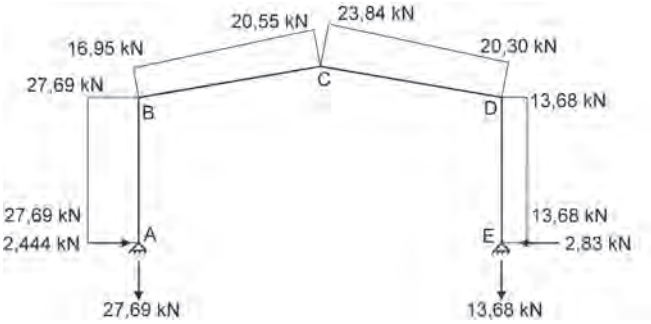


Figura 59 – Diagrama de esforço axial – Combinação de carga Fd3

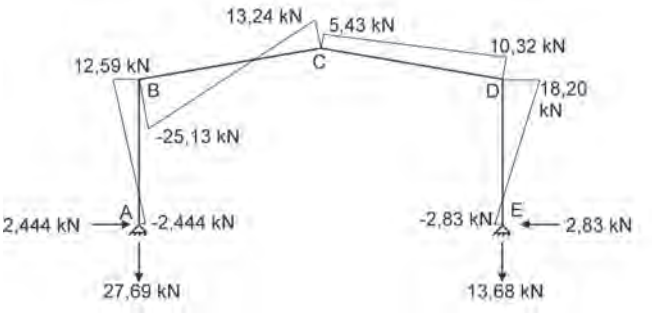


Figura 60 – Diagrama de esforço cortante – Combinação de carga Fd3

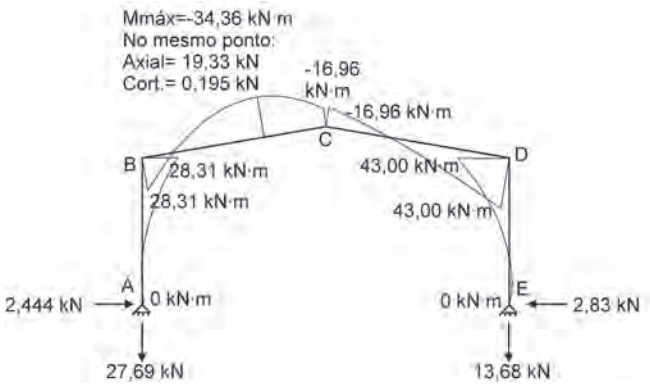


Figura 61 – Diagrama de momentos – Combinação de carga Fd3

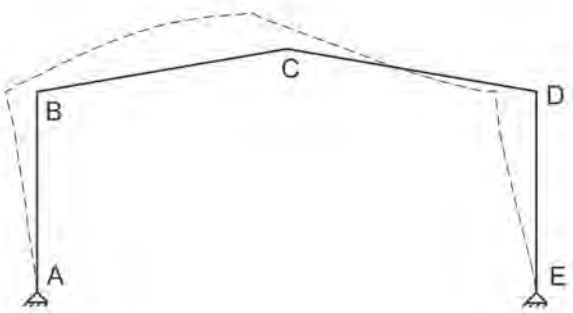


Figura 62 – Geometria deformada – Combinação de carga Fd3

Tabela 02 – Deslocamentos nos nós B e D para análises de primeira e segunda ordem

Nó	Combinação F_{D1}			Combinação F_{D2}			Combinação F_{D3}		
	Δ_1 (mm)	Δ_2 (mm)	Δ_1/Δ_2	Δ_1 (mm)	Δ_2 (mm)	Δ_1/Δ_2	Δ_1 (mm)	Δ_2 (mm)	Δ_1/Δ_2
B	-14,02	-13,58	0,97	5,79	5,72	0,99	-27,06	-25,83	0,95
D	17,17	17,03	0,99	-2,65	-2,70	1,02	-36,85	-35,62	0,97

Tabela 03 – Resumo de esforços nos elementos do pórtico principal

Elem.	Nó	Tipo de Esforço	Comb. Fd1 (Linear)	Comb. Fd1 (Não-linear)	Comb. Fd2 (Linear)	Comb. Fd2 (Não-linear)	Comb. Fd3 (Linear)	Comb. Fd3 (Não-linear)
A-B	A	N (kN)	-42,77	-42,73	20,8	20,79	27,69	27,76
		M (kN·m)	0	0	0	0	0	0
		V (kN)	-13,42	-13,50	-8,07	-8,106	-2,44	-2,39
	B	N (kN)	-42,77	-42,73	20,80	20,81	27,69	27,70
		M (kN·m)	-80,51	-80,92	37,35	37,14	28,31	28,66
		V (kN)	-13,42	-13,50	21,99	21,95	12,59	12,67
B-C	B	N (kN)	-20,88	-20,49	25,02	25,04	16,95 (19,33)*	16,98
		M (kN·m)	-80,51	-80,92	37,35	37,14	28,31 (-34,36)*	28,66
		V (kN)	39,76	39,98	-16,72	-16,64	25,13 (0,00)*	-25,14
	C	N (kN)	-13,43	-13,33	14,20	14,19	20,55	20,50
		M (kN·m)	61,49	62,44	-17,17	-16,93	-16,96	-16,68
		V (kN)	-2,465	-2,289	2,40	2,45	13,24	13,24
C-D	C	N (kN)	-13,47	-13,36	14,17	14,16	23,84	23,80
		M (kN·m)	61,49	62,44	-17,17	-16,93	-16,96	-16,68
		V (kN)	2,268	2,075	-2,595	-2,64	5,43	5,28
	D	N (kN)	-20,91	-20,52	24,98	25,01	20,30	20,27
		M (kN·m)	-82,01	-82,56	35,85	35,70	43	42,28
		V (kN)	-39,95	-40,20	16,52	16,45	10,32	10,18
D-E	D	N (kN)	-42,97	-42,94	20,60	20,61	13,68	13,69
		M (kN·m)	82,01	82,56	-35,85	-35,70	43	-42,28
		V (kN)	-13,67	-13,77	21,74	21,71	18,20	18,08
	E	N (kN)	-42,97	-42,94	20,6	20,60	13,68	13,61
		M (kN·m)	0	0	0	0	0	0
		V (kN)	-13,67	-13,77	-8,32	-8,34	-2,83	-2,97

Os esforços marcados com asterisco representam os esforços no ponto de momento máximo do elemento em questão.

2.7 Dimensionamento dos Elementos do pórtico

2.7.1 Considerações gerais

Os procedimentos de cálculo para o dimensionamento de perfis formam uma etapa trabalhosa e que pode consumir um tempo considerável do engenheiro estrutural.

Atualmente, com o uso comum de softwares de dimensionamento esta etapa pode ser automatizada, permitindo que o engenheiro dedique mais tempo às análises e otimização das estruturas.

Ao final desta publicação é apresentado um fluxograma que ilustra, com as devidas referências à norma, todas as etapas para o dimensionamento de peças de aço submetidas à flexo-compressão.

2.7.2 Solicitações de cálculo

Após uma criteriosa análise sobre as tensões atuantes na estrutura, destacam-se as barras submetidas aos maiores esforços, para que sejam dimensionadas de acordo com as prescrições normativas.

Para a coluna D-E os maiores esforços são:

Combinação Fd1 (Hipótese 1):
(Elemento à compressão)
M_{Sd} = 82,01 kN·m
N_{Sd} = -42,97 kN
V_{Sd} = -13,67 kN

Combinação Fd2 (Hipótese 2):
(Elemento à tração)
M_{Sd} = -35,85 kN·m
N_{Sd} = 20,60 kN
V_{Sd} = 21,74 kN

Combinação Fd3 (Hipótese 3):
(Elemento à tração)
M_{Sd} = 43,00 kN·m
N_{Sd} = 13,68 kN
V_{Sd} = 18,20 kN

Da mesma maneira se segue para todos os outros elementos, para que assim se possa proceder às verificações dos perfis.

2.7.3 Pré-dimensionamento da coluna

Bellei(2006), em seu livro sobre edifícios industriais em aço, recomenda para colunas de galpões sem ponte rolante com a seção constante um valor de altura do perfil de H/20 a H/30, sendo H a altura da coluna até o beiral. Para vigas de cobertura o autor recomenda alturas de perfis de L/50 até L/70. No projeto calculado teríamos para a altura h coluna:

$$h_C = \frac{6000mm}{20} = 300mm$$

E para altura da viga

$$h_V = \frac{15000mm}{500} = 300mm$$

Adota-se, portanto, o perfil W 310x38,7 para as colunas e vigas, isto é, um único perfil.

2.7.4 Dimensionamento e verificações para a coluna

Como as duas colunas (A-B e D-E) terão perfis iguais, somente serão apresentados os cálculos detalhados para uma delas (D-E). Porém, as verificações devem ser feitas para todas as combinações de ambas as colunas, conforme será lembrado ao final dos procedimentos de cálculo.

As propriedades geométricas do perfil podem ser obtidas em normas ou em tabelas de fabricantes siderúrgicos.

Foi escolhido um perfil que não necessariamente é o de melhor desempenho em

capacidade e custo, relação custo/benefício. Para obter a melhor solução devem-se avaliar: disponibilidade dos fornecedores, custos, compatibilidade dimensional entre elementos da estrutura, entre outros fatores. O responsável pelo projeto deve procurar a melhor solução que envolva custo do material, custo de fabricação e de transporte e montagem. Não necessariamente a escolha com melhor desempenho é a de menor peso. As fases de fabricação, transporte e montagem devem ser consideradas para uma escolha ótima.

[1] Verificação da esbeltez:

Conforme o item 5.3.4 da ABNT NBR8800:2008, a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil L e o raio de giração correspondente r, não deve ser superior a 200.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{6.000}{131,4} = 45,66 < 200 \Rightarrow \text{Ok!}$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{6.000}{38,2} = 157,07 < 200 \Rightarrow \text{Ok!}$$

[2] Verificação da capacidade à compressão:

Procedimentos determinados para seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto.

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR8800:2008, verifica-se para o perfil em questão a esbeltez da alma. Tratando-se de um perfil I, verifica-se para o Grupo 2, elemento AA:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Assim,

$$\frac{271}{5,8} = 46,72 > 1,49\sqrt{\frac{200.000}{345}} = 35,87$$

Como (h_w/t_w) supera $(b/t)_{lim}$, deve-se calcular o fator de redução Qa, dado por:

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

onde A_g é a área bruta e A_{ef} a área efetiva da seção transversal, dada por:

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

com o somatório estendendo-se a todos os elementos AA.

Nessa expressão:

b e t são, respectivamente, a largura e a espessura de um elemento comprimido AA, e b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA.

A largura efetiva dos elementos AA é igual a:

$$b_{ef} = 1,92\, t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t}\sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

onde C_a é um coeficiente igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a:

$$\sigma = \chi\ f_y$$

com χ obtido conforme 5.3.3, adotando Q igual a 1,0. Opcionalmente, de forma conservadora, pode-se tomar:

$$\sigma = f_y$$

Desta maneira:

$$b_{ef} = 1{,}92 \cdot 5{,}8 \cdot 24{,}077\left[1 - \frac{0{,}34}{271/5{,}8} \cdot 24{,}077\right]$$

$$b_{ef} = 221{,}15\,mm < 271\,mm$$

$$A_{ef} = 4.970 - (271 - 221{,}15) \cdot 5{,}8$$

$$A_{ef} = 4.680{,}85\,mm^2$$

$$Q_a = \frac{4.680{,}85}{4.970{,}00} = 0{,}94$$

O próximo passo é a verificação da esbeltez da mesa.

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR8800:2008, tratando-se de um perfil I, verifica-se para o Grupo 4, elemento AL:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0{,}56\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Como (h_w/t_w) não supera $(b/t)_{lim}$, adota-se Qs = 1,00.

$$\frac{165/2}{9{,}7} = 8{,}51 \leq 0{,}56\sqrt{\frac{200.000}{345}} = 13{,}48$$

Assim, conforme item F.1.3 do Anexo F da ABNT NBR8800:2008, o fator de redução total Q é dado por:

$$Q = Qa \cdot Qs \quad \Rightarrow \quad Q = 0{,}94 \cdot 1 = 0{,}94$$

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, segundo o Anexo E da ABNT NBR8800:2008, determina-se para uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto:

a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

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

b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

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

c) para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2}\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G I_t\right]$$

Onde:

K_xL_x é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;

I_x é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

K_yL_y é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

K_zL_z é o comprimento de flambagem por torção;

E é o módulo de elasticidade do aço;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

I_t é o momento de inércia à torção uniforme;
ro é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)}$$

x_o e y_o são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y, respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

Assim, como foi utilizada análise de segunda ordem, pode ser usado k=1,0

a)

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 8,581x10^7}{(6.000)^2} = \underline{4.705,06\ kN}$$

b)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 7,27x10^6}{(6.000)^2} = \underline{398,62\ kN}$$

c)

$$r_o = \sqrt{(131,4^2 + 38,20^2)} = 136,84\ mm$$

$$N_{ez} = \frac{1}{136,84^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 1,63728x10^{11}}{(6000)^2} + 77.000 \cdot 132.000 \right] =$$

$$N_{ez} = \underline{1.022,23\ kN}$$

Portanto, a carga resistente do perfil será a menor entre N_{ex}, N_{ey} e N_{ez}.

$$Ne = \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 398,62\ kN$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pode-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$\chi = 0,658\lambda_0^2 \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5$$

ou

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ se } \lambda_0 > 1,5$$

onde

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado no item 5.3.3.2 da ABNT NBR8800:2008 pela fórmula:

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

Assim sendo,

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,94 \cdot 4.970 \cdot 345}{398.620}} = 2,011$$

Como $\lambda_0 > 1,5$:

$$\chi = \frac{0,877}{2,011^2} = 0,2169$$

E, finalmente, a força axial resistente de cálculo, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR8800:2008:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi\, Q\, A_g\, f_y}{\gamma_{a1}} \Rightarrow \frac{0,2169 \cdot 0,94 \cdot 4.970 \cdot 345}{1,1}$$

$$\boxed{N_{c,Rd} = 317,8\ kN}$$

[3] Verificação da capacidade à flexão:

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da ABNT NBR8800:2008, que são detalhados a seguir.

Conforme a Tabela G.1 da ABNT NBR8800:2008, para Seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{6.000}{38,20} = 157,07$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_P = 1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}76\sqrt{\frac{200.000}{345}} = 42{,}38$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E.J} = \frac{(345 - 103{,}5)553.600}{200.000 \cdot 132.000}$$

$$\beta_1 = 0{,}005064$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} = \frac{7{,}27x10^6 (310 - 9{,}7)^2}{4}$$

$$C_w = 1{,}639023x10^{11}\, mm^6$$

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

$$\lambda_r = \frac{1{,}38\sqrt{7{,}27x10^6 \cdot 132.000}}{38{,}2 \cdot 132.000 \cdot 0{,}005064} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1{,}639023x10^{11} \cdot 0{,}005064^2}{7{,}27x10^6}}} =$$

$$\lambda_r = 119{,}27$$

Segundo indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR8800:2008, para quando

$$\lambda_{FLT} > \lambda_r$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2}\sqrt{\frac{C_w}{I_y}\left(1 + 0{,}039\frac{J L_b^2}{C_w}\right)}$$

C_b (Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme), conforme itens 5.4.2.3 e 5.4.2.4 na ABNT NBR8800:2008, pode ser tomado como:

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

onde,

M_{max} é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;

M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a $0{,}5+2.(I_{yc} / I_y)^2$ para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, e igual a 1,00 em todos os demais casos;

I_{yc} é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria (como a curvatura é reversa, esse momento de inércia refere-se à mesa de menor momento de inércia);

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

Com isso, têm-se os valores dos momentos solicitados conforme ilustrado abaixo:

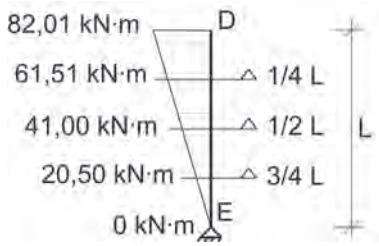


Figura 63 – Momentos atuantes na coluna D-E

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 82,01}{2,5 \cdot 82,01 + 3 \cdot 61,51 + 4 \cdot 41,00 + 3 \cdot 20,50} \cdot 1$$

$$C_b = 1,667 < 3,0$$

$$M_{cr} = \frac{1,667 \cdot \pi^2 \cdot 200.000 \cdot 7,27x10^6}{6.000^2} \cdot \sqrt{\frac{1,639023x10^{11}}{7,27x10^6}\left(1 + 0,039\frac{132.000 \cdot 6.000^2}{1,639023x10^{11}}\right)}$$

$$M_{cr} = 145,64\ kN \cdot m$$

$$M_{pl} = Z.f_Y$$

$$M_{pl} = 615.400 \cdot 345 = 212,313\ kN \cdot m$$

$$M_{FLT,n} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{145,64}{1,1} \leq \frac{212,313}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = 132,40\ kN \cdot m \ \leq\ 193,01 kN \cdot m$$

$$M_{FLT,n} = \underline{132,40\ kN \cdot m}$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{165}{2 \cdot 9,7} = 8,50$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38.\sqrt{\frac{E}{F_Y}} = 0,38.\sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83.\sqrt{\frac{E}{(F_Y - \sigma_r)}} = 0,83.\sqrt{\frac{200.000}{(345 - 103,5)}}$$

$$\lambda_r = 23,88$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR8800:2008, para quando

$$\lambda_{FLT} < \lambda_p$$

$$M_{FLM,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{212,31}{1,1} = \underline{193,00\ kN \cdot m}$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{271}{5,8} = 46,72$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76.\sqrt{\frac{E}{f_Y}} = 3,76.\sqrt{\frac{200.000}{345}} = 90,53$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70.\sqrt{\frac{E}{f_Y}} = 5,70.\sqrt{\frac{200.000}{345}} = 137,24$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR8800:2008, para quando

$$\lambda_{FLT} < \lambda_p$$

$$M_{FLA,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{212,31}{1,1} = \underline{193,00\ kN \cdot m}$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR8800:2008:

$$M_{Rd} = Min(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA})$$

$$\boxed{M_{Rd} = 132,40\ kN \cdot m}$$

[4] Verificação da capacidade ao cisalhamento:

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da ABNT NBR8800:2008.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{271}{5,8} = 46,72$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10.\sqrt{\frac{K_v E}{f_Y}} = 1,10.\sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 59,22$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37.\sqrt{\frac{K_v E}{f_Y}} = 1,37.\sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 73,76$$

Para uma seção I fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR8800:2008, para quando $\lambda_w < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot (310 \cdot 5,8) \cdot 345$$

$$V_{pl} = 372,186\ kN$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{372,186}{1,1}$$

$$\boxed{V_{Rd} = 338,35\ kN}$$

[5] Verificação para a combinação de esforços solicitantes:

Conforme descrito no item 5.5.1.2 da ABNT NBR8800:2008, para a atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

Para:

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} \geq 0,2 \quad \Rightarrow \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9}\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} \leq 1,00$$

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} < 0,2 \quad \Rightarrow \frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} \leq 1,00$$

Assim, como $\frac{42,97}{317,8} = 0,135 < 0,2$:

$$\frac{42,97}{2 \cdot 317,8} + \frac{82,01}{132,40} \leq 1,00$$

$$0,69 \leq 1,00 \ \Rightarrow \ \text{Ok!}$$

Verifica-se com isso a estabilidade do perfil proposto para suportar os esforços previstos.

Portanto, pode-se dizer que o perfil W310x38,7 é adequado para o elemento da coluna D-E no caso da condição de carregamento Fd1.

Para as verificações da coluna A-B o procedimento é o mesmo, devendo-se considerar somente a verificação para os esforços de cisalhamento atuantes e esforços combinados.

Como o esforço de cisalhamento atuante é muito inferior ao resistente, somente a verificação de esforços combinados é necessária:

Verificando que $\frac{42,77}{325,76} = 0,13 < 0,2$:

$$\frac{42,77}{2 \cdot 325,76} + \frac{80,51}{135,14} \leq 1,00$$

$$0,66 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Ok!}$$

Por fim, conforme as verificações feitas para ambas as colunas, mostra-se que o perfil W310x38,7 é adequado para suportar os esforços solicitantes de cálculo.

2.7.5 Dimensionamento e verificações para as vigas

Usando-se o mesmo procedimento adotado para as colunas, obtêm-se, inicialmente, os esforços atuantes nas vigas B-C e C-D para, então, proceder às verificações.

São resumidos aqui alguns processos que já foram detalhados no cálculo da coluna, assim como o perfil utilizado para as vigas será o mesmo. Algumas verificações não serão necessárias.

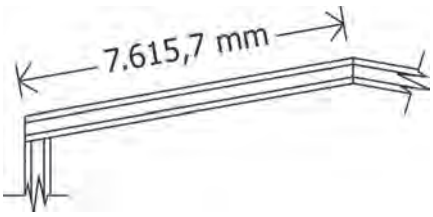


Figura 64 – Dimensão da viga

Deve-se estar atento para os comprimentos de flambagem para o perfil em questão. No caso da viga, existirão dois comprimentos diferentes. O comprimento de flambagem em torno do eixo 'x' de 7.615,7 mm, ou seja, o comprimento total do perfil (Figura 64), e, como o perfil está perfeitamente travado (não somente com terças), como se pode ver na Figura 65, o comprimento de flambagem em torno do eixo 'y' e também o comprimento entre duas seções contidas à torção de 2.538 mm.

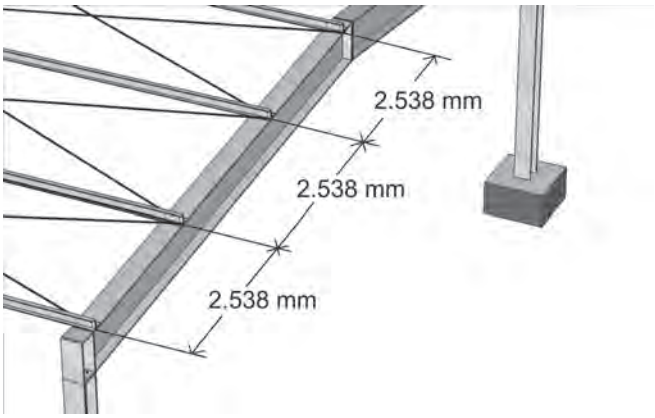


Figura 65 – Espaçamento entre seções travadas no perfil da viga

[1] Verificação da esbeltez:

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{7.615,7}{131,4} = 57,96 < 200 \Rightarrow \text{Ok!}$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{2.538}{38,2} = 66,44 < 200 \Rightarrow \text{Ok!}$$

[2] Verificação da capacidade à compressão:

Conforme já calculado no elemento da coluna, o valor do fator de redução total Q é dado por:

$$Q = 0,94 \cdot 1 = 0,94$$

a) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 8,581x10^7}{(7.615,7)^2} = \underline{2.920,44\ kN}$$

b) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 7{,}27x10^6}{(2.538)^2} = \underline{2.227{,}82\ kN}$$

c) Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{136{,}84^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 1{,}63728x10^{11}}{(2.538)^2} + 77.000 \cdot 132.000 \right] =$$

$$N_{ez} = \underline{3.222{,}23\ kN}$$

A carga resistente do perfil é a menor entre N_{ex}, N_{ey} e N_{ez}.

$$Ne = \underline{2.227{,}82\ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0{,}94 \cdot 4.970 \cdot 345}{2.227.820{,}00}} = 0{,}8506$$

Como $\lambda_0 < 1{,}5$:

$$\chi = 0{,}658^{0{,}8506^2} = 0{,}7387$$

A força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi\, Q\, A_g\, f_y}{\gamma_{a1}} \Rightarrow \frac{0{,}7387 \cdot 0{,}94 \cdot 4.970 \cdot 345}{1{,}1}$$

$$\boxed{N_{c,Rd} = 1.082{,}38\ kN}$$

[3] Verificação da capacidade à flexão:

- Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{2.538{,}0}{38{,}20} = 66{,}44$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}76\sqrt{\frac{200.000}{345}} = 42{,}38$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = \frac{1{,}38\sqrt{7{,}27x10^6 \cdot 132.000}}{38{,}2 \cdot 132.000 \cdot 0{,}005064} \cdot \sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27 \cdot 1{,}639023x10^{11} \cdot 0{,}005064^2}{7{,}27x10^6}}} =$$

$$\lambda_r = 119{,}27$$

Segundo indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR8800:2008, para quando $\lambda_p < \lambda_{FLT} < \lambda_r$:

O valor de C_b pode ser tomado como:

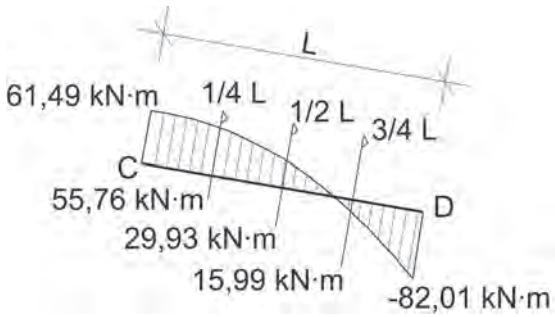


Figura 66 – Momentos atuantes na viga C-D

$$C_b = \frac{12{,}5 \cdot 82{,}01}{2{,}5 \cdot 82{,}01 + 3 \cdot 55{,}76 + 4 \cdot 29{,}93 + 3 \cdot 15{,}99} \cdot 1$$

$$C_b = 1{,}90 < 3{,}0$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W \Rightarrow (345 - 103{,}5)553.600$$

$$M_r = 133{,}69\ kN \cdot m$$

$$M_{pl} = 615.400 \cdot 345 = 212{,}313\ kN \cdot m$$

$$M_{Rd} = \frac{1{,}90}{1{,}1} \cdot \left[212{,}31 - (212{,}31 - 133{,}69) \cdot \frac{66{,}44 - 42{,}38}{119{,}27 - 42{,}38} \right] \leq \frac{212{,}31}{1{,}1}$$

$$324{,}22\ kN \cdot m \geq 193{,}00\ kN \cdot m$$

$$M_{FLT,n} = \underline{193{,}00\ kN \cdot m}$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

Conforme já calculado em 2.7.4:

$$M_{FLM,n} = \underline{193{,}00\ kN \cdot m}$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

Conforme já calculado em 2.7.4:

$$M_{FLA,n} = \underline{193{,}00\ kN \cdot m}$$

O momento fletor resistente de cálculo é o menor entre:

$$M_{Rd} = Mín(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA})$$

$$\boxed{M_{Rd} = 193{,}00\ kN \cdot m}$$

[4] Verificação da capacidade ao cisalhamento:

Conforme cálculo apresentado em 2.7.4:

$$\boxed{V_{Rd} = 338{,}35\ kN}$$

[5] Verificação para a combinação de esforços solicitantes:

Como $\frac{20{,}91}{1.082} = 0{,}019 < 0{,}2$:

$$\frac{20{,}91}{2 \cdot 1.082} + \frac{82{,}01}{193{,}00} \leq 1{,}00$$

$$0{,}43 \leq 1{,}00 \Rightarrow \text{Ok!}$$

Assim, pode-se dizer que o perfil W310x38,7 é adequado também para o elemento da viga C-D no caso da condição de carregamento Fd1.

As mesmas verificações devem ser feitas para a viga B-C, com o mesmo procedimento aqui apresentado.

Como os esforços de cisalhamento atuantes são muito inferiores ao resistente do perfil, somente a verificação de esforços combinados é necessária:

Verificando que $\frac{20{,}88}{1.082} = 0{,}019 < 0{,}2$:

$$\frac{20{,}88}{2 \cdot 1.082} + \frac{80{,}51}{193{,}00} \leq 1{,}00$$

$$0{,}43 \leq 1{,}00 \Rightarrow \text{Ok!}$$

Por fim, conforme as verificações feitas para ambas as vigas, mostra-se que o perfil W310x38,7 tem suficiente capacidade para atender às solicitações de projeto.

- Sobre os resultados das verificações do pórtico

Com os valores obtidos até então, de 0,69 para as colunas e 0,43 para as vigas, percebe-se claramente que existe a possibilidade de serem adotados perfis mais leves, com menos área e inércia, de forma a se obter um dimensionamento mais econômico, principalmente para as vigas do pórtico.

Contudo, deve ser verificado ainda o Estado Limite de Serviço referente ao deslocamento horizontal do pórtico, que é função das inércias das vigas e colunas, no sentido de se decidir sobre esta alteração.

2.8 Verificação do Deslocamento Vertical e Lateral

O deslocamento vertical do pórtico é determinado computacionalmente com a combinação dada por:

$$F_{D,uti} = F_{Gk} + \psi_{2j} F_{Qk}$$
$$F_{D,uti} = (2,7kN/m) + (0,6)(1,5kN/m) = 3,6N/m$$

O limite dado segundo o Anexo C da ABNT NBR 8800:2008, Tabela C.1 é de L/250 para vigas de cobertura. Portanto, o valor do deslocamento máximo obtido foi de 57,51mm enquanto o limite permitido é (1500mm/250 = 60mm), sendo conforme o deslocamento vertical com os perfis utilizados.

O estado limite de deformação horizontal para galpões em geral é de 1/300 da altura da coluna em relação à base – segundo o anexo C da ABNT NBR 8800:2008, Tabela C.1.

O deslocamento lateral do pórtico no topo das colunas, para a pior situação das combinações frequentes de serviço, pode ser calculado computacionalmente, da mesma maneira como apresentado em 2.6.5.1 para análise de deslocabilidade da estrutura, com a combinação de estado limite de utilização dada por apenas o carregamento nominal do vento fornecido pela hipótese II das ações finais de vento (vide Figura 43):

$$F_{D,uti} = (0,3) F_{Qk,vento}$$

Assim, para a pior combinação de ações frequentes de serviço, tem-se a seguinte configuração deformada:

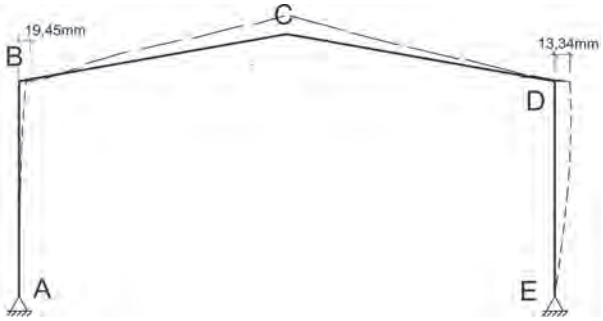


Figura 67 – Geometria deformada – Combinação frequente de serviço para o vento nominal

Como $\delta = 19,45\,mm$

e $\delta_{max} = 6000/300 = 20\,mm$

$\delta < \delta_{MAX} \Rightarrow$ Conforme!

2.9 Dimensionamento das Terças

- Características da telha utilizada:

Telha Trapezoidal

- Altura da onda = 40 mm;
- Espessura da telha = 0,55 mm;
- Peso da telha = 50 N/m².

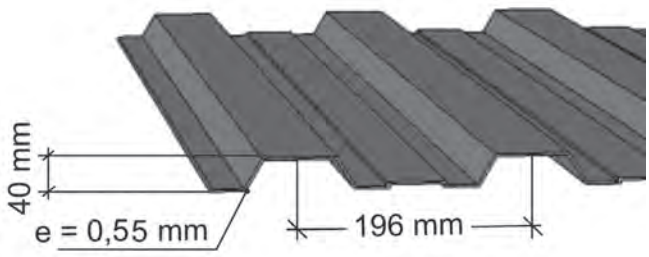


Figura 68 – Telha utilizada para a cobertura

- Ações atuantes na cobertura

A carga de peso próprio das terças e tirantes foi estimada em 70 N/m².

- Peso próprio (terças + tirantes + telhas) = 0,12 kN/m² 2,538 m = 0,30456 kN/m;

A sobrecarga utilizada está explicada no item 2.6.2.

- Sobrecarga = 0,25 kN/m² 2,538 m = 0,6345 kN/m;

As cargas de ventos para o dimensionamento das terças e vigas de do tapamento lateral se referem aos coeficientes C_{Pe} médios (ver item 2.5.3).

- Vento = (2,538 m 0,65467 kN/m²) ·(-1,4) = -2,326 kN/m.

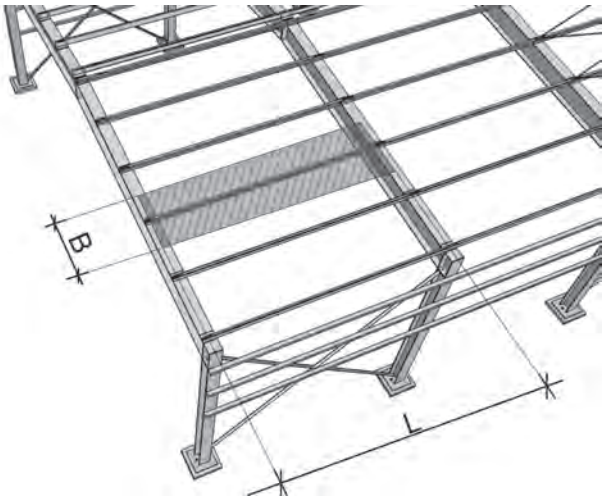


Figura 69 – Carga de vento atuante sobre a terça

- Combinações de cargas

$$F_{D,1} = (1{,}25)F_{G,K} + (1{,}5)F_{Q,k}$$
$$F_{D,1} = (1{,}25)(0{,}305kN/m) + (1{,}5)(0{,}6345kN/m)$$
$$F_{D,1} = 1{,}332\,kN/m$$

$$F_{D,2} = (1{,}00)F_{G,K} + (1{,}4)F_{W,k}$$
$$F_{D,2,x} = (1)(0{,}305kN/m) + (1{,}4)(-2{,}326kN/m)\cdot(\cos 10^o) =$$
$$F_{D,2,x} = -2{,}90\ kN/m\ \ (Coord.\ Globais)$$

$$F_{D,2,y} = (1{,}4)(-2{,}326\ kN/m)(sen10^o) =$$
$$F_{D,2,y} = -0{,}565\ kN/m\ \ (Coord.\ Globais)$$

Segundo o item 2.2.1.4 da ABNT NBR 6120:1980, deve-se verificar para elementos como as terças a sua resistência ao peso próprio somado a uma carga concentrada de 1 kN no ponto mais desfavorável do elemento, que no caso da terça é o centro do vão.

Assim:

$$F_{D,3} = (1{,}25)F_{G,K} + (1\ kN\ aplicado\ no\ centro\ \ do\ vão\ da\ terça)$$
$$F_{D,3} = (1{,}25)(0{,}305\ kN/m) + (1\ kN)$$
$$F_{D,3} = 0{,}381kN/m + (1\ kN)$$

- Análise estrutural das terças

Para o dimensionamento dos perfis das terças é necessário obter os diagramas de esforços atuantes nos dois eixos de flexão dos mesmos.

Além disso, para se obter uma redução nos momentos e melhorar as condições de estabilidade do perfil das terças, podem ser projetadas linhas de correntes (rígidas ou flexíveis) nos sentidos de menor inércia dos perfis das terças. Assim, são adotadas para o caso correntes de tirantes flexíveis no centro do vão das terças, que serão dimensionadas posteriormente.

Tabela 04 – Resumo de esforços nas terças para Fd1 e Fd2

Seção 'L' (mm)	Tipo de Esforço	Fd1 Eixo 'x'	Fd1 Eixo 'y'	Fd2 Eixo 'x'	Fd2 Eixo 'y'
0	M (kN·m)	0	0	0	0
	V (kN)	3,936	0,26	-8,868	0,06
1.125	M (kN·m)		0,146		0,034
	V (kN)		0		0
3.000	M (kN·m)	5,904	-0,260	13,302	-0,06
	V (kN)	0	(±)0,433	0	(±)0,099
4.875	M (kN·m)		0,146		0,034
	V (kN)		0		0
6.000	M (kN·m)	0	0	0	0
	V (kN)	-3,936	-0,26	8,868	-0,06

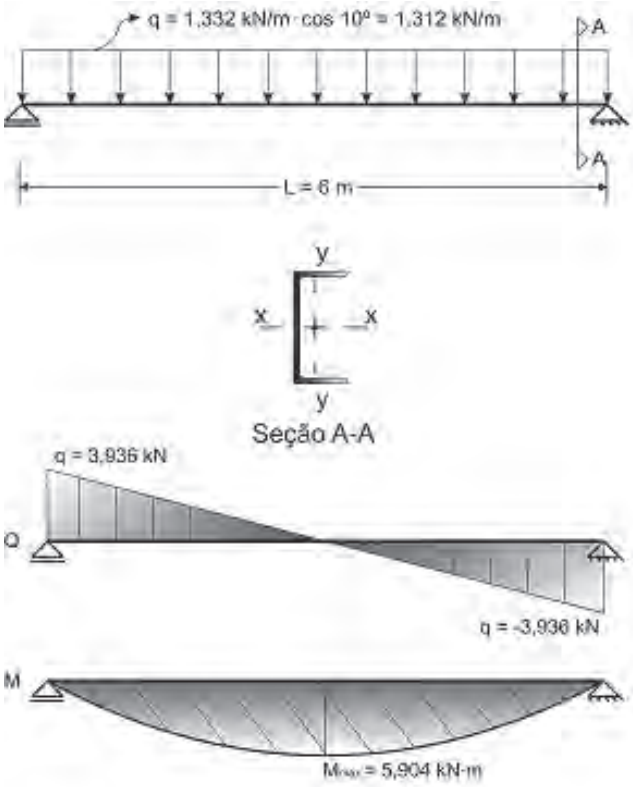


Figura 70 – Terça em torno de x

- Diagramas em torno do eixo y:

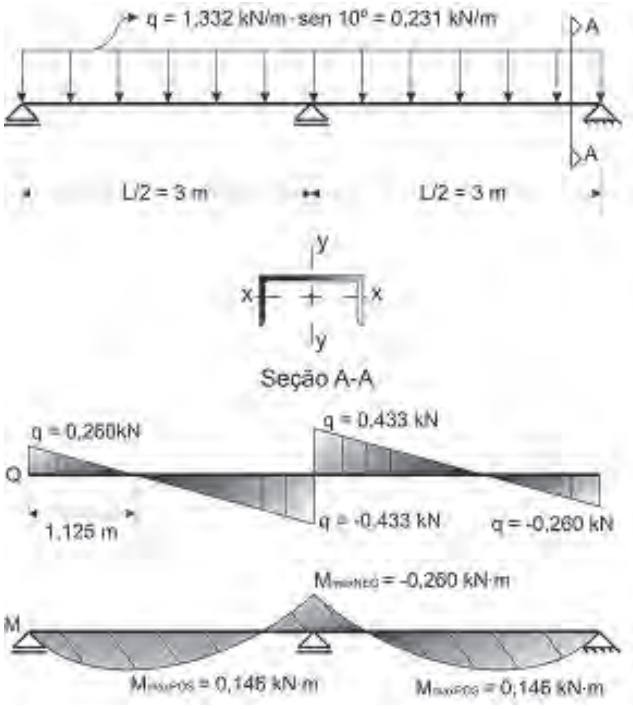


Figura 71 – Terca em torno de Y

Para resumir a apresentação dos resultados das análises são apresentadas abaixo tabelas com a indicação dos esforços atuantes nas diversas seções ao longo do comprimento da terça para as três combinações de cargas.

Tabela 05 – Resumo de esforços nas terças para Fd3

Seção 'L' (mm)	Tipo de Esforço	Fd3 Eixo 'x'	Fd3 Eixo 'y'
0	M (kN·m)	0	0
	V (kN)	1,4	0,06
1.125	M (kN·m)		0,034
	V (kN)		0
3.000	M (kN·m)	2,850	-0,06
	V (kN)	0,5	(±) 0,099
4.875	M (kN·m)		0,034
	V (kN)		0
6.000	M (kN·m)	0	0
	V (kN)	-1,4	-0,06

- Pré-Dimensionamento dos perfis

Como orientação inicial, é possível estabelecer uma relação entre a altura do perfil (d) e o vão da terça (L). Em geral, pode-se obedecer ao seguinte critério:

$$d = \frac{L}{40} \text{ a } d = \frac{L}{60}$$

Deste modo, para uma estimativa inicial:

$$d = \frac{6.000}{40} = 150\ mm$$

$$d = \frac{6.000}{60} = 100\ mm$$

Portanto, deve-se esperar um perfil com altura entre 100 e 150 mm.

Normalmente as terças são dimensionadas como vigas biapoiadas ou vigas contínuas. É comum o emprego de linhas de correntes

rígidas ou flexíveis no sentido de menor inércia do perfil para conseguir o emprego de perfis mais econômicos.

Outra questão trata da posição correta das terças, se com a face aberta do perfil voltada para a cumeeira ou para o beiral (Figura 70).



Figura 72 – Exemplo de configuração de terças e suas disposições sobre a cobertura

Apesar de algumas bibliografias recomendarem o primeiro caso, é no segundo caso que a terça normalmente apresenta melhor desempenho para as cargas de serviço. Além disso, o lado aberto do perfil voltado para o beiral ou calha pode ser um fator determinante para a durabilidade da estrutura em razão do acúmulo de pó e umidade dentro do perfil.

Dimensionamento dos perfis

Para o dimensionamento dos perfis das terças deve-se considerar a atuação de flexão nos dois eixos dos perfis.

Os demais processos são semelhantes àqueles já apresentados.

Lembra-se que há uma linha de tirantes projetada que reduz o comprimento de flambagem dos perfis em torno do eixo ‘y’ e a torção.

Portanto, os comprimentos de flambagem são:

Lx = 6.000 mm
Ly = 3.000 mm
Lb = 3.000 mm

O perfil analisado é um U152 x 15,6. A obtenção das propriedades geométricas deste perfil pode ser consultada em catálogos de fabricantes.

O primeiro passo deve ser a verificação da capacidade do perfil à compressão. Porém, como não existem esforços deste tipo atuando na estrutura, o cálculo passa para as verificações à flexão.

[1] Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo ‘x’:

- Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção:

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{3.000,0}{13,40} = 223,88$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76\sqrt{\frac{200.000}{250}} = 49,78$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E.J} = \frac{(250-75)\cdot 83.000}{200.000 \cdot 54.100}$$

$$\beta_1 = 0,001342$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{3,6x10^5 \cdot 54.100}}{13,4 \cdot 54.100 \cdot 0,001342} \cdot \sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27 \cdot 1,598x10^9 \cdot 0,001342^2}{3,6x10^5}}} =$$

$$\lambda_r = 287,05$$

Segundo indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR8800:2008, para quando $\lambda_p < \lambda_{FLT} < \lambda_r$:

O valor de C_b neste caso é tomado como 1,00.

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W \Rightarrow (250 - 75) \cdot 83.000$$

$$M_r = 14{,}525\ kN \cdot m$$

$$M_{pl} = 101.000 \cdot 250 = 25{,}25\ kN \cdot m$$

$$M_{Rd} = \frac{1{,}0}{1{,}1} \cdot \left[25{,}25 - (25{,}25 - 14{,}525) \cdot \frac{223{,}88 - 49{,}78}{287{,}05 - 49{,}78} \right] \leq \frac{25{,}25}{1{,}1}$$

$$15{,}80\ kN \cdot m \leq 22{,}95\ kN \cdot m$$

$$M_{FLT,n} = \underline{15{,}80\ kN \cdot m}$$

Verificando o estado limite para flambagem local da mesa:

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{51{,}7}{8{,}71} = 5{,}936$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0{,}38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0{,}38 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 10{,}75$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado

$$\lambda_r = 0{,}83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y - \sigma_r)}} = 0{,}83 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{(250 - 75)}}$$

$$\lambda_r = 28{,}06$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR8800:2008, para quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$:

$$M_{FLM,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{25{,}25}{1{,}1} = \underline{22{,}95\ kN \cdot m}$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma:

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{111}{8{,}0} = 13{,}875$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3{,}76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 107{,}67$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5{,}70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70 \cdot \sqrt{\frac{205.000}{250}} = 161{,}22$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR8800:2008, para quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$

$$M_{FLA,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{25{,}25}{1{,}1} = \underline{22{,}95\ kN \cdot m}$$

O momento fletor resistente de cálculo em torno do eixo 'x' é o menor entre:

$$M_{x,Rd} = Mín(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA})$$

$$\boxed{M_{x,Rd} = 15{,}80\ kN \cdot m}$$

[2] Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo 'y':

Segundo o Anexo G da ABNT NBR8800:2008, Tabela G.1,Nota 3, para seção U, o estado-limite FLM aplica-se somente quando a extremidade livre das mesas for comprimida pelo momento fletor. Como não é

o caso aqui apresentado devido à posição das terças, o estado-limite FLM não necessita de verificação.

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma:

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{111}{8,0} = 13,875$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,12.\sqrt{\frac{E}{f_Y}} = 1,12.\sqrt{\frac{200.000}{250}} = 31,68$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,40.\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40.\sqrt{\frac{200.000}{250}} = 39,60$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR8800:2008, para quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$

$$M_{pl} = 19.000 \cdot 250 = 4,75\ kN \cdot m$$

$$M_{FLA,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{4,75}{1,1} = \underline{4,32\ kN \cdot m}$$

Com isso, o momento fletor resistente de cálculo em torno do eixo ‘y’ é:

$$\boxed{M_{y,Rd} = 4,32\ kN \cdot m}$$

[3] Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo ‘x’:

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{x,V} = \frac{h}{t_w} = \frac{111}{8} = 13,875$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_{x,p} = 1,10.\sqrt{\frac{K_v E}{f_Y}} = 1,10.\sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{250}} = 69,57$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente início do escoamento:

$$\lambda_{x,r} = 1,37.\sqrt{\frac{K_v E}{f_Y}} = 1,37.\sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{250}} = 86,65$$

Para uma seção U fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular às mesas (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR8800:2008, para quando $\lambda_v < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{x,pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot (152 \cdot 8) \cdot 250$$
$$V_{x,pl} = 182,40\ kN$$

$$V_{x,Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{182,40}{1,1}$$

$$V_{x,Rd} = 165,82\ kN$$

[4] Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo ‘y’:

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{y,V} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{51,7}{8,71} = 5,94$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_{y,p} = 1,10.\sqrt{\frac{K_v E}{f_Y}} = 1,10.\sqrt{\frac{1,2 \cdot 200.000}{250}} = 34,08$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_{y,r} = 1,37.\sqrt{\frac{K_v E}{f_Y}} = 1,37.\sqrt{\frac{1,2 \cdot 200.000}{250}} = 42,45$$

Para uma seção U fletida em relação ao eixo perpendicular ao de simetria, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, segundo indicado nos itens 5.4.3.5 e 5.4.3.1.1 da ABNT NBR8800:2008, para quando $\lambda_v < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{y,pl} = 0{,}60 \cdot A_w \cdot f_y = 0{,}60 \cdot (2 \cdot 51{,}7 \cdot 8{,}71) \cdot 250$$
$$V_{y,pl} = 135{,}09\ kN$$

$$V_{y,Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{135{,}09}{1{,}1}$$

$$V_{y,Rd} = 122{,}81\ kN$$

[5] Verificação para a combinação de esforços solicitantes:

Conforme a Tabela 02, verifica-se facilmente a condição mais desfavorável ao perfil na combinação Fd2, a qual deve ser satisfeita para que o perfil se mostre adequado.

Portanto:

Considerando que $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0{,}2$:

$$\frac{13{,}302}{15{,}80} + \frac{0{,}06}{4{,}32} \leq 1{,}00$$

$$0{,}86 \leq 1{,}00 \Rightarrow \text{Ok!}$$

Deste modo, mostra-se a eficiência do perfil U152 x 15,6 em resistir aos esforços solicitantes de cálculo, sendo este, portanto, o perfil adotado para as terças aqui dimensionadas. É importante ressaltar que na prática são usadas terças de perfis conformadas a frio, que devem ser dimensionadas pela ABNT NBR 14762 vigente.

[6] Verificação da flecha:

De acordo com o Anexo C, Tabela C.1 da ABNT NBR8800:2008, o deslocamento máximo para terças de coberturas considerando as combinações raras de serviço com ações variáveis de mesmo sentido das ações permanentes deve ser L/180, e com as ações variáveis de sentido oposto as permanentes, L/120, sendo L o vão livre da terça.

Com isso, determinam-se as cargas atuantes de acordo com a pior combinação rara de serviço, conforme ABNT NBR8800:2008:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,K} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \left(\psi_{1j} F_{Qj,K}\right)$$

$$F_{ser,1} = F_{Gi,K} + F_{Q1,k} + (0{,}6) F_{W1,k}$$

$$F_{serY,1} = (0{,}30456 + 0{,}6345) \cdot \cos(10^o) - (0{,}6) \cdot (5{,}50) =$$

$$F_{serY,1} = -2{,}375\ kN/m$$

$$F_{serX,1} = (0{,}30456 + 0{,}6345) \cdot sen(10^o) =$$

$$F_{serX,1} = 0{,}163\ kN/m$$

E finalmente o deslocamento máximo no centro do vão:

$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot Ix} = \frac{5 \cdot (0{,}02375 kN/cm) \cdot (600 cm)^4}{384 \cdot (20000 kN/cm^2) \cdot (633 cm^4)}$$
$$\delta = 3{,}16\ cm$$

$$\delta_{max} = 600/120 = 5\ cm$$

$$Assim, \delta < \delta_{max} \Rightarrow Ok!$$

2.10 Dimensionamento das vigas de tapamento lateral

O processo de dimensionamento das vigas de tapamento lateral é semelhante ao dimensionamento das terças da cobertura, neste caso utilizando-se os coeficientes CPe médios para as paredes (conforme 2.5.3).

As telhas e os perfis das vigas serão adotados como os mesmos da cobertura.

A disposição das vigas estipulada conforme a Figura 71 respeita um determinado limite para a distância entre os apoios da telha utilizada (cada caso deve ser verificado conforme especificações do fabricante da telha).

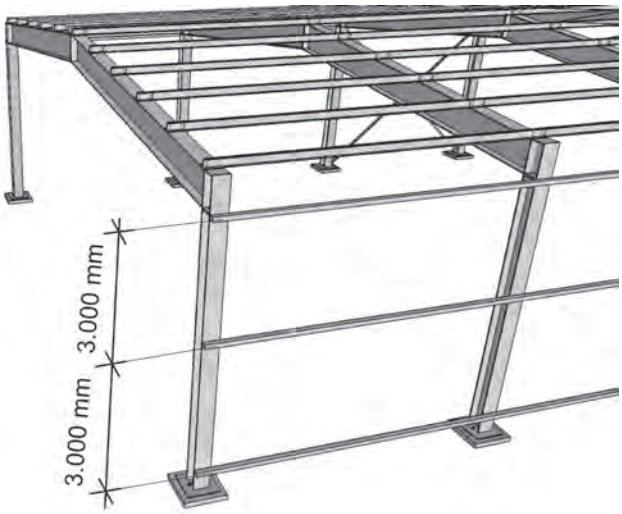


Figura 73 – Disposição das vigas de tapamento lateral

Desse modo, as ações atuantes nas terças de tapamento lateral são:

- A carga de peso próprio das terças, tirantes e telhas de tapamento:

0,12 kN/m² 3,0 m = 0,36 kN/m.

- A sobrecarga em telhas de tapamento lateral não obedece a nenhuma recomendação normativa específica e será considerada nula;

- Cargas de vento:

A atuação crítica do vento se dá na seção mais alta das laterais (conforme o item 2.5.3). Assim, utiliza-se a pressão de obstrução mais crítica (0,65467 kN/m²).

- Vento = (3,0 m ·0,65467 kN/m²) · (-1,0) = -1,964 kN/m.

- Combinações de cargas

$$F_{D,1} = (1{,}25)F_{G,K} + (1{,}5)F_{Q,k}$$

$$F_{D,1} = (1{,}25)(0{,}36kN/m) + (1{,}5)(0)$$

$$F_{D,1} = 0{,}45\,kN/m$$

$$F_{D,2} = (1{,}00)F_{G,K} + (1{,}4)F_{W,k}$$

$$F_{D,2,x} = (1{,}00)(0) + (1{,}4)(-1{,}964\,kN/m)$$

$$F_{D,2,x} = -2{,}75\ kN/m\ \ \textit{(Coord. Globais)}$$

$$F_{D,2,y} = (1{,}00)(-0{,}36kN/m) + (1{,}4)(0)$$

$$F_{D,2,y} = -0{,}36\ kN/m\ \ \textit{(Coord. Globais)}$$

- Análise estrutural das vigas

Para Fd1:

- Diagramas em torno do eixo x:

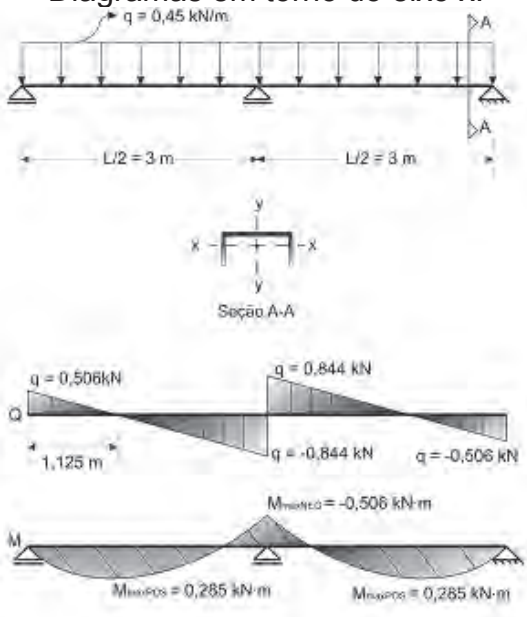


Figura 74 – Terça tapamento em X

- Diagramas em torno do eixo y:

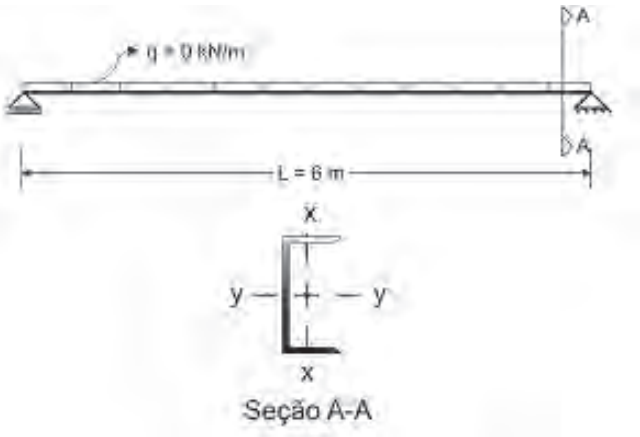


Figura 75 – Viga tapamento em Y

Seguindo o mesmo procedimento das terças, estão relacionados logo abaixo os esforços atuantes nas diversas seções ao longo do comprimento da viga de tapamento para as duas combinações de cargas.

Tabela 06 – Resumo de esforços nas vigas de tapamento para Fd1 e Fd2

Seção 'L' (mm)	Tipo de Esforço	Fd1 Eixo 'x'	Fd1 Eixo 'y'	Fd2 Eixo 'x'	Fd2 Eixo 'y'
0	M (kN·m)	0	0	0	0
	V (kN)	0,506	0	0,405	8,250
1.125	M (kN·m)	0,285		0,228	
	V (kN)	0		0	
3.000	M (kN·m)	-0,506	0	-0,405	12,375
	V (kN)	(±)0,844	0	(±)0,675	0
4.875	M (kN·m)	0,285		0,228	
	V (kN)	0		0	
6.000	M (kN·m)	0	0	0	0
	V (kN)	-0,506	0	-0,405	-8,250

Dimensionamento dos perfis:

O procedimento para verificação dos perfis das vigas de tapamento lateral é semelhante ao das terças.

Deste modo, considerando os corretos comprimentos de flambagem dos perfis em função da linha de tirantes e utilizando-se os mesmos perfis das terças, verifica-se:

1. Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo 'y':

Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção:

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{3.000,0}{13,40} = 223,88$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_P = 1,76\sqrt{\frac{200.000}{250}} = 49,78$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(250-75)\cdot 83.000}{200.000\cdot 54.100}$$

$$\beta_1 = 0,001342$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{3,6x10^5\cdot 54.100}}{13,4\cdot 54.100\cdot 0,001342}\cdot \sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27\cdot 1,598x10^9\cdot 0,001342^2}{3,6x10^5}}} =$$

$$\lambda_r = 287,05$$

Para $\lambda_p < \lambda_{FLT} < \lambda_r$

O valor de C_b, neste caso, é tomado como 1,00

$$M_{pl} = 19.000\cdot 250 = 4,75\ kN\cdot m$$

$$M_{FLA,n} = \frac{4,75}{1,1} = \underline{4,32\ kN\cdot m}$$

Assim, o momento fletor resistente de cálculo em torno do eixo 'x' é igual a:

$$M_{x,Rd} = 4,32\ kN\cdot m$$

2. Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo 'y':

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{y,V} = \frac{111}{8} = 13{,}875$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_{y,p} = 1{,}10.\sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{250}} = 69{,}57$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_{y,r} = 1{,}37.\sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{250}} = 86{,}65$$

Para $\lambda_v < \lambda_p$:

$$V_{y,pl} = 0{,}60 \cdot (152 \cdot 8) \cdot 250$$

$$V_{y,pl} = 182{,}40\ kN$$

$$V_{y,Rd} = \frac{182{,}40}{1{,}1}$$

$$V_{y,Rd} = 165{,}82\ kN$$

3. Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo 'x':

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{x,V} = \frac{51{,}7}{8{,}71} = 5{,}94$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_{x,p} = 1{,}10.\sqrt{\frac{1{,}2 \cdot 200.000}{250}} = 34{,}08$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_{x,r} = 1{,}37.\sqrt{\frac{1{,}2 \cdot 200.000}{250}} = 42{,}45$$

Para $\lambda_v < \lambda_p$:

$$V_{x,pl} = 0{,}60 \cdot (2 \cdot 51{,}7 \cdot 8{,}71) \cdot 250$$

$$V_{x,pl} = 135{,}09\ kN$$

$$V_{x,Rd} = \frac{135{,}09}{1{,}1}$$

$$V_{x,Rd} = 122{,}81\ kN$$

4. Verificação para a combinação de esforços solicitantes:

Considerando que $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0{,}2$:

$$\frac{0{,}405}{4{,}32} + \frac{12{,}375}{15{,}80} \leq 1{,}00$$

$$0{,}88 \leq 1{,}00 \Rightarrow \text{Ok!}$$

Assim, conforme a Tabela 06, percebe-se que o perfil indicado (U152 x 15,6) suporta satisfatoriamente as condições previstas.

2.11 Dimensionamento dos Tirantes da Cobertura e Tapamentos Laterais

Os tirantes da cobertura e tapamentos laterais serão formados por barras redondas com extremidades rosqueadas, conforme a figura abaixo.

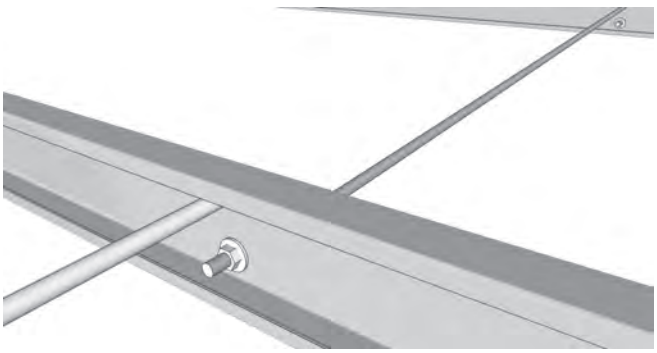


Figura 76 – Sistema de tirantes flexíveis nas terças

É importante na disposição dos tirantes, tanto das terças de cobertura como das terças de tapamento lateral, que se travem adequadamente os lances mais extremos das linhas de tirantes para que sejam efetivos.

Segundo o item 6.3 da ABNT NBR 8800/2008, para o dimensionamento de barras redondas com extremidades rosqueadas verifica-se a menor resistência entre o escoamento da seção bruta e a ruptura da seção rosqueada.

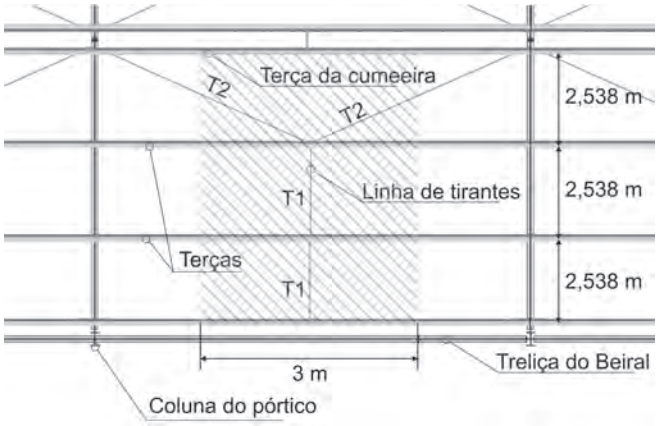


Figura 77 – Disposição das linhas de tirantes na cobertura e sua área de influência

As roscas deverão atender aos requisitos da ASME B18.2.6 com tolerância classe 2A, e as porcas das barras deverão ter dimensões conforme especificado na ASME B.18.2.6 para porcas hexagonais.

[1] Área efetiva da barra rosqueada:

Normalmente os diâmetros mais usados para as barras de tirantes são de 16mm para ficarem coerentes com os diâmetros dos parafusos. Contudo, é comum em galpões menores se adotarem barras de 12,5mm.

Adotando barras de 12,5 mm, procede-se ao cálculo da área efetiva (A_e), que, segundo o item 6.3.2.2 da ABNT NBR8800/2008, deve ser tomado como 75% da área bruta (A_b) da barra.

$$A_b = 0{,}25 \cdot \pi \cdot d_b^{\,2}$$

Sendo d_b o diâmetro externo da rosca da barra rosqueada.

$$A_b = 0{,}25 \cdot \pi \cdot 12{,}5^2 = 122{,}72\ mm^2$$

$$A_e = 0{,}75 \cdot 122{,}72 = 92{,}04\ mm^2$$

[2] Força de tração resistente:

A força de tração resistente de cálculo de uma barra redonda rosqueada tracionada, conforme item 6.3.3.1 da ABNT NBR8800/2008, é dada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{Ae \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

Sendo F_{ub}, a resistência à ruptura do material da barra e admitindo uma barra de aço A36 com resistência à ruptura de 400 MPa:

$$F_{t,Rd} = \frac{92{,}04 \cdot 400}{1{,}35} = 27.270{,}8\ N$$

A força de tração resistente para o escoamento da seção bruta também deve ser verificada:

$$F_{t,Rd} = \frac{Ab \cdot f_{yb}}{\gamma_{a1}} = \frac{122{,}72 \cdot 250}{1{,}1} = 27.890{,}9\ N$$

Assim, verifica-se a menor força de tração resistente, sendo a força para ruptura de seção rosqueada da barra (27.270,8 N).

[3] Carga atuante nos tirantes da cobertura:

Peso próprio (terças + tirantes + telhas):

0,12 kN/m²•(3,0 m) = 0,36 kN/m;

Sobrecarga:

0,25 kN/m²•)3,0 m) = 0,75 kN/m.

Combinação crítica:

$$F_D = (1{,}25)F_{G,K} + (1{,}5)F_{Q,k}$$
$$F_D = (1{,}25)(0{,}36kN/m) + (1{,}5)(0{,}75kN/m)$$
$$F_D = 1{,}575\ kN/m$$

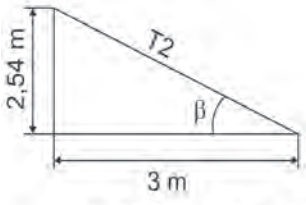
$$F_{D,X} = 1{,}575\ kN/m \cdot sen\ 10^o = 0{,}2735\ kN/m$$

• Para os tirantes T1:

Carga atuante:

$$F_D = 0{,}2735\ kN/m \cdot (2 \cdot 2{,}538m)$$
$$F_D = 1{,}388\ kN$$

• Para os tirantes T2:



$$T2 = \sqrt{2{,}54^2 + 3^2}$$
$$T2 = 3{,}93\ m$$
$$\beta = 40{,}25^o$$

$$F_D = \frac{0{,}2735\ kN/m \cdot (3 \cdot 2{,}538m)}{(sen\ 40{,}25^o \cdot 2)}$$
$$F_D = 1{,}61\ kN$$

[4] Verificação para os tirantes da cobertura:

Deste modo tem-se:

1,388 kN < 1,61 kN < 27,27 kN (Ok!)

Constata-se neste item que a força de tração resistente dos tirantes da cobertura é consideravelmente superior à força atuante. De modo geral, isso é comum em galpões como o apresentado, devendo-se tomar cuidado com estes elementos somente em casos em que os painéis de tapamento tiverem grandes dimensões.

[5] Carga atuante nos tirantes do tapamento lateral:

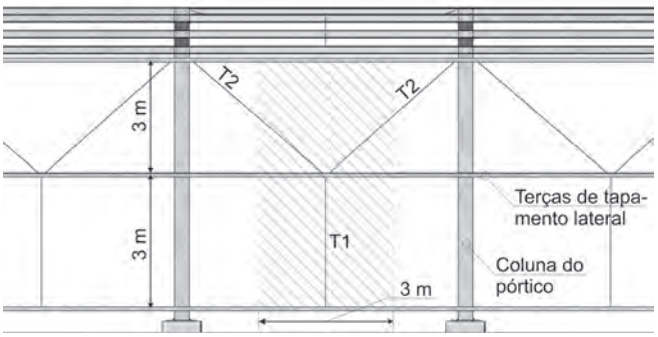


Figura 78 – Disposição das linhas de tirantes no tapamento lateral

Peso próprio (terças + tirantes + telhas de tapamento):

0,12 kN/m² • (3,0 m) = 0,36 kN/m.

Combinações críticas:

$$F_{D,1} = (1{,}25)F_{G,K} + (1{,}5)F_{Q,k}$$
$$F_{D,1} = (1{,}25)(0{,}36kN/m) + (1{,}5)(0)$$
$$F_{D,1} = 0{,}45\ kN/m$$

Para os tirantes T1:

Carga atuante:

$$F_D = 0{,}45\ kN/m \cdot (3m)$$
$$F_D = 1{,}35\ kN$$

Para os tirantes T2:

$$T2 = \sqrt{3^2 + 3^2} = 4{,}24\ m$$

$$\beta = 45^o$$

$$F_D = \frac{0{,}45\ kN/m \cdot (2 \cdot 3{,}0m)}{(sen\ 45^o \cdot 2)}$$
$$F_D = 1{,}91\ kN$$

[6] Verificação para os tirantes da cobertura:

Resumindo:

1,35 kN < 1,91 kN < 27,27 kN (Ok!)

2.12 Dimensionamento de Placas de Base e Chumbadores

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, em seu Anexo S, item S.2, recomenda-se o uso do Steel Design Guide 1, 2ª edição, da American Institute of Steel Construction (AISC), publicado em 2006, para o dimensionamento das bases de colunas.

Outras considerações podem ser visualizadas em maiores detalhes no "Manual de Interfaces Aço – Concreto", 2ª edição, do CBCA-IABr (2010).

Há dois tipos básicos de bases, as rotuladas e as engastadas. Conforme mencionado no Item 2.2, o galpão projetado possui bases rotuladas, o que faz com que não haja esforços de momento nas bases, gerando significativa economia neste componente do projeto.

Buscando simplicidade para a execução será utilizada uma chapa soldada à base do pilar, fixada com dois chumbadores no centro, o mais próximo possível do eixo de rotação do pilar, conforme a Figura 77.

Neste modelo, os esforços de compressão são absorvidos diretamente através da placa sobre o concreto. Já os esforços de tração na coluna são suportados pelos chumbadores, solidários à placa de base.

Além disso, sendo as forças atuantes somente de compressão, os esforços horizontais, podem ser resistidos apenas pelo atrito entre a placa de base e o concreto de enchimento. De acordo com o AISC (2005), o coeficiente de atrito a ser usado para o método LFRD é 0,9 (μ=0,9).

Entre o topo da fundação e o fundo da placa de base é deixado um espaço mínimo de 25 mm para enchimento com argamassa, cuja função é transmitir para as fundações os esforços de compressão da placa de base. Por este motivo, a abertura para enchimento deve ser tal que permita o completo preenchimento do espaço com argamassa, sem vazios ou falhas.

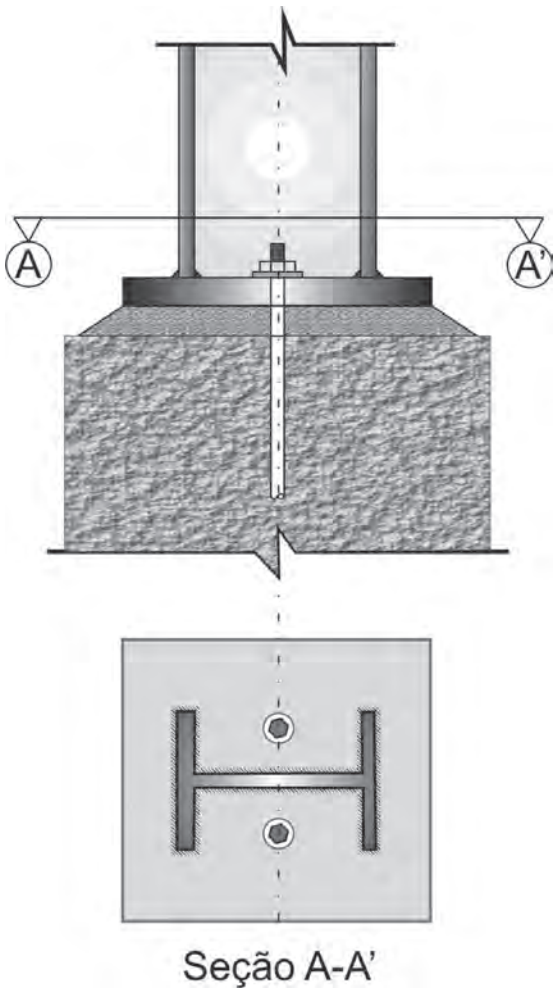


Figura 79 – Base rotulada

2.12.1 Cargas atuantes

De acordo com os esforços atuantes nas bases das colunas, são críticas as seguintes solicitações de cálculo:

Combinação Fd1 (Compressão na coluna):

N = -42,77 kN
H = 13,67 kN

Combinação Fd3 (Tração na coluna):

N = 27,69 kN
H = 2,44 kN

2.12.2 Chumbadores

Para compor a base das colunas existem diversos tipos de chumbadores, entre eles, chumbadores com chapas ou porcas na extremidade inferior (Figura 78.b) e chumbadores com extremidade inferior dobrada a 90º, que é o caso adotado neste projeto (Figura 78.a).

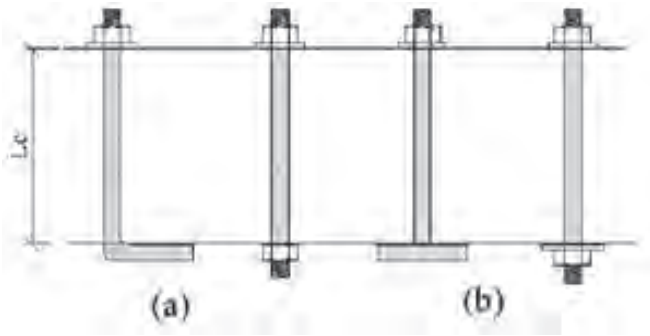


Figura 80 – Tipos de chumbadores

É importante ressaltar que, segundo o Steel Design Guide 1, 2ª edição, da AISC, o diâmetro mínimo para barras de chumbadores deve ser de 19 mm (3/4”). Assim, utilizando-se de um aço ASTM A36 e diâmetro de 19 mm, os chumbadores devem ser verificados para resistir aos esforços de arrancamento da coluna, conforme o que segue.

De acordo com a NBR 8800, a área necessária do chumbador só atuando a cisalhamento é dada por:

$$A_{nec} = \frac{H_u}{0{,}3F_u}$$

Considerando F_u = 40kN/cm² (Aço ASTM A36), para cisalhamento apenas, o diâmetro do chumbador é (usando H_u=13,67kN e dois chumbadores n_c=2):

$$nc\frac{\pi d_c^2}{4} = \frac{H_u}{0{,}3F_u}$$

$$d_c = \sqrt{\frac{4H_u}{\pi(0{,}3)nc.F_u}} = 0{,}85cm$$

Deverá ser usado o diâmetro mínimo recomendado de 19mm.

Na tração a área necessária é dada por:

$$A_{nec} = \frac{T_u}{0{,}56F_u}$$

$$d_c = \sqrt{\frac{4T_u}{\pi(0{,}56)nc.F_u}} = 0{,}89cm$$

O comprimento de ancoragem é definido pelo AISC (2005) de forma diferenciada para chumbadores com extremidade inferior a 90º e para chumbadores com extremidade inferior com porca ou chapa.

No caso de chumbadores com extremidade inferior a 90º, são indicadas as expressões:

$$Tu = 0{,}56 \cdot Fu \cdot A_{chu}$$

$$L_h = \frac{Tu/2}{0{,}7 \cdot fck \cdot d_c} \Rightarrow L_h = \frac{Tu}{1{,}4 \cdot fck \cdot d_c}$$

onde,

A_{chu} é a área da seção transversal de um chumbador;

d_c é o diâmetro da barra do chumbador;

fck é a resistência característica do concreto da base aos 28 dias;

F_u é o limite de ruptura do aço;

L_c é o comprimento vertical de ancoragem do chumbador, conforme a Figura 79;

L_h é o comprimento horizontal do chumbador, conforme a Figura 79;

T_u é a carga axial fatorada de tração.

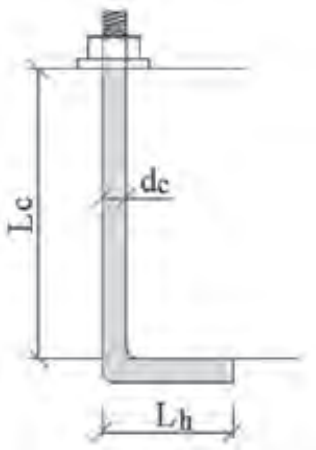


Figura 81 – Chumbador em L

Assim, assumindo um concreto classe C20 (2,0kN/cm²):

$$Tu = 0{,}56 \cdot 40 \cdot 2{,}835 = 63{,}51kN$$

$$L_h = \frac{63{,}51kN}{1{,}4 \cdot (2kN/cm^2) \cdot 1{,}9cm} = 11{,}94cm$$

$$L_h \cong 12\ cm$$

Para a determinação de L_c utiliza-se a tabela em função do tipo de aço:

Tabela 07 – Comprimentos e distâncias mínimas. Fonte: *Manual de Construção em Aço – Interfaces Aço-Concreto*, 2ª Ed. 2010.

Tipo de aço	Comprimento L_c	Distância entre chumb. X
ASTM A36	$12 \cdot d_c$	$5d_c \geq 100mm$
ASTM A325	$12 \cdot d_c$	$7d_c \geq 100mm$

Assim

$$L_c = 12 \cdot 19 = 228\ mm$$

$$L_c \cong 23\ cm$$

Sendo o comprimento total do chumbador $L = L_c + L_h$:

L = 23cm + 12cm = 35cm

A distância entre os chumbadores segue também o critério da Tabela 07:

X = 5 x 19 = 95mm < 100mm
X = 100mm

A verificação final para o chumbador submetido a tração pode ser feita de acordo com o item 6.3.3.1 da ABNT NBR 8800:2008.

• Resistência à tração pela ruptura da seção na rosca:

$$F_{t,Rd} = \frac{92{,}04 \cdot 400}{1{,}35} = 27.270{,}8\ N$$

N_{Rd} = 63,1 kN

• Resistência à tração pelo escoamento da seção maciça da barra (área bruta):

N_{Rd} = 64,44 kN

• Esforço de tração solicitante de cálculo:

N_{Sd} = 27,69 / 2 = 13,85 kN

A espessura da placa base é determinada em função de um percentual da resistência característica do concreto. De posse da carga axial à compressão N_u, determina-se a área mínima da chapa, cujas dimensões devem ser um pouco maiores que as dimensões do perfil. Determinam-se a seguir a tensão efetiva no concreto e a espessura da placa.

Considerando fck de 2kN/cm² e

N_u = 42,77kN

$$A_1 = \frac{N_u}{0,7\,f_{ck}} = \frac{42,77kN}{0,7(2.0kN/cm^2)} = 30,55cm^2$$

Pelo cálculo o valor de A1 é pequeno, proporcional ao valor reduzido da reação à compressão na base.

Considerando que as dimensões da placa de base devam ser um pouco maiores que as do perfil da coluna (d = 313mm e bf=102mm),

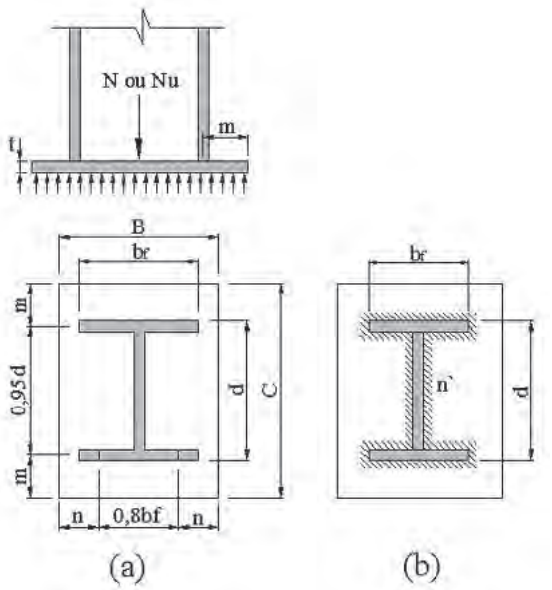


Figura 82 – Esquemas para cálculo da placa base de perfis I e H. Adaptado do Manual de interfaces aço –concreto, 2010.

pode-se adotar C= 350mm e B = 150, e considerando aço ASTM A36, obtém-se:

$$m = \frac{C - 0,95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d.b_f}}{4}$$

A2 é a área da cabeça do bloco do concreto em cm², que deve ser menor que 4A1 e maior que A1.

m= 2,63cm

n= 3,42cm

n'= 4,47cm

Usar o valor maior (4,47cm)

A espessura da placa base seria dada por:

fcu = 40kN/(35cmx15cm) =0,076kN/cm²

t = 0,37cm = 3,7mm

É recomendável usar, pelo menos, chapa de espessura de, no mínimo, 12mm. Para placas base com apoios resistentes à flexão recomenda-se usar placas com, no mínimo, 19mm de espessura.

2.13 Dimensionamento dos Elementos do Tapamento Frontal

As vigas do tapamento frontal serão consideradas iguais àquelas usadas no tapamento lateral, como é usual se adotar.

Como o vão é menor (3750mm), a escolha poderia ser de um perfil com menor massa por metro linear, utilizando o processo de cálculo que foi usado no item 2.11.

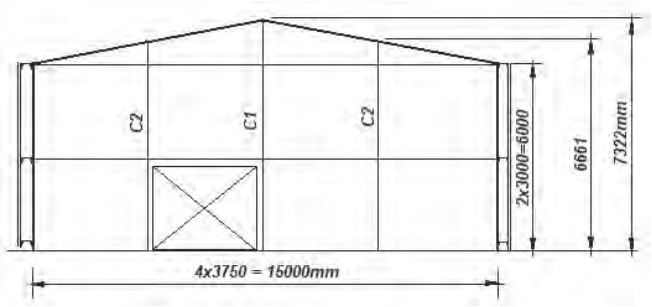


Figura 83 – Esquema do tapamento lateral

O dimensionamento da coluna 1 será feito apenas para a coluna C1 (vide Fig. 81), que é a de maior comprimento. As ações devidas ao vento são aquelas já determinadas na direção longitudinal do galpão no item 2.5.3. O esquema de ação devido ao vento e peso próprio da coluna (0,4kN/m assumido) é apresentado na Figura 82.

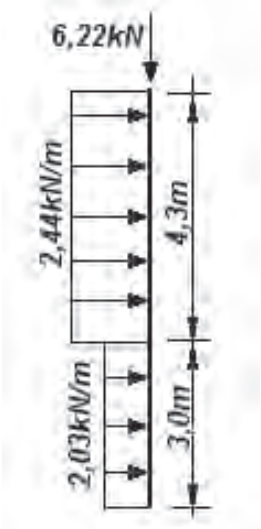


Figura 84 – Ações nominais na coluna C1 do tapamento frontal

Foi considerado 0,12kN/m² para peso próprio das telhas e vigas de tapamento e tirantes. Esta é uma carga permanente que é dada por 0,12kN/m² x 3,75m x 7,32m = 3,29kN. Para o peso próprio da coluna foi estimada uma ação por metro linear de 0,4kN/m, fornecendo uma carga permanente adicional de 0,4kN/mx7,32m= 2,93kN. O total das parcelas anteriores (6,22kN) é aplicado na parte superior da coluna (Fig. 82).

Para simplificar, foram desprezados os efeitos das excentricidades devidos ao peso próprio das vigas, tirantes e telhas dos tapamentos.

É de uso comum trabalhar com a ação do vento média equivalente, obtida de:

$$F_{wk} = \frac{2,03x3 + 2,44x4,3}{7,3} = 2,27kN/m$$

Considerando a coluna como simplesmente apoiada nos seus dois extremos, a combinação de dimensionamento a flexo-compressão é dada por:

$N_{c,Sd}$=(1,25)(6,22kN) = 7,78kN

M_{Sd}=(1,4)(2,27kN/m)(7,3)²/8 = 21,17kN.m

O comprimento na direção de maior inércia do perfil é do total da altura (7,3m). Já na direção de menor inércia, é correto considerar que as vigas de tapamento funcionam como contenções laterais, sendo o comprimento de dimensionamento igual a 3,0m. (É possível verificar a força resistente de cálculo da força para a contenção lateral e sua rigidez necessária de acordo com o Item 4.11.2.2 da ABNT NBR8800).

Pode-se, também, seguir os passos do item 2.7.4 para verificação do dimensionamento, assumindo o perfil W200x19,3.

Os resultados, para verificação do leitor, são:

$N_{c,Rd}$ = 207,91kN

M_{Rd} = 34,95kN x m

E a equação de interação de esforços :

para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right) = 0,62 < 1,0$$

usando L_x = 7,32m, L_y = L_b = 3,00m e considerando C_b =1,0.

A verificação da flecha da coluna do tapamento frontal é dada por:

$$\delta = \frac{5F_{ati}L^4}{384EI_x}$$

$$\delta = \frac{5(0,227kN/cm)(732cm)^4}{384(20.000kN/cm^2)(1686cm^4)} = 2,51cm$$

O limite, de acordo com a Tabela C.1 de deslocamentos máximos da ABNT NBR 8800, é de H/300 (2,44cm), sendo H a altura total do pilar.

Neste caso, há um excesso do limite da flecha de aproximadamente 3%, que é considerado aceitável para um elemento secundário da estrutura.

Poder-se-ia optar por um perfil de menor peso por metro linear, porém a verificação por estados limites de utilização não atenderia às prescrições da norma ABNT NBR 8800.

A placa base para a coluna será escolhida como sendo a mais simples possível, já que os esforços são pequenos. Porém, pode ser verificado usando as indicações do item 2.12 ou consultando diretamente as recomendações do Manual de Interfaces Aço-concreto do CBCA-IABr (2010).

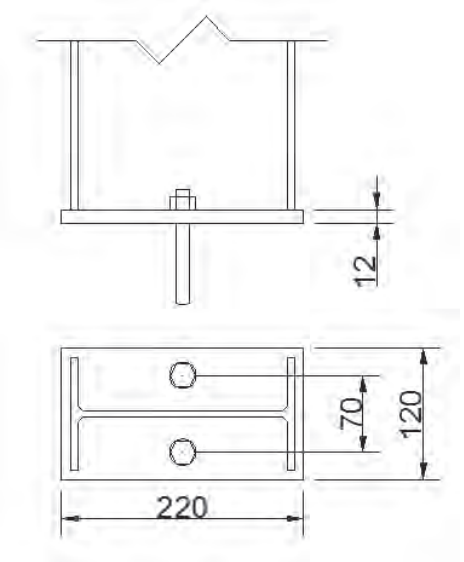


Figura 85 – Placa de apoio da coluna do tapamento frontal

2.14 Dimensionamento dos Elementos do Contraventamento da Cobertura

Os contraventamentos dos planos da cobertura serão colocados nos vãos extremos, entre os eixos 1 e 2, e 9 e 10 (vide Fig. 25), de maneira que possam ser capazes de resistir a ações devidas ao vento incidentes nos tapamentos frontais. Além disso, o contraventamento da cobertura deve dar apoio às colunas do tapamento frontal.

A rigidez do plano de contraventamento é obtida por diagonais colocadas na forma de "X", atuando o vento; havendo solicitação do contraventamento, uma diagonal trabalhará tracionada e a outra, comprimida.

A simplificação usual de dimensionamento é desconsiderar a existência de diagonais comprimidas, considerando apenas a atuação das diagonais tracionadas, de forma a se obter um treliçado isostático de solução simples.

Neste caso é recomendável atender ao item 5.2.8.1 da ABNT NBR 8800, o qual recomenda que o índice de esbeltez das barras tracionadas (L/r), excetuando-se tirantes de barras redondas pré-tensionadas ou outras seção de barras com pré-tensão, não supere 300.

Assumir as hipóteses explanadas permite um modelo simples de cálculo e econômico, que representa o comportamento dos contraventamentos.

Neste caso, as terças estão apoiadas na viga de cobertura e podem assumir os esforços de compressão devidos ao vento nas colunas de tapamento.

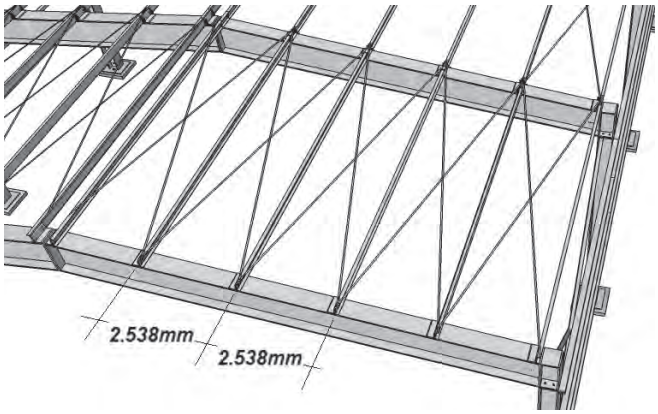


Figura 86 – Sistema de contraventamento da cobertura

A força de tração atuando na diagonal é obtida de:

F_{TD} = (1,4)(0,61kN/m²)(2,53m)(7,32m/2)

F_{TD} = 7,91kN

A força na diagonal de contraventamento é obtida de:

$$N_{t,Sd} = 7,91kN \frac{\sqrt{6^2 + 2,53^2}}{6} = 8,58kN$$

Verificando para uma barra rosqueada de 12mm de diâmetro (valor mínimo recomendado pela ABNT NBR8800):

$$A_b = 0,25\pi d_b^2$$

$$A_b = 1,13cm^2$$

Para dimensionar uma barra rosqueada conforme item 2.11.

Resistência à tração pelo escoamento da seção maciça da barra:

$$N_{t,Sd} = \frac{A_b f_y}{1,1} = 25,7kN$$

A resistência à tração pela ruptura da seção na rosca:

$$N_{t,Sd} = \frac{0,75 A_b f_u}{1,35} = 25,1kN$$

Com isto, a capacidade resistente é quase o triplo da solicitação. A recomendação de limitar o índice de esbeltez não precisa ser avaliada, desde que as barras rosqueadas sejam colocadas com alguma pré-tensão.

2.15 Dimensionamento dos Elementos do Contraventamento Vertical

Em geral, existem vários tipos de contraventamentos verticais para edifícios: os do tipo “X”, que são os mais usuais, e os do tipo “K”, “Y”, entre outros.

Tal como comentado no item anterior, considera-se um sistema de treliçado e só se dimensiona a diagonal de contraventamento a tração.

A ação atua nos eixos longitudinais A e B, devido ao vento, e seu valor é dado pelo produto da metade da área transversal da edificação (Fig. 84).

(1/2)*(7,32m+6,0m)/2*(7,50m)

multiplicado pela pressão devida ao vento nominal de 0,61kN/m² e pelo coeficiente de ponderação do carregamento.

q = 0,61kN/m²

F_{diag} = (1,4)(0,61kN/m²)(7,32+6) m(7,50m)/4

O valor final é metade da reação em toda a altura.

F_{diag} = 21,32kN

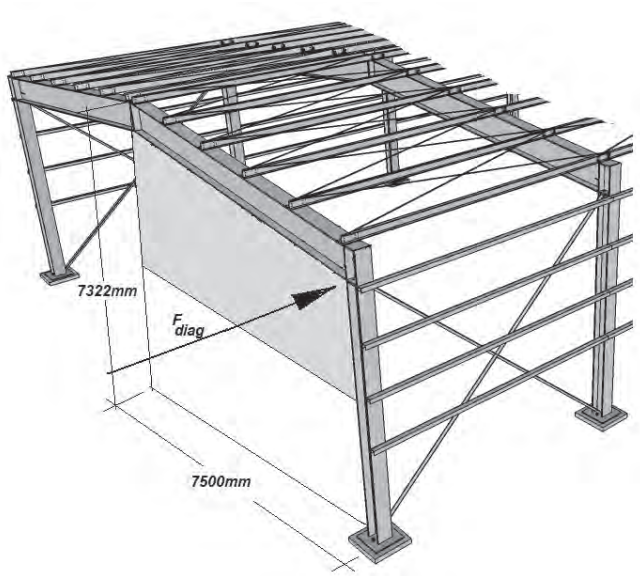


Figura 87 – Esquema para determinação da ação no travamento vertical

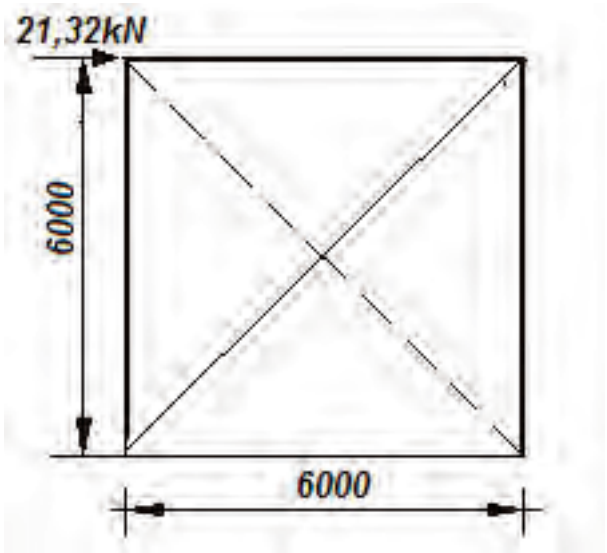


Figura 88 – Esquema para obtenção da força aplicada na diagonal

A força aplicada na diagonal é :

$$N_{t,Sd} = 21{,}32kN\,\frac{\sqrt{6^2+6^2}}{6} = 30{,}15kN$$

Assumindo usar uma barra rosqueada de 19mm de diâmetro, temos os seguintes dados:

$$A_b = 0{,}25\pi d_b^2$$

$$A_b = 2{,}84cm^2$$

Seguindo o mesmo procedimento descrito no item 2.11, temos que:

A resistência à tração pelo escoamento da seção maciça da barra:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_b f_y}{1{,}1} = 64{,}54kN$$

A resistência à tração pela ruptura da seção na rosca:

$$N_{t,Rd} = \frac{0{,}75 A_b f_u}{1{,}35} = 63{,}11kN$$

Nota-se, portanto, que a capacidade resistente é pouco mais que o dobro da solicitação. A recomendação de limitar o índice de esbeltez não precisa ser avaliada, desde que as barras rosqueadas sejam colocadas com alguma pré-tensão.

Referências Bibliográficas

Referências Bibliográficas

01. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . NBR 8800 : Projetos de Estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. Rio de janeiro, 2008.

02. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao Vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

03. MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO DA INDÚSTRIA E COMÉRCIO. Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas. Vols. I, II e III. Brasília, 1988.

04. STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. Steel Designer's Manual. 5th edition.

05. QUEIROZ, Gilson. Elementos das Estruturas de Aço. 1993.

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

07. BELLEI, Ildony. Interfaces Aço-Concreto. 2ª Ed. Rio de janeiro, IABr/CBCA, 2010.

08. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Steel Design Guide 1 – base Plate and Anchor Rod Design. 2nd Edition. 2010

09. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION .Steel Design Guide 7 - Industrial Buildings: Roofs to anchor rods. 2nd edition. 2004.

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

11. BELLEI, Ildony. Edifícios Industriais em aço. 5ª Edição. São Paulo, Editora Pini, 2006.

12. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA. Manual Técnico Telhas de Aço. São Paulo,2009.

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

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

Fluxogramas

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente a cálculo

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão

Q é o fator de redução total associado à flambagem global, cujo valor deve ser obtido do anexo F

A_g é a área bruta da seção transversal da barra

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido

N_e é a força axial de flambagem elástica conforme anexo E

E é o módulo de elasticidade do aço

f_y é a resistência a escoamento do aço

h é a altura da alma

t_w é a espessura da alma

A_{ef} e a área efetiva da seção tranversal

FLA flambagem local da alma

FLM flambagem local da mesa

FLT flambagem lateral com torção

C_b fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme

I_t momento de inércia à torção uniforme

L_b distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado)

G módulo de elasticidade transversal do áco

M_{cr} momento fletor de flambagem elástica

M_{pl} momento fletor de plastificação da seção

M_r momento fletor correspondente ao início de escoamento, incluindo a influência das tensões residuais em alguns casos

W módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão

W_c módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão

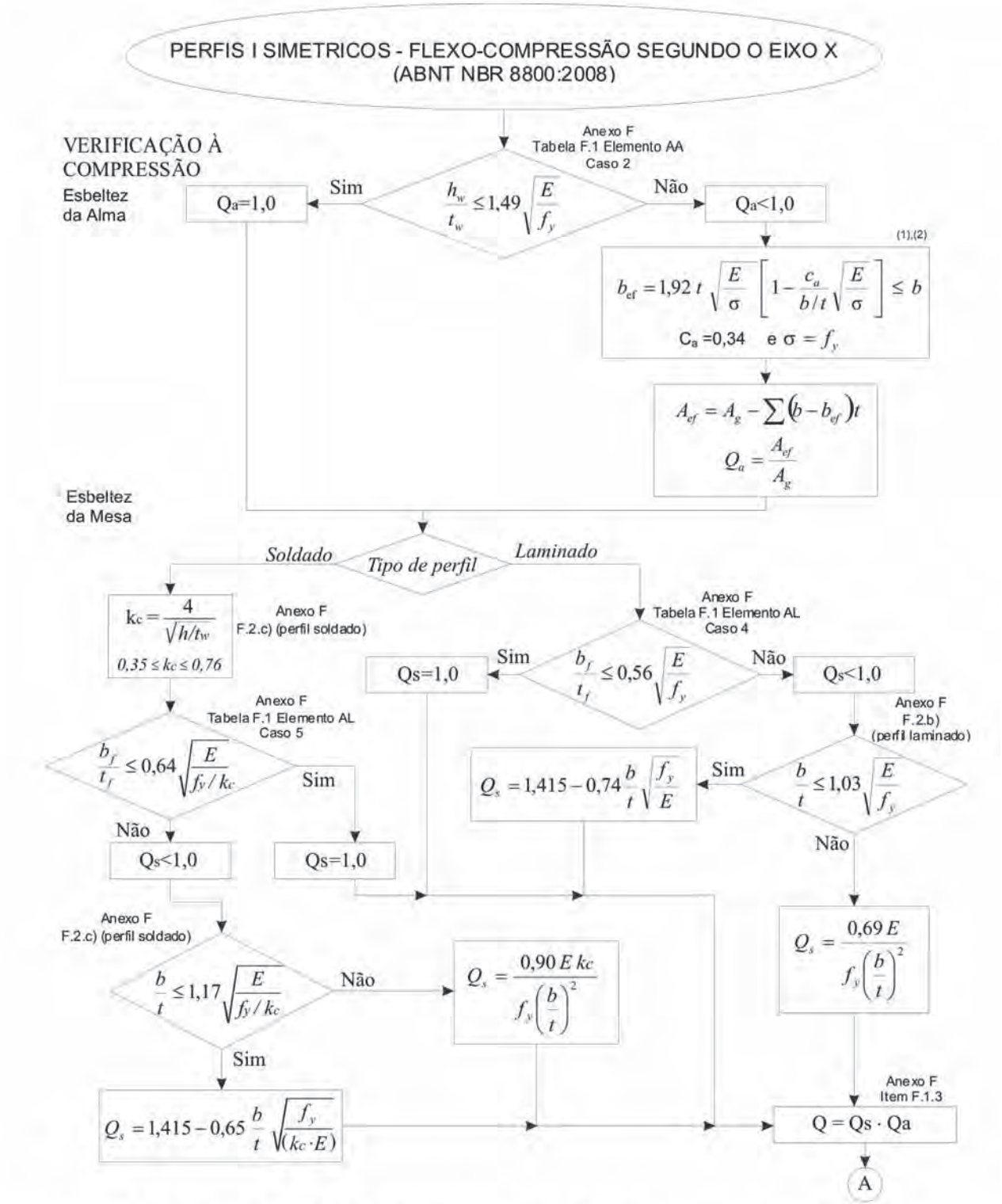
W_t módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão

λ parâmetro de esbeltez

λ_p parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

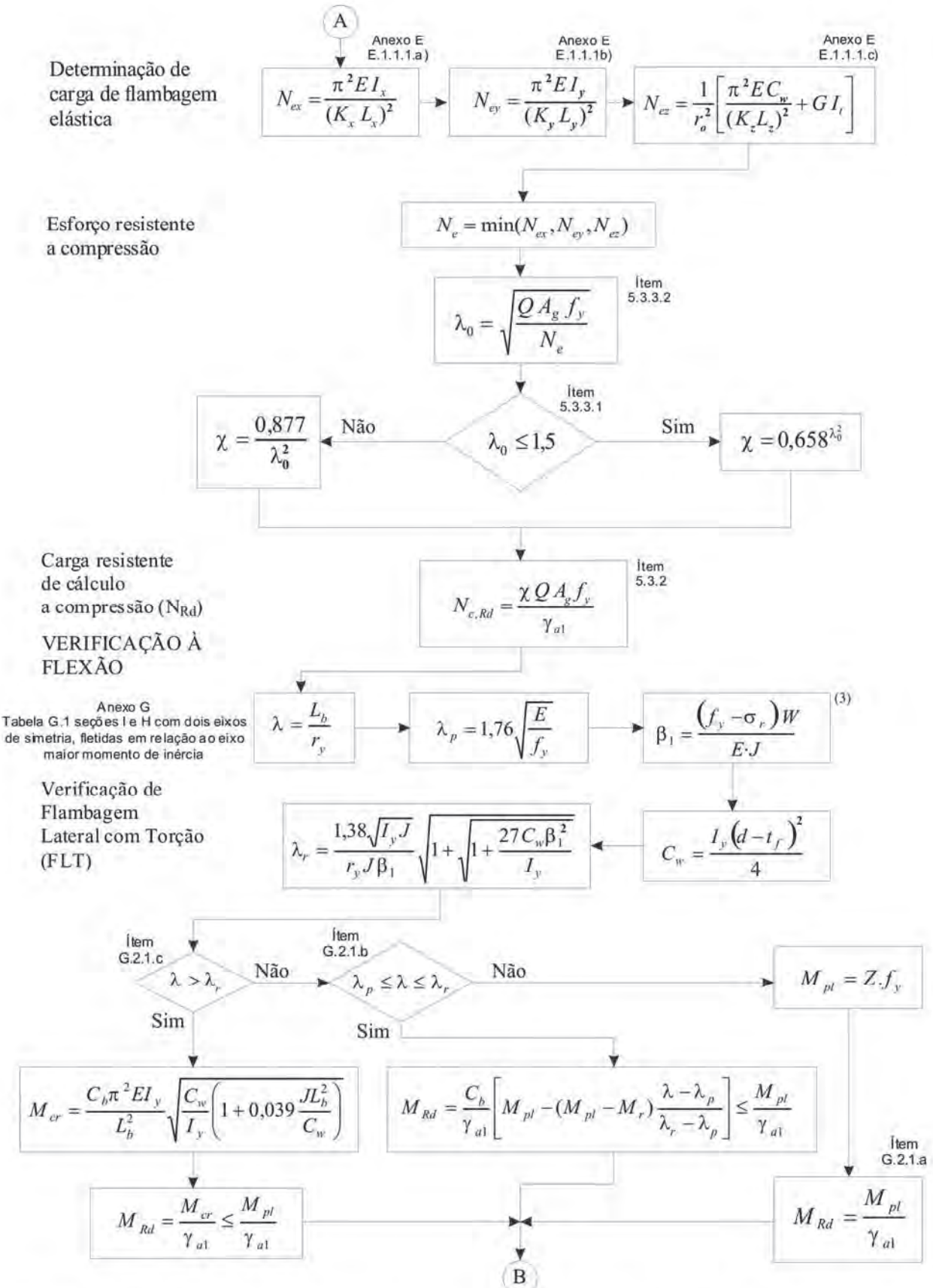
λ_r parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

σ_r tensão residual de compressão nas mesas

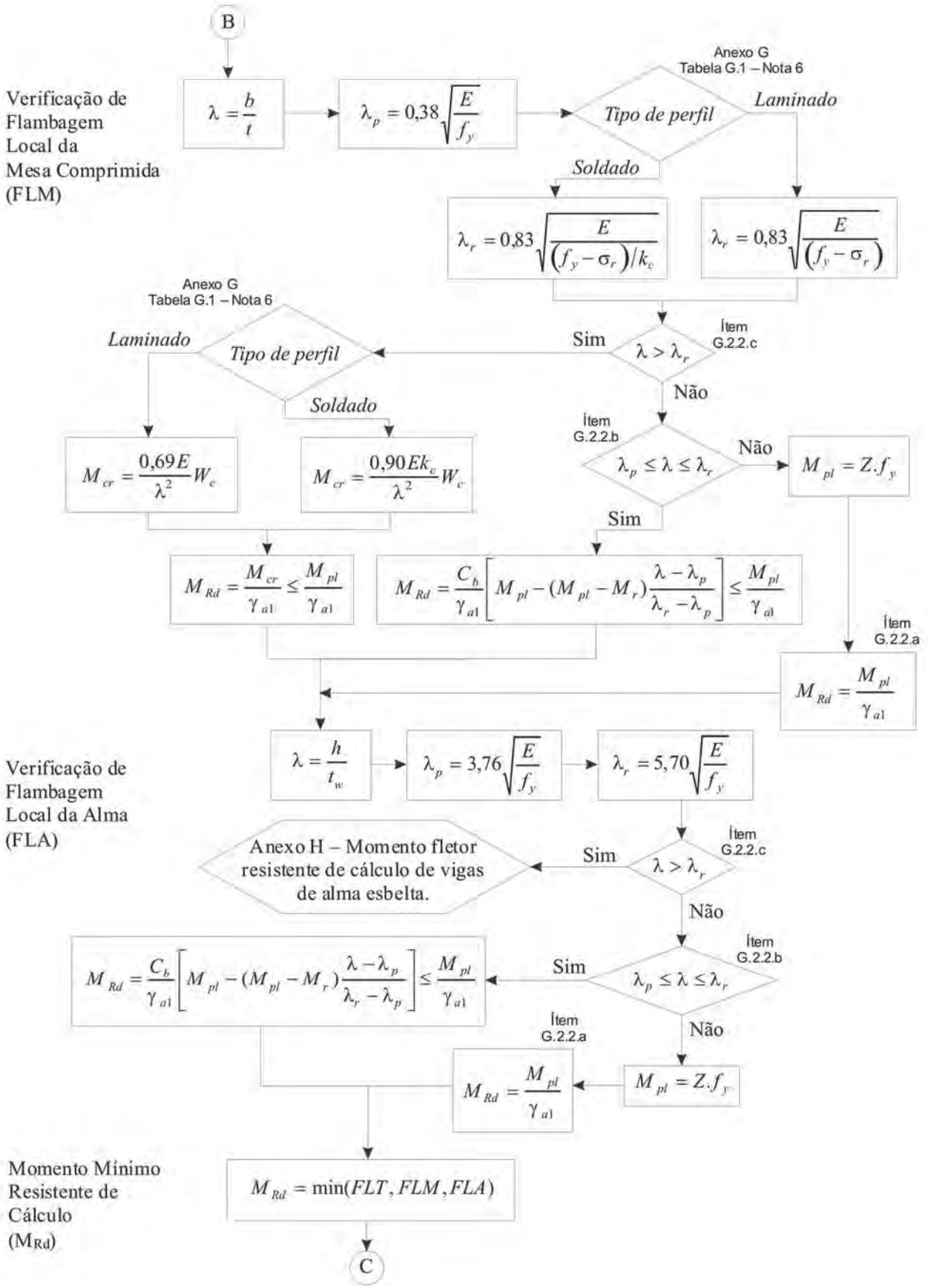


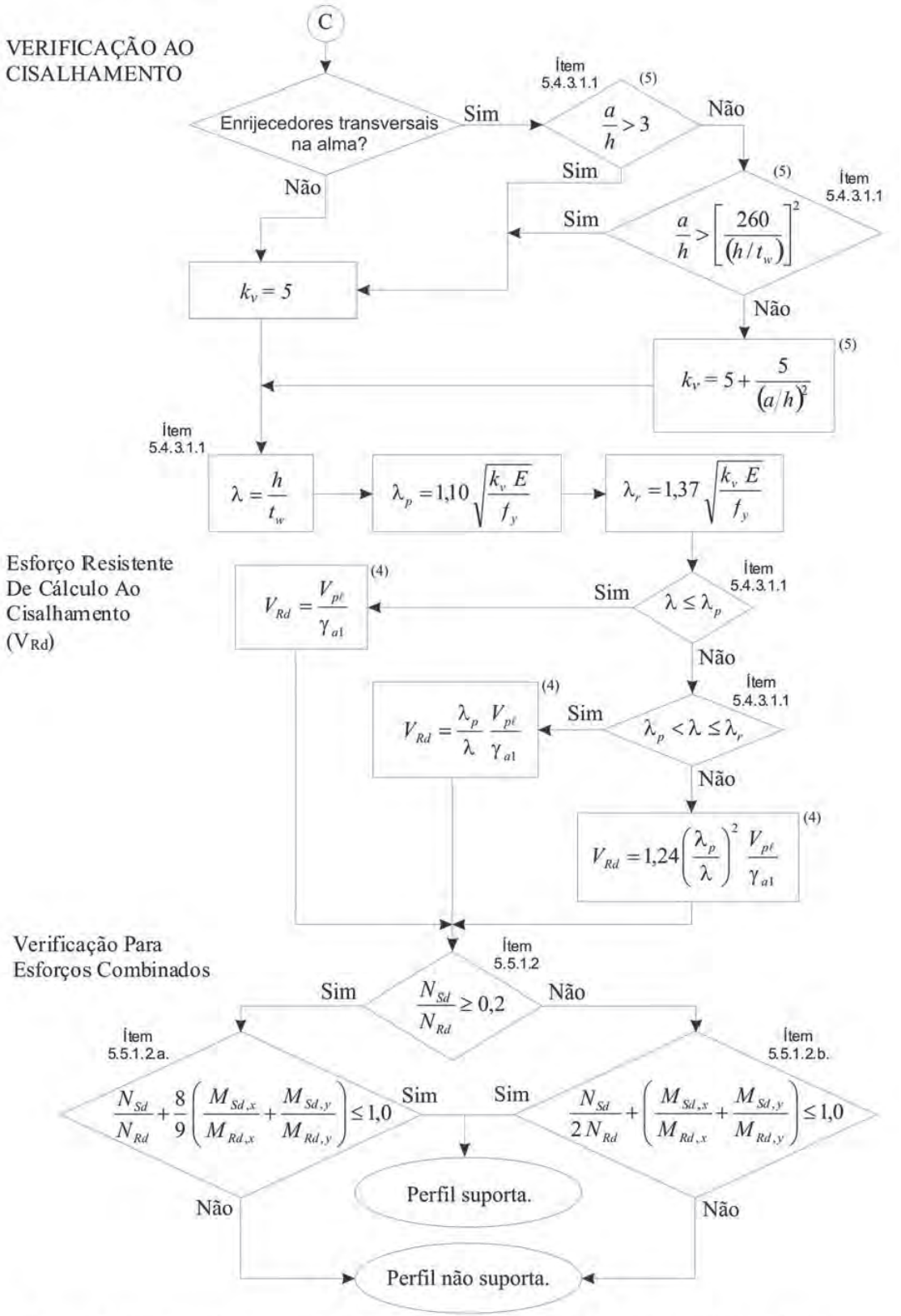
(1) = C_a é um coeficiente, igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos;

(2) = σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a $\sigma = \chi\ f_y$, com χ obtido conforme 5.3.3, adotando Q igual a 1,0. Opcionalmente, de forma conservadora, pode-se tomar $\sigma = f_y$.



(3) = Segundo a Nota 5 da Tabela G.1 do Anexo G, o valor de σ_r, tensão residual de compressão nas mesas, deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.

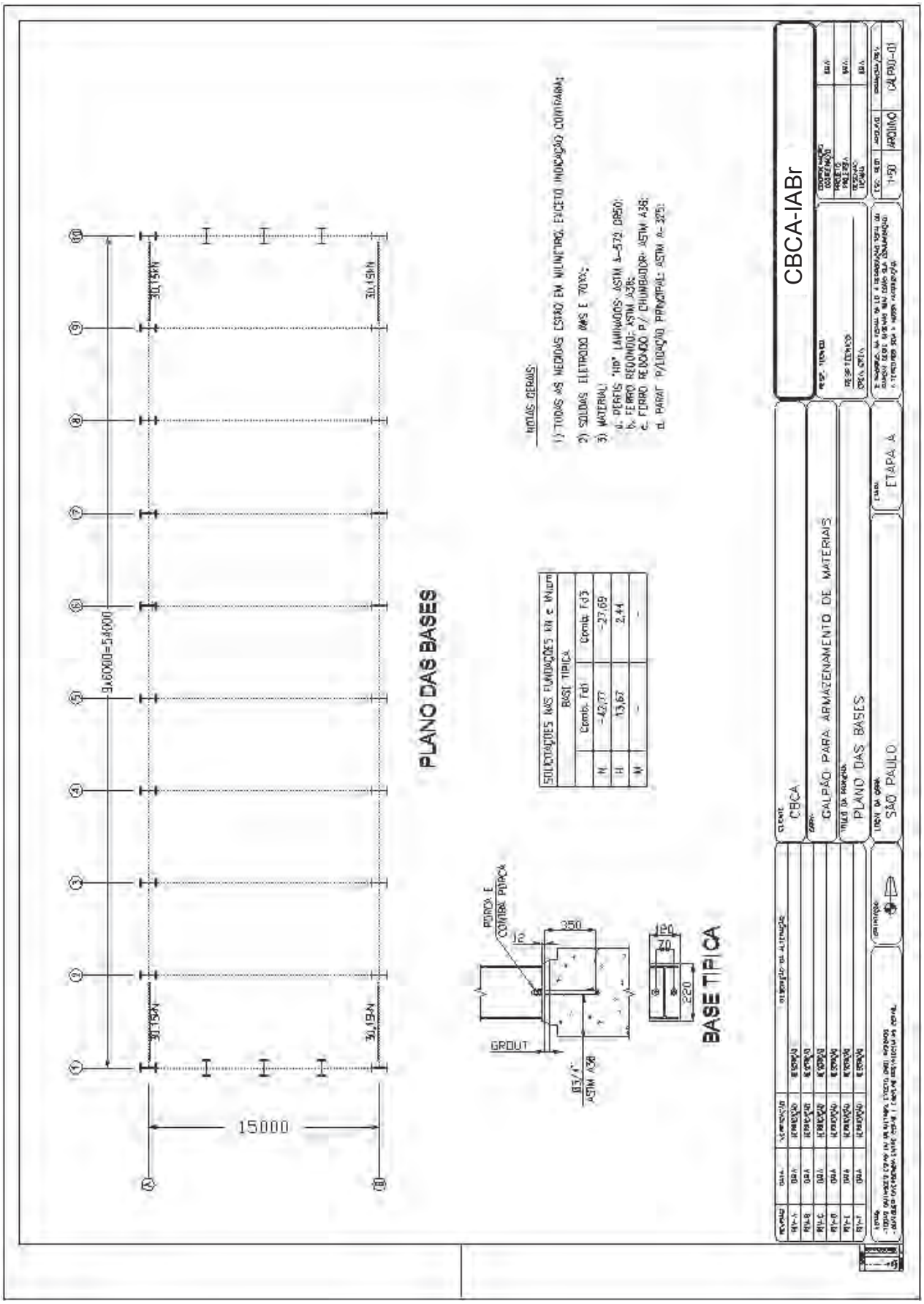

B
Verificação de Flambagem Local da Mesa Comprimida (FLM)
$\lambda = \frac{b}{t}$
$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Anexo G Tabela G.1 – Nota 6
Tipo de perfil
Laminado
Soldado
$\lambda_r = 0{,}83\sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$
$\lambda_r = 0{,}83\sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$
Anexo G Tabela G.1 – Nota 6
Laminado
Tipo de perfil
Soldado
Sim
$\lambda > \lambda_r$
Item G.2.2.c
Não
$M_{cr} = \frac{0{,}69E}{\lambda^2}W_c$
$M_{cr} = \frac{0{,}90Ek_c}{\lambda^2}W_c$
Item G.2.2.b
$\lambda_p \le \lambda \le \lambda_r$
Não
$M_{pl} = Z.f_y$
Sim
$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \le \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$
$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}}\left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \le \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$
Item G.2.2.a
$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$
Verificação de Flambagem Local da Alma (FLA)
$\lambda = \frac{h}{t_w}$
$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Item G.2.2.c
Anexo H – Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta.
Sim
$\lambda > \lambda_r$
Não
Item G.2.2.b
$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}}\left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \le \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$
Sim
$\lambda_p \le \lambda \le \lambda_r$
Não
Item G.2.2.a
$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$
$M_{pl} = Z.f_y$
Momento Mínimo Resistente de Cálculo (M_{Rd})
$M_{Rd} = \min(FLT, FLM, FLA)$
C

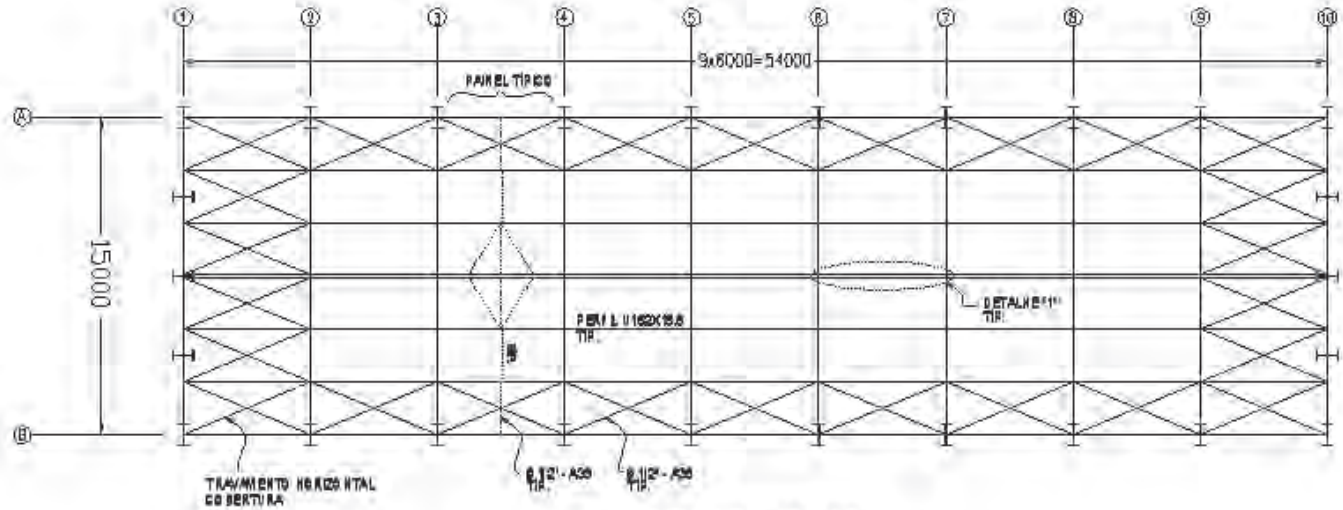


(4) Vpℓ é a força cortante correspondente à plastificação da(s) alma(s) por cisalhamento, dada por $V_{pl} = 0{,}60 A_w f_y$, onde $A_w = d \cdot t_w$;

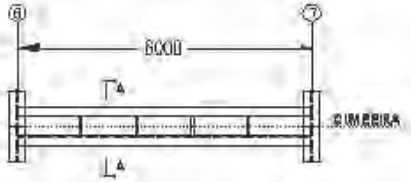
(5) a é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;
h é a altura livre da alma entre mesas;
tw é a espessura da(s) alma(s).

Desenhos de Projeto Básico

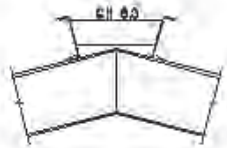

PLANO DAS BASES
BASE TIPICA
15000
9x6000=54000
30,15kN
30,19kN
NOTAS GERAIS:
1) TODAS AS MEDIDAS ESTÃO EM MILÍMETRO, EXCETO INDICAÇÃO CONTRÁRIA;
2) SOLDAS ELETRODO AWS E 70XX;
3) MATERIAL:
a. PERFIS "HP" LAMINADOS: ASTM A-572 GR50;
b. FERRO REDONDO: ASTM A36;
c. FERRO REDONDO P/ CHUMBADOR: ASTM A36;
d. PARAF. P/LIGAÇÃO PRINCIPAL: ASTM A-325;
SOLICITAÇÕES NAS FUNDAÇÕES kN e kN.cm
BASE TIPICA
Comb. Fd1
Comb. Fd3
N -42,77 -27,69
H 13,67 2,44
M - -
PORCA E CONTRA PORCA
GROUT
Ø3/4" ASTM A36
350
12
120
70
220
CBCA-IABr
CBCA
GALPÃO PARA ARMAZENAMENTO DE MATERIAIS
PLANO DAS BASES
SÃO PAULO
ETAPA A
1:50
ARQUIVO
CALPAO-01



PLANO DAS TERÇAS



DETALHE "1"



CORTE "A-A"

REVISÃO	DATA	VERIFICAÇÃO	DESCRIÇÃO DA ALTERAÇÃO
REV-A	data	verificação	descrição
REV-B	data	verificação	descrição
REV-C	data	verificação	descrição
REV-D	data	verificação	descrição
REV-E	data	verificação	descrição
REV-F	data	verificação	descrição

CLIENTE: CBCA

OBRA: GALPÃO PARA ARMAZENAMENTO DE MATERIAIS

TÍTULO DA PRANCHA: PLANO DAS TERÇAS E TRAVAMENTO

LOCAL DA OBRA: SÃO PAULO

ETAPA: ETAPA A

CBCA-IABr

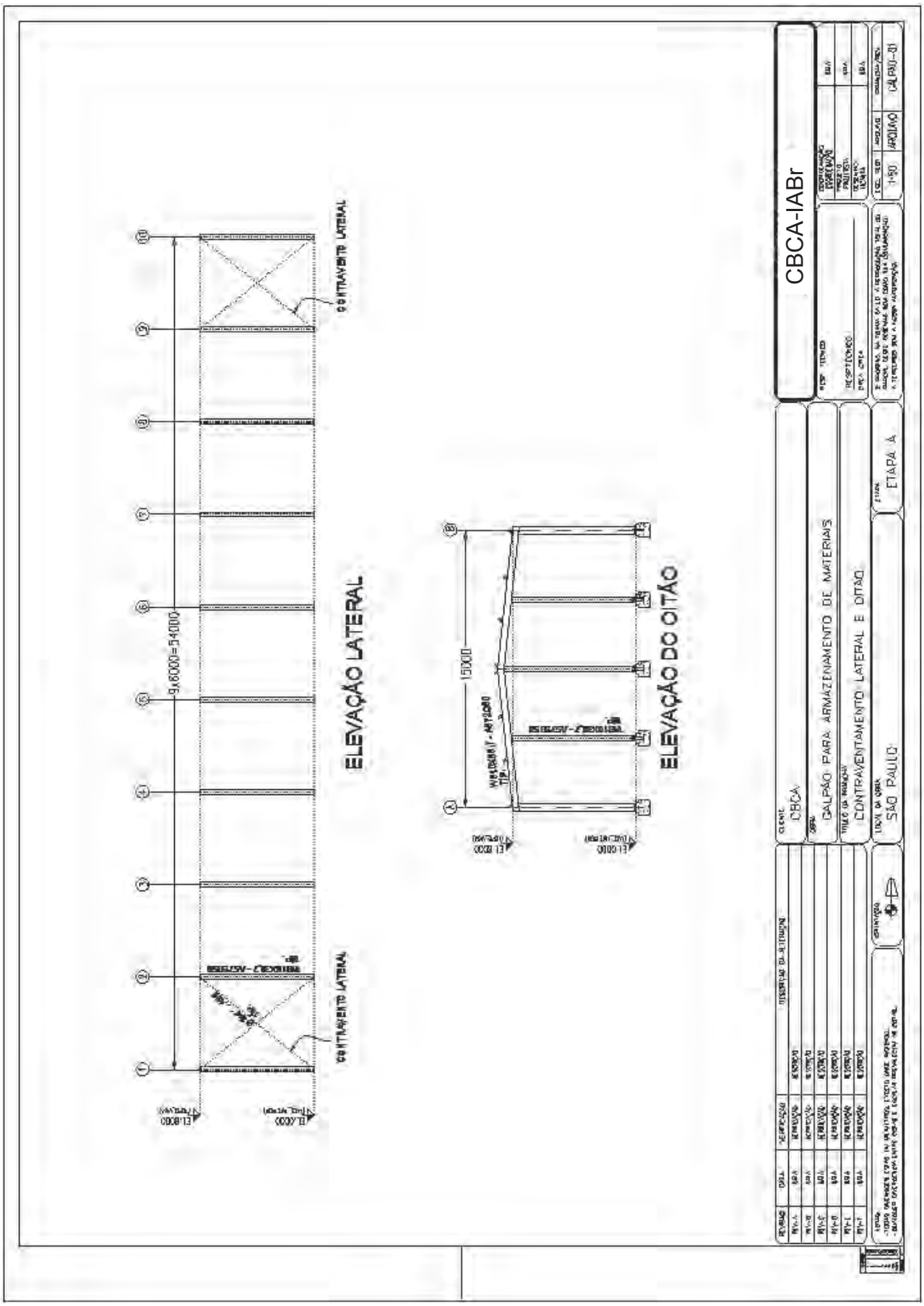
RESP. TÉCNICO

RESPONSÁVEL

ESCALA: 1:50

ARQUIVO: ARQUIVO

PRANCHA/REV.: GALPAO-01


ELEVAÇÃO LATERAL
CONTRAVENTO LATERAL
9x6000=54000
ELEVAÇÃO DO OITÃO
15000
CBCA-IABr
CBCA
GALPÃO PARA ARMAZENAMENTO DE MATERIAIS
CONTRAVENTAMENTO LATERAL E OITÃO
SÃO PAULO
ETAPA A
1:50
ARQUIVO
CALPAO-01

12-10

Realização:

CBCA

Centro Brasileiro da Construção em Aço

Av. Rio Branco, 181 - 28º andar
Rio de Janeiro - RJ
Tel: (21) 3445-6300
e-mail: cbca@acobrasil.org.br
www.cbca-iabr.org.br

Gestor:

INSTITUTO AÇO BRASIL

ISBN 978-85-89819-25-1
9 788589 819251