



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL



EFICIÊNCIA DOS CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS EM EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS DE AÇO DOTADOS DE PONTES ROLANTES

EDÉZIO ANTONIO BELEIGOLI

Orientador: Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula

Dissertação apresentada ao programa de pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, Outubro de 2004.

B428e Beleigoli, Edézio Antonio.

Eficiência dos contraventamentos horizontais em edifícios industriais de aço dotados de pontes rolantes [manuscrito]. / Edézio Antonio Beleigoli. - 2004. xiii, 113p. : il., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula.

Área de concentração: Construção Metálica

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

1. Estruturas metálicas. - Teses. 2. Pontes rolantes - Teses. 3. Estruturas metálicas - Edifícios industriais - teses. 4. Aço - Estruturas. 5. Teoria das estruturas - Teses. 6. Otimização estrutural - Contraventamentos - Teses.I. Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil II. Título.

CDU: 624.014:725.2

Catálogo: Sisbin@sisbin.ufop.br

**EFICIÊNCIA DOS CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS EM
EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS DE AÇO DOTADOS DE PONTES
ROLANTES**

AUTOR: EDÉZIO ANTÔNIO BELEIGOLI

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 21 de outubro de 2004, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:

Geraldo Donizetti de Paula

Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula (Orientador / UFOP)

F. Loureiro

Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro (UFOP)

J. Sales

Prof. Dr. José Jairo de Sales (USP)



AGRADECIMENTOS

A Deus por todas as pessoas que Ele colocou em meu caminho;

À família pelo apoio;

Aos amigos pela compreensão da ausência;

Ao Engenheiro Amaury Eloy Carvalho Araújo Sales, aos engenheirandos Pedro Ivo Nunes de Freitas Miranda, Pedro Paulo Rezende Beleigoli, Pedro Henrique Rezende Beleigoli e à filha Fernanda Maria Rezende Beleigoli.

RESUMO

Os contraventamentos horizontais, nos planos dos banzos inferior ou superior das treliças ou no plano da cobertura em edifícios industriais são dimensionados de acordo com critérios práticos, considerando-se parcelas das ações verticais, do vento e do impacto lateral das pontes rolantes, admitindo-se que possam distribuir tais ações entre os pórticos adjacentes e produzir a estabilidade da estrutura como um todo, em seus respectivos planos. Neste trabalho, verifica-se a eficiência dos contraventamentos horizontais, analisando uma contribuição quanto à redução dos deslocamentos laterais dos pilares de edifícios industriais de aço dotados de pontes rolantes. A metodologia proposta corresponde à análise estrutural, utilizando-se o software Cypecad Metálicas 3D, de edifícios com vãos de 20m, 25m, 30m e altura de 6m, 8m e 10m; em combinação com espaçamentos entre pilares variáveis de 6m, 8m, 10m e 12m dotados de pontes rolantes com capacidade de 100kN, 160kN, 250kN e 500kN comparando-se os resultados dos deslocamentos com os valores limites recomendados pela norma brasileira.

Palavras chaves: Edifícios industriais de aço, contraventamentos horizontais, pontes rolantes.

ABSTRACT

The horizontal bracings, in the plans of the inferior or superior line of the trusses or in the plan of the covering in industrial buildings are measured in agreement with practical criterions, being considered portions of the vertical actions, of the wind and of the lateral impact of the cranes, being admitted that we can distribute such actions among the adjacent porches and to produce the stability of the structure as a whole, in your respective plans. In this work, the efficiency of the horizontal bracing is verified, analyzing a contribution with relationship to the reduction of the lateral displacements of the pillars of industrial buildings of steel endowed with cranes. The adopted methodology corresponds to the structural analysis using the software Metallic Cypecad 3D of buildings with empty spaces of 20m, 25m and 30m in combination with spacings among variable pillars of 6m, 8m, 10m and 12m, endowed with cranes with different capacities of 100kN, 160kN, 250kN and 500kN, being compared the results with limits values of Brazilian.

Key words: Industrial Buildings of steel, horizontal bracing, crane.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Apresentação.....	1
1.2 Justificativa.....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 – Deslocamentos.....	3
2.2 – Deslocamentos horizontais.....	9
2.3 – Considerações sobre a ação da ponte rolante.....	11
2.3.1 – Majoração das cargas.....	11
2.3.2 – Força transversal.....	11
2.3.3 – Carga horizontal longitudinal.....	12
2.3.4 – Carga permanente e sobrecarga.....	12
2.4 – Ação do vento.....	13
3. METODOLOGIA.....	14
4. DEFINIÇÃO DOS MODELOS.....	17
4.1 – Modelos estruturais.....	17
4.2 – Relação de modelos.....	19
5. CARREGAMENTO.....	22
5.1 – Carga permanente.....	22
5.1.1 – Peso próprio.....	22
5.1.2 – Peso das telhas.....	22
5.2 – Vento.....	22
5.3 – Carga da ponte rolante.....	23
5.3.1 – Valores das cargas das pontes rolantes.....	23
6 – ANÁLISE NUMÉRICA.....	25
6.1 – Características do galpão em análise.....	25
6.2 – Layout estrutural.....	26
6.3 – Material.....	33
6.3.1 – Aço.....	33
6.4 – Ações atuantes.....	33

6.4.1 – Ações permanentes.....	33
6.4.1.1 – Peso próprio da estrutura.....	33
6.4.1.2 – Telhas e acessórios.....	33
6.4.1.3 – Carregamento das terças de cobertura.....	33
6.4.1.4 – Carregamento das longarinas do fechamento com as ações permanentes.....	35
6.4.2 – Sobrecarga.....	37
6.4.2.1 – Carregamento da terça com a ação da sobrecarga.....	38
6.4.3 – Ação do vento.....	39
6.4.3.1 – Considerações para análise da ação do vento.....	40
6.4.3.2 – Resultado da ação do vento.....	42
6.4.3.3 – Ação do vento aplicada nas terças de cobertura e nas longarinas de fechamento lateral.....	48
6.4.4 – Ação da ponte rolante.....	50
6.4.4.1 – Dados sobre a ponte.....	51
6.4.4.2 – Trem tipo.....	51
6.4.4.3 – Posicionamento do trem tipo.....	52
6.4.4.4 – Combinação das ações.....	54
6.4.4.5 - Dimensionamento da viga de rolamento.....	54
6.5 – Relação dos perfis utilizados na modelagem dos galpões	66
6.6 - Resultados da análise numérica.....	67
6.7 – Análise dos resultados.....	68
6.7.1 – Deslocamentos.....	68
6.7.2 – Momento fletor na base.....	69
6.7.3 – Peso da estrutura.....	69
6.7.4 – Esforços nas barras da seção transversal.....	70
6.8 – Considerações finais.....	85
7 – ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS.....	86
7.1–Deslocamentos horizontais na direção longitudinal do galpão (direção x).....	88
7.2 – Resultados para os galpões com e sem contraventamento com bases engastadas e rotuladas.....	88

7.3 – Análise dos deslocamentos, dos momentos fletores e do peso da estrutura..	105
7.3.1 – Galpões com bases engastadas – galpão tipo 1.....	105
7.3.2 – Galpões com bases rotuladas – galpão tipo 2.....	106
7.4 – Considerações finais.....	107
8 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	109
8.1 – Conclusões.....	109
8.2 – Sugestões.....	111
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	112
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Quadro comparativo entre critérios de normas para valores da carga transversal devida à ponte rolante de 250 kN (25 ton.).....	12
Tabela 4.1 – Relação dos modelos para análise.....	21
Tabela 5.1 – Valores de cargas e dimensões para ponte rolante.....	24
Tabela 6.1 – Relação dos perfis para os galpões em análise.....	66
Tabela 6.2 – Resultados dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	67
Tabela 6.3 - Resultados dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	68
Tabela 6.4 – Esforços nas barras.....	71
Tabela 6.5 – Esforços nas barras.....	72
Tabela 6.6 – Esforços nas barras.....	73
Tabela 6.7 – Esforços nas barras.....	74
Tabela 6.8 – Esforços nas barras.....	75
Tabela 6.9 – Esforços nas barras.....	76
Tabela 6.10 – Esforços nas barras.....	77
Tabela 6.11 – Esforços nas barras.....	78
Tabela 6.12 – Esforços nas barras.....	79
Tabela 6.13 – Esforços nas barras.....	80
Tabela 6.14 – Esforços nas barras.....	81
Tabela 6.15 – Esforços nas barras.....	82
Tabela 6.16 – Esforços nas barras.....	83
Tabela 6.17 – Esforços nas barras.....	84
Tabela 7.1 – Relação dos modelos para análise comparativa.....	87
Tabela 7.2 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	90
Tabela 7.3 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	90
Tabela 7.4 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	91
Tabela 7.5 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	91
Tabela 7.6 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	92
Tabela 7.7 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	92
Tabela 7.8 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	93

Tabela 7.9	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	93
Tabela 7.10	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	94
Tabela 7.11	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	94
Tabela 7.12	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	95
Tabela 7.13	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	95
Tabela 7.14	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	96
Tabela 7.15	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	96
Tabela 7.16	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	97
Tabela 7.17	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	97
Tabela 7.18	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	98
Tabela 7.19	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	98
Tabela 7.20	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	99
Tabela 7.21	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	99
Tabela 7.22	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	100
Tabela 7.23	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	100
Tabela 7.24	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	101
Tabela 7.25	– Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores.....	101
Tabela 7.26	– Valores dos deslocamentos no topo do trilho da ponte rolante.....	103
Tabela 7.27	– Valores dos deslocamentos no topo da cobertura.....	104

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Deslocamento uniforme devido ao vento. Estrutura contraventada.....	4
Figura 2.2 – Deslocamentos do pórtico sem contraventamento horizontal, devido à força lateral da ponte rolante.....	5
Figura 2.3 – Deslocamento do pórtico com contraventamento, devido à ação lateral da ponte.....	5
Figura 2.4 – Pórtico transversal sob ação das forças horizontais da ponte e do vento.....	6
Figura 2.5 – Planta mostrando o contraventamento horizontal.....	6
Figura 2.6.a – Contraventamento horizontal.....	7
Figura 2.6.b – Deformação sob ação da força horizontal.....	7
Figura 2.7 - Perspectiva unifilar do galpão com contraventamento horizontal.....	8
Figura 2.8 - Perspectiva unifilar do galpão sem o contraventamento horizontal.....	8
Figura 2.9 – Definição da altura da coluna.....	9
Figura 2.10 – Definição das medidas das alturas consideradas.....	9
Figura 2.11 – Detalhe 1 – mostrando o topo do trilho.....	10
Figura 2.12 - Deslocamento lateral provocado pelas forças horizontais.....	10
Figura 3.1 – Variação do vão, altura da viga de rolamento e capacidade da ponte.....	15
Figura 3.2 –Espaçamento entre os pórticos.....	15
Figura 4.1 (a) – Galpão Tipo 1.....	18
Figura 4.1 (b) – Galpão Tipo 1.....	18
Figura 4.2 (a) – Galpão Tipo 2.....	18
Figura 4.2 (b) – Galpão Tipo 2.....	18
Figura 4.3 – Ligação rígida entre tesoura e coluna.....	9
Figura 4.4 – Pórtico transversal com valores das dimensões dos modelos de galpões.....	20
Figura 5.1 – Carregamento, ponte e vento atuando no mesmo sentido.....	23
Figura 6.1 – Seção transversal do pórtico.....	27
Figura 6.2 – Elevação das filas laterais.....	28
Figura 6.3 – Plano das terças.....	29
Figura 6.4 – Plano do banzo inferior – Contraventamento horizontal.....	30

Figura 6.5 – Plano das vigas de rolamento.....	31
Figura 6.6 – Perspectiva do galpão com base engastada e com contraventamento horizontal.....	32
Figura 6.7 – Componentes q_x e q_y da ação do peso das telhas e acessórios sobre as terças.....	34
Figura 6.8 – Posição e fixação das longarinas às colunas do galpão.....	35
Figura 6.9 a – Telha atuando como carga permanente na longarina.....	35
Figura 6.9 b – Carregamento da longarina, com a ação do peso das telhas e acessórios.....	35
Figura 6.10 – Seção transversal do galpão mostrando o espaçamento entre longarinas.....	36
Figura 6.11 – Aplicação da ação do peso das telhas e acessórios.....	37
Figura 6.12 – Carga q_2 e suas componentes na direção x e y.....	38
Figura 6.13 – Aplicação da ação do peso das telhas sobre terças e longarinas.....	39
Figura 6.14 a – Elevação frontal do galpão com abertura móvel (portão 4 x 4 m) e aberturas laterais fixas.....	41
Figura 6.14b – Elevação lateral do galpão com aberturas fixas (venezianas 53 x 1,0 m).....	41
Figura 6.14 c - Planta com aberturas laterais e frontais.....	41
Figura 6.15 a – Combinação de coeficientes C_{pe} e C_{pi} para vento a 0° e $C_{pi} = -0,30$	42
Figura 6.15 b – Combinação de coeficientes C_{pe} e C_{pi} para vento a 0° e $C_{pi} = 0,0$	42
Figura 6.15 c – Combinação de coeficientes C_{pe} e C_{pi} para vento a 90° e $C_{pi} = -0,30$	43
Figura 6.15 d – Combinação de coeficientes C_{pe} e C_{pi} para vento a 90° e $C_{pi} = 0,0$	43
Figura 6.15 e – Valores de C_{pe} (Paredes) para vento a 0°	44
Figura 6.15 f – Valores de C_{pe} (Paredes) para vento a 90°	44
Figura 6.16 a – Resultante da combinação de C_{pe} e C_{pi} para vento a 0° e $C_{pi} = 0,30$	44
Figura 6.16 b – Resultante da combinação de C_{pe} e C_{pi} para vento a 0°	

e $C_{pi} = 0,0$	45
Figura 6.16 c – Resultante da combinação de C_{pe} e C_{pi} para vento a 90° e $C_{pi} = 0,30$	45
Figura 6.16 d – Resultante da combinação de C_{pe} e C_{pi} para vento a 90° e $C_{pi} = 0,0$	45
Figura 6.17 a – Valor da ação do vento em cada face para vento a 0° e $C_{pi} = -0,30$	46
Figura 6.17 b – Valor da ação do vento em cada face para vento a 0° e $C_{pi} = 0,0$	46
Figura 6.17 c – Valor da ação do vento em cada face para vento a 90° e $C_{pi} = -0,30$	47
Figura 6.17 d – Valor da ação do vento em cada face para vento a 90° e $C_{pi} = 0,0$	47
Figura 6.18 – Exemplo de aplicação da ação do vento em terças e longarinas.....	48
Figura 6.19 a – Trem tipo para carga máxima por roda.....	51
Figura 6.19 b – Trem tipo para carga mínima por roda.....	51
Figura 6.20 – Ponte rolante posicionada sobre o caminho de rolamento.....	52
Figura 6.21 – Seção transversal do perfil para viga de rolamento.....	54
Figura 6.22 – Aplicação da ação da carga permanente sobre a viga de rolamento.....	55
Figura 6.23 – Detalhe da montagem da viga de rolamento sobre a coluna do galpão.....	56
Figura 6.24 – Ação da sobrecarga do passadiço sobre a viga de rolamento.....	56
Figura 6.25 – Posicionamento do trem tipo da ponte rolante sobre a viga de rolamento.....	57
Figura 6.26 - Posicionamento da ponte rolante sobre a viga de rolamento para cortante máximo.....	58
Figura 6.27 – Vigas de rolamento com a treliça de contenção lateral.....	60
Figura 6.28 – Ação da carga concentrada sobre a viga.....	62
Figura 6.29a – Vista lateral da viga com enrijecedores.....	64
Figura 6.29b – Seção dos apoios da viga.....	65
Figura 6.29c – Seção intermediária da viga.....	65

Figura 6.30 – Números dos nós que formam as barras da seção transversal.....70

CAPÍTULO 01

1. INTRODUÇÃO

1.1. Apresentação

As estruturas dos edifícios industriais de aço¹, dotados de pontes rolantes, além da ação das cargas verticais e seus impactos sofrem a ação de forças horizontais devidas à frenagem e à aceleração da ponte e ainda à ação do vento que, tanto vertical quanto horizontalmente, atuam somando-se aos esforços da ponte tendendo levar a estrutura a deformações em níveis indesejáveis, que podem comprometer tanto a estrutura do edifício quanto o próprio funcionamento da ponte.

Neste trabalho, pretende-se mostrar a eficiência dos contraventamentos horizontais nos galpões industriais com pontes rolantes, comparando-se os resultados dos deslocamentos transversais horizontais obtidos por meio de uma análise numérica utilizando o programa Cypecad metálica, com os valores limites recomendados pela norma NBR 8800: 1986.

¹ Neste trabalho, o termo edifícios industriais de aço será substituído por galpões.

Os deslocamentos transversais horizontais são nocivos ao funcionamento da ponte rolante, portanto, foram considerados como elementos balizadores para o estudo da eficiência dos contraventamentos.

Além dos deslocamentos horizontais, também é importante analisar os momentos fletores que ocorrem nas bases engastadas dos galpões, pois os valores dos momentos diminuem quando o galpão possui contraventamento horizontal.

Na análise numérica dos modelos foram admitidos os efeitos de cargas permanentes e sobrecargas em combinação com os efeitos das ações da ponte rolante e do vento, embora os efeitos das duas últimas ações sejam mais evidentes.

A metodologia adotada corresponde à análise estrutural, utilizando-se o software Cypecad Metálicas 3D, de galpões com vão de 20m, 25m e 30m em combinação com altura de 6m, 8m, 10m e 12m no nível do topo do trilho do caminho de rolamento, e o espaçamento entre pórticos de 6m, 8m e 10m, e a variação da capacidade da ponte rolante de 100kN, 160kN, 250kN e 500kN. Admitindo dois tipos diferentes de modelos estruturais (Tipo 1 e tipo 2) chega-se a um total de 26 modelos a serem analisados numericamente.

1.2. JUSTIFICATIVA

Objetiva-se neste trabalho mostrar a importância da utilização do contraventamento horizontal no complexo estrutural de um galpão com ponte rolante, pois este contribui para manter os deslocamentos horizontais dentro dos limites de utilização estabelecidos pela normalização, e diminuir os momentos fletores nas bases engastadas aliviando as fundações deste esforço e trazendo com isto uma redução de custo para a edificação.

CAPÍTULO 02

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Deslocamentos

Contraventamentos horizontais são peças de estabilização de galpões, colocadas ao nível do banzo inferior das treliças/tesouras de cobertura, dispostas em faixas horizontais, transversais e longitudinais formando uma espécie de membrana que interliga os pórticos transversais de maneira que todos eles fiquem solicitados lateralmente pela ação do vento ou pelo impacto lateral da ponte rolante.

O AISC, em sua publicação Steel Design Guide – 7, ilustra os deslocamentos em estruturas contraventadas e não contraventadas, sob a ação da ponte e do vento, conforme mostram a seguir as Figuras 2.1, 2.2 e 2.3.

Observa-se na Figura 2.1 que numa estrutura contraventada, quando da ação do vento, os pórticos se deslocam de maneira uniforme já que as forças devidas ao vento atuam de forma distribuída ao longo da edificação.

A Figura 2.2 ilustra que na ausência do contraventamento horizontal a ação da ponte rolante fica atribuída ao pórtico transversal, onde as forças horizontais devidas à ponte rolante estão atuando, portanto sem a contribuição dos pórticos adjacentes.

A Figura 2.3 mostra a contribuição dos pórticos adjacentes àquele em que a ação da ponte rolante está acontecendo e isto acontece devido à presença do contraventamento horizontal que faz com que parte desta ação seja absorvida pelos pórticos vizinhos.

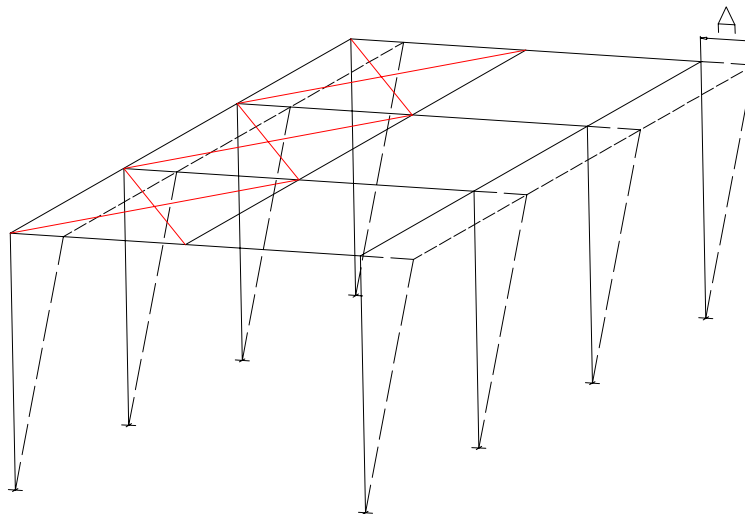


Figura 2.1 – Deslocamento uniforme devido ao vento. Estrutura contraventada.

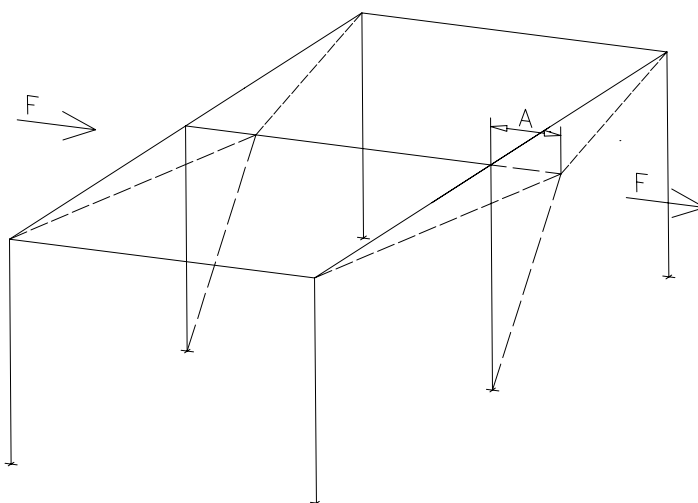


Figura 2.2 – Deslocamentos do pórtico sem contraventamento horizontal, devido à força lateral da ponte rolante.

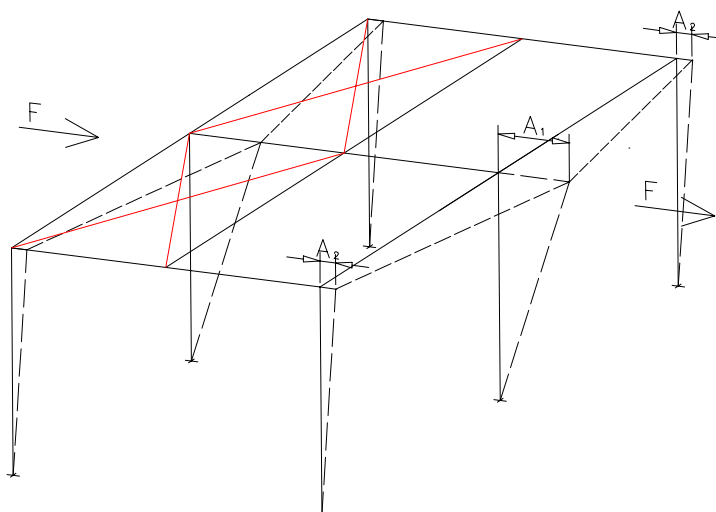


Figura 2.3 – Deslocamento do pórtico com contraventamento, devido à ação lateral da ponte.

A Figura 2.4 ilustra a estrutura de um galpão com forças horizontais transversais da ponte rolante do vento.

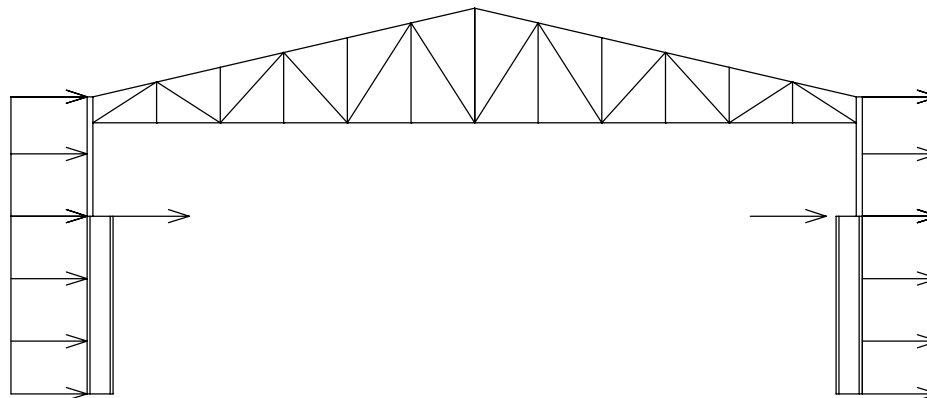


Figura 2.4 – Pórtico transversal sob ação das forças horizontais da ponte e do vento.

A Figura 2.5 mostra em planta um exemplo de como pode ser disposto o contraventamento horizontal, enquanto que as Figuras (2.6.a) e (2.6.b) ilustram o contraventamento horizontal e as possíveis deformações quando da ação de forças horizontais.

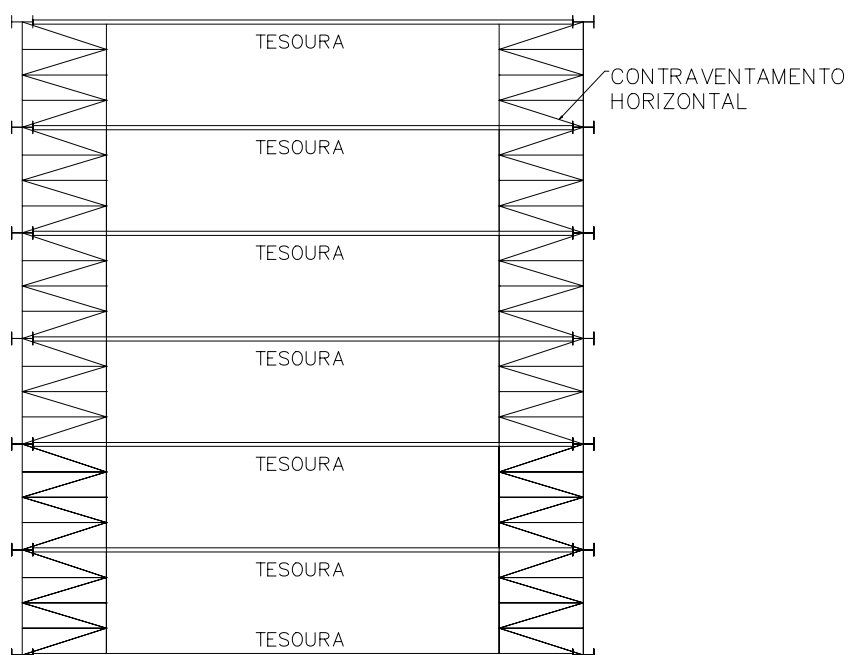


Figura 2.5 – Planta mostrando o contraventamento horizontal.

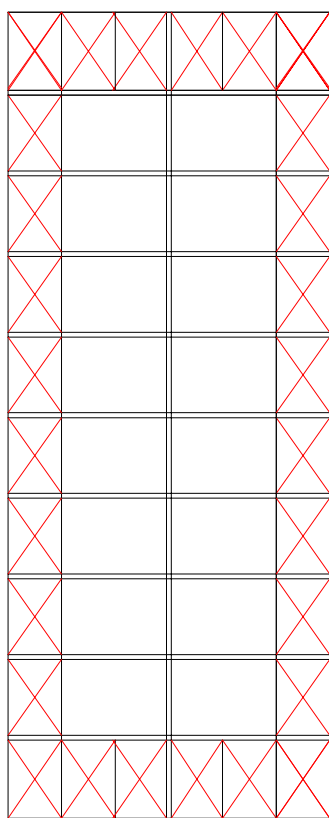


Figura 2.6.a – Contraventamento Horizontal.

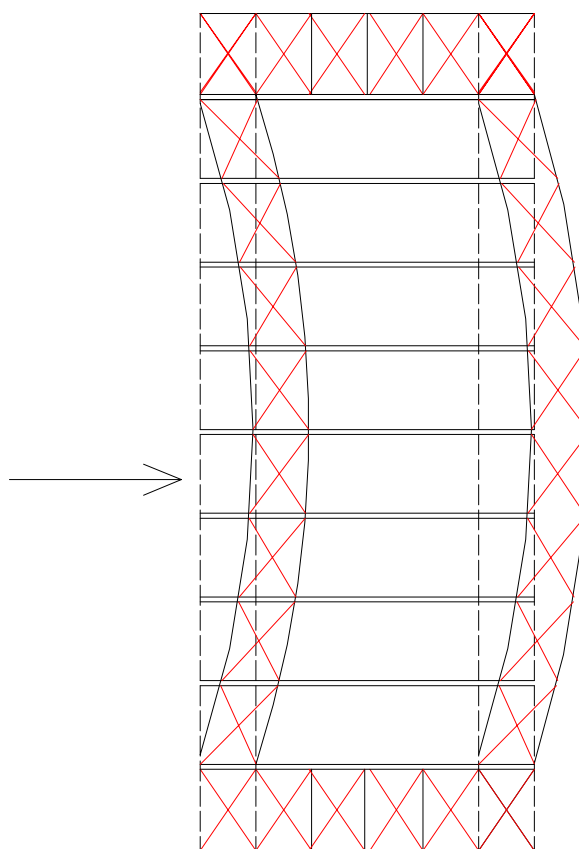


Figura 2.6.b – Deformação sob ação da força horizontal.

As Figuras 2.7 e 2.8 ilustram as perspectivas unifilares dos galpões com contraventamento horizontal e sem contraventamento horizontal, respectivamente.

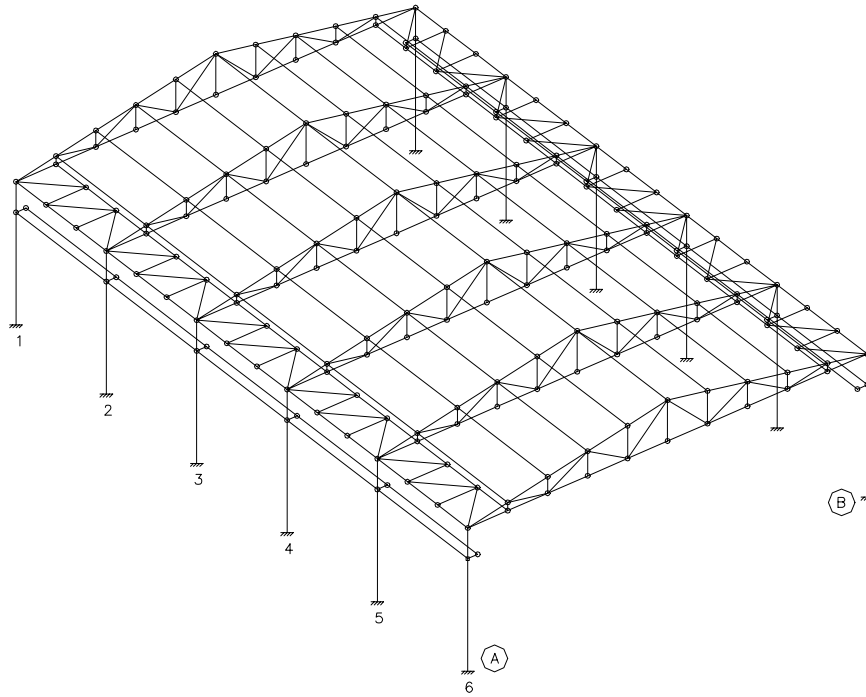


Figura 2.7 - Perspectiva unifilar do galpão com contraventamento horizontal.

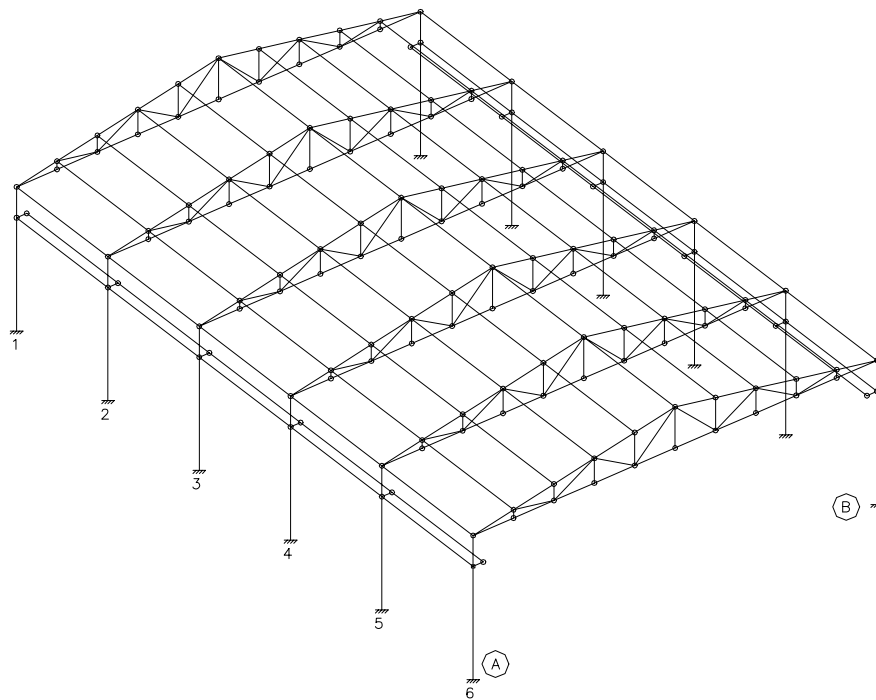


Figura 2.8 - Perspectiva unifilar do galpão sem o contraventamento horizontal.

2.2 – Deslocamentos horizontais

A norma NBR 8800: 1986, em seu anexo C, estabelece que as deformações horizontais devidas às ações da ponte rolante devem ficar entre $1/400$ a $1/200$ da altura do galpão, altura esta medida da base da coluna, conforme ilustra a Figura 2.9.

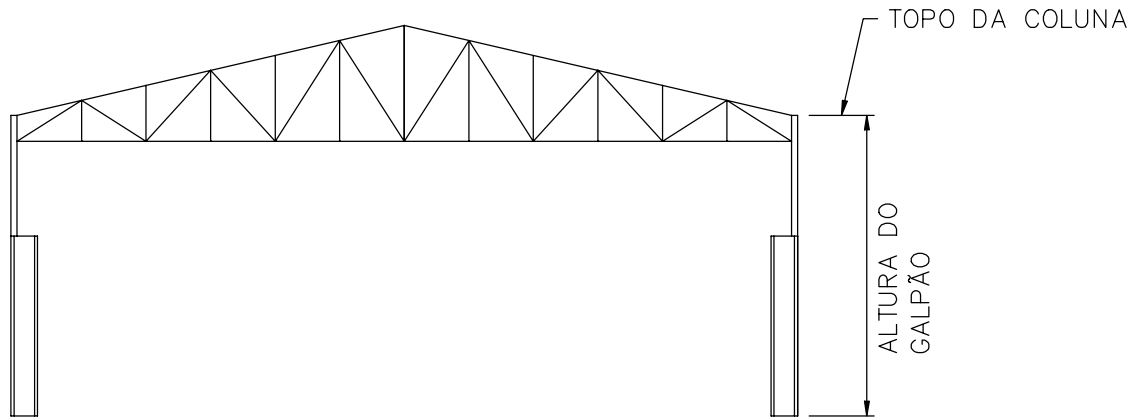


Figura 2.9 – Definição da altura da coluna.

BELLEI (1994) considera ainda o limite para o deslocamento transversal os valores de $1/400$ da altura medida da base da coluna até o topo do trilho do caminho de rolamento e $1/300$ da altura medida da base da coluna até o nível da cobertura que neste trabalho corresponde à altura mostrada nas Figura 2.10 e Figura 2.11.

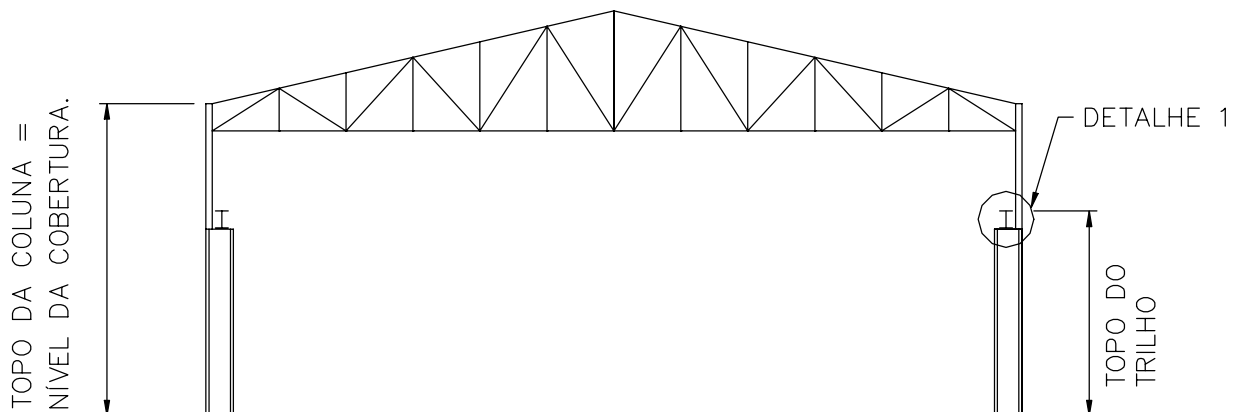


Figura 2.10 – Definição das medidas das alturas consideradas.

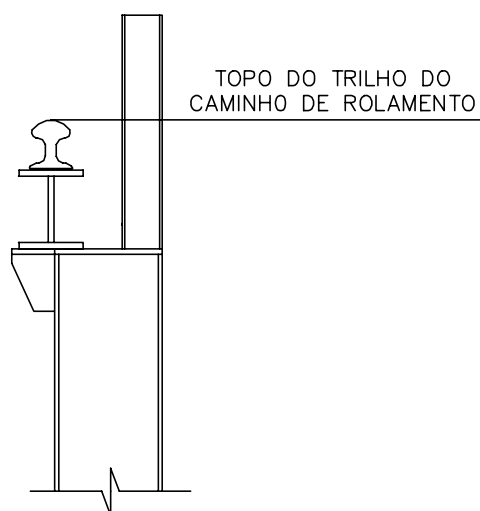


Figura 2.11 – Detalhe 1 - mostrando o topo do trilho.

A Figura 2.12 ilustra uma possível deformação da seção transversal do galpão, provocada pela atuação das forças horizontais.

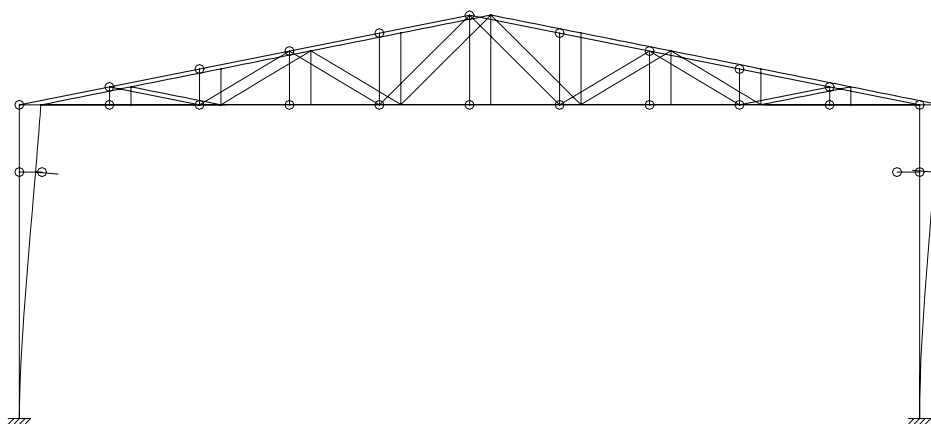


Figura 2.12 - Deslocamento lateral provocado pelas forças horizontais.

2.3 – Considerações sobre a ação da ponte rolante

2.3.1 – Majoração das cargas

A norma NBR 8800: 1986 recomenda majorar as cargas verticais das rodas da ponte rolante em 25%.

2.3.2 – Força transversal

A norma NBR 8800:1986, Anexo B, considera que o valor da força oriunda da ponte rolante a ser aplicada de cada lado no topo do trilho, deve ser igual ao maior dos valores a seguir:

10 % [Carga içada + Peso do trole + Peso dos dispositivos de içamento];

5 % [Carga içada + Peso da ponte + Peso do trole + Peso dos dispositivos de içamento].

A norma NBR 8800: 1986 sugere consultar a referência AISE nº 13 – 1979 que, por sua vez recomenda-se adotar 20 % da carga içada.

A norma DIN, alemã, estabelece como critério que a força transversal por roda seja igual a 10 % da carga vertical que esteja atuando nela.

BELLEI (1994) faz uma proposta de usar 15 % da carga içada para o caso de não se ter em tempo hábil, para o cálculo da estrutura, os dados da ponte (peso do trole, peso da ponte, peso dos dispositivos de içamento).

O critério da norma brasileira requer o conhecimento prévio dos dados da ponte e os demais critérios, não.

Neste trabalho, usaremos o valor recomendado pela AISE.13, ou seja, 20 % da carga içada, que fornece um valor maior que os obtidos pelos demais critérios.

BELLEI (1994) faz uma comparação entre cada critério citado. A Tabela 2.1 ilustra esta comparação, tomando como exemplo a ponte com capacidade de 250kN.

Tabela 2.1 – Quadro comparativo entre critérios de normas para valores da carga transversal devida à ponte rolante de 250kN (25ton)

Norma	Critério para cálculo da força	CI (kN)	Peso do trole (kN)	PT (kN)	C _{máx.}	C _{mín.}	Número de rodas
		250	45	230	190	76	20
NBR 8800/ AISC	10% (CI + peso trole) ou 5% (CI + peso do trole + peso ponte + peso dispositivo)	$10\% (250 + 45) = 29,5\text{kN}$ $5\% (250 + 230) = 24,0\text{kN}$					
AISE 13	20% CI	$20\% (250) = 50,0\text{kN}$					
DIN	10% C _{máx.} por roda	$10\% (190 + 76) = 26,6\text{kN}$					
Norma Russa	5% CI + peso trole	$5\% (250 + 45) = 14,75\text{kN}$					
Proposta de Bellei	15% CI	$15\% (250) = 37,5\text{kN}$					

Notas:

CI = Carga içada;
 C_{max.} = Carga máxima por roda;
 C_{min.} = carga mínima por roda;
 PT = Peso total da ponte.

2.3.3 – Carga horizontal longitudinal

Segundo a NBR 8800: 1986, a força horizontal longitudinal a ser aplicada integralmente de cada lado devida à frenagem ou aceleração da ponte deve ser igual a 20 % da soma das cargas máximas das rodas motoras e/ou providas de freio.

2.3.4 – Carga permanente e sobrecarga

A norma NBR 8800: 1986 recomenda adotar uma sobrecarga na cobertura do galpão igual a $0,25\text{kN/m}^2$. Enquanto que a carga permanente corresponde à soma total dos pesos dos elementos estruturais e acessórios constituintes do galpão industrial.

2.4 – Ação do vento

Os critérios para determinação das forças devidas ao vento serão integralmente iguais aos recomendados pela norma NBR 6123: 1988.

Vale lembrar que a geometria dos galpões modelados enquadra-se perfeitamente nas recomendações desta norma, não necessitando de nenhuma aproximação ou efeito de semelhança para a adoção dos parâmetros normativos.

CAPÍTULO 03

3. METODOLOGIA

O trabalho foi elaborado com o carregamento da estrutura em todos os modelos com ações da ponte rolante, do vento, da carga permanente e da sobrecarga.

A modelagem numérica utilizando o programa Cypecad Metálica 3D foi realizada, admitindo-se galpões com vão de 20m, 25m e 30m, em combinação com altura no topo do trilho de 6m e 8m, 10m e 12m dotados de pontes rolantes com capacidade de 100kN, 160kN, 250kN e 500kN, conforme ilustram as Figuras 3.1 e 3.2. O espaçamento entre pórticos é constante em cada galpão e igual a 6m, 8m, 10m e 12m para todos os modelos.

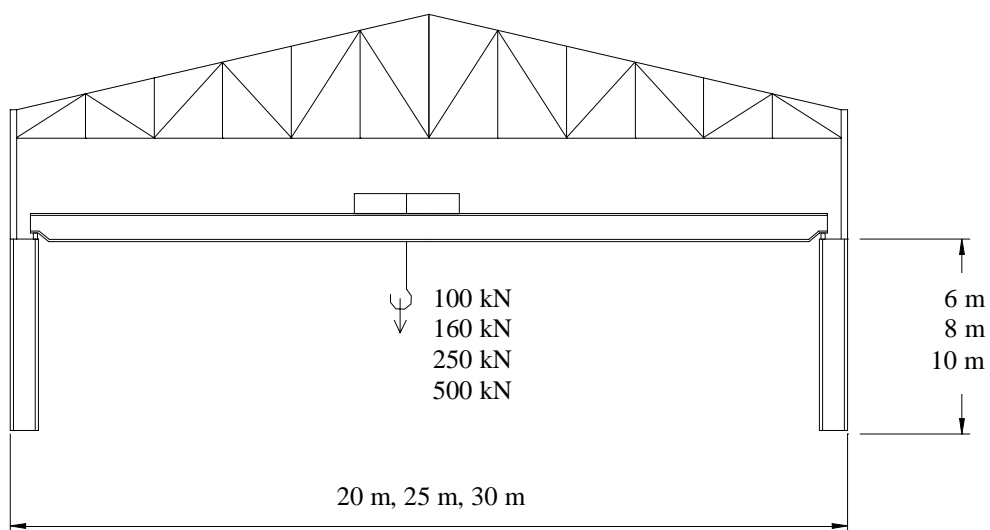


Figura 3.1 – Variação do vão, altura da viga de rolamento e capacidade da ponte.

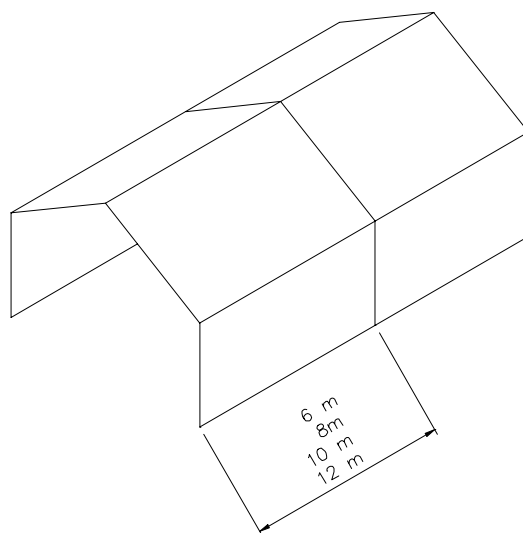


Figura 3.2 –Espaçamento entre os pórticos

A altura do topo do trilho, nos modelos analisados foi adotada igual a 6 m, 8 m e 10 m, conforme mostra a Figura 3.1. Cada modelo de galpão foi analisado com e sem contraventamento horizontal.

O detalhamento da forma de carregamento da estrutura encontra-se apresentado no Capítulo 5 deste trabalho, enquanto que o Capítulo 6 apresenta uma análise numérica com um exemplo enfatizando o sistema estrutural adotado, carregamentos e resultados obtidos a partir do cálculo e do dimensionamento do galpão.

CAPÍTULO 04

4. DEFINIÇÃO DOS MODELOS

4.1 – Modelos estruturais

Neste trabalho, foram considerados dois tipos diferentes de modelos estruturais, galpão **Tipo 1** e galpão **Tipo 2**, conforme ilustram as Figuras 4.1a, 4.1b, 4.2a e 4.2b.

Os galpões **Tipo 1** e **Tipo 2** apresentam as ligações entre as barras rígidas, porém, o galpão **Tipo 1** encontra-se com as bases engastadas e o **Tipo 2** com as bases rotuladas.

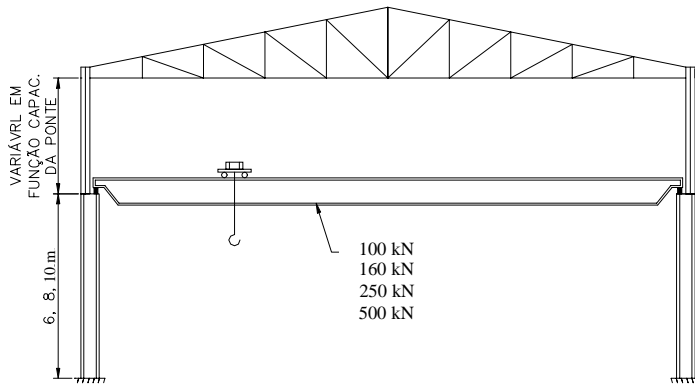


Figura 4.1 (a) – Galpão Tipo 1.

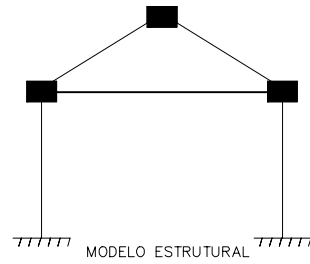


Figura 4.1 (b) – Galpão Tipo 1

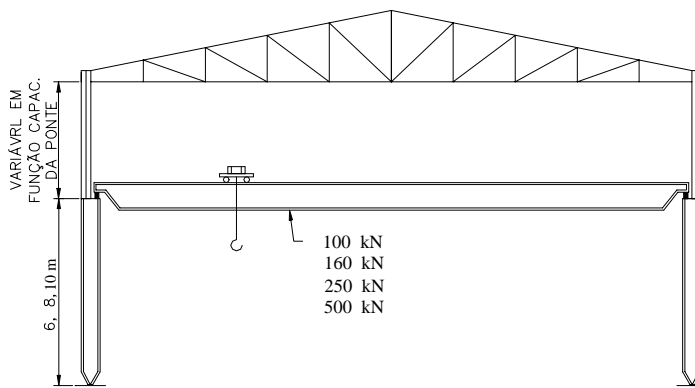


Figura 4.2 (a) – Galpão Tipo 2.

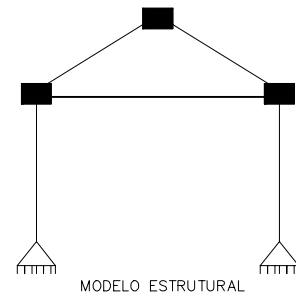


Figura 4.2 (b) – Galpão Tipo 2

A condição de ligação rígida entre a tesoura de cobertura e as colunas serão configuradas pelo fato da tesoura não ser simplesmente apoiada nas colunas, mas sim inserida entre elas conforme mostra a Figura 4.3.

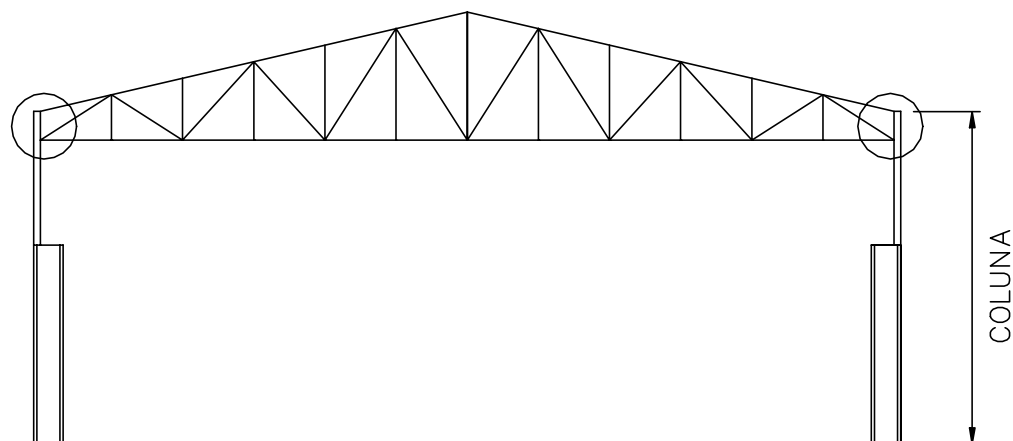


Figura 4.3 – Ligação rígida entre tesoura e coluna.

4.2 – Relação de modelos

Conforme consta no Capítulo Introdução, chegou-se a 26 modelos dada a variação de altura, e ainda a existência de dois tipos de modelos estruturais (**Tipo 1** e **Tipo 2**). A Figura 4.4 ilustra dimensões adotadas para a modelagem dos galpões. Comprimento dos galpões: 54m para espaçamento entre pórticos igual 6m, 72m para espaçamento entre pórticos de 8,0 m, 50,0 m para espaçamento de 10m e 60m para espaçamento de 12m.

Objetiva-se com esta variação obter um universo de modelos que contemple as aplicações das ações das diferentes capacidades das pontes rolantes e do vento em diferentes alturas de colunas dos galpões e do espaçamento entre elas de forma que, para análise dos resultados, se tenha uma maior amplitude de informações para efeitos comparativos.

A Tabela 4.1 apresenta a relação dos modelos analisados, sem e com contraventamento.

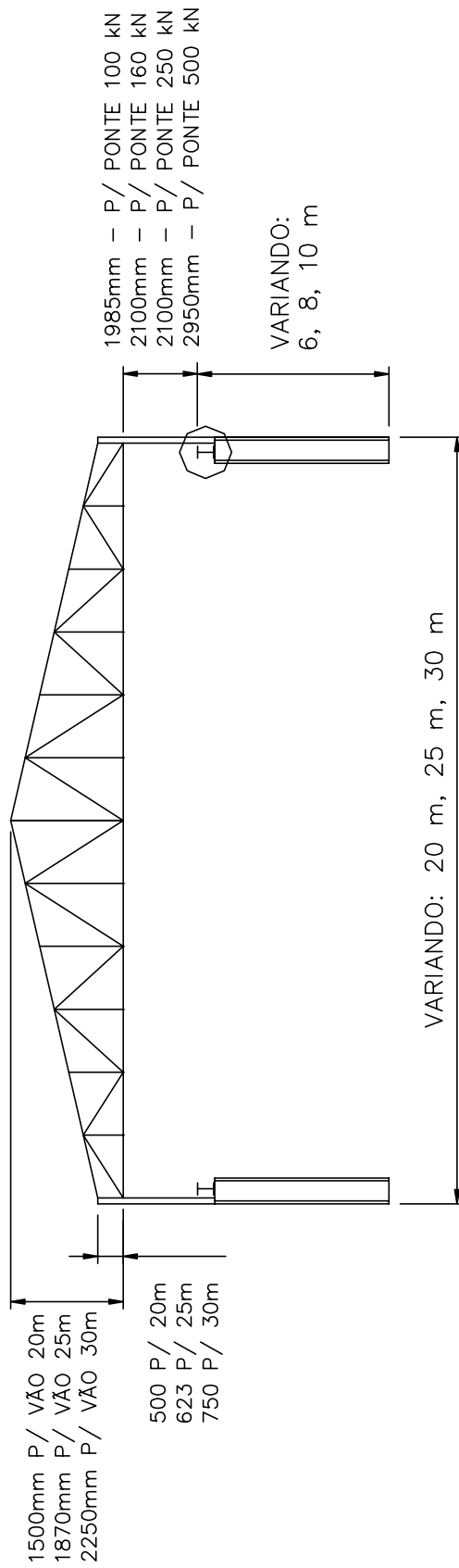


Figura 4.4 – Pórtico transversal com valores das dimensões dos modelos de galpões.

Tabela 4.1 – Relação dos modelos para análise

MODELO	VÃO (m)	ALTURA (m)	ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS	PONTE (kN)	TIPO DO GALPÃO	CONTRAVENTAMENTO.
1	20	6	6	100	1	SEM
2	20	6	6	100	1	COM
3	20	6	6	100	2	SEM
4	20	6	6	100	2	COM
5	20	8	6	100	1	SEM
6	20	8	6	100	1	COM
7	20	8	6	100	2	SEM
8	20	8	6	100	2	COM
9	20	8	8	100	1	SEM
10	20	8	8	100	1	COM
11	20	6	10	100	1	SEM
12	20	6	10	100	1	COM
13	20	6	12	100	1	SEM
14	20	6	12	100	1	COM
15	20	8	6	160	1	SEM
16	20	8	6	160	1	COM
17	20	6	6	250	1	SEM
18	20	6	6	250	1	COM
19	20	6	6	500	1	SEM
20	20	6	6	500	1	COM
21	25	6	6	100	1	SEM
22	25	6	6	100	1	COM
23	30	6	6	100	1	SEM
24	30	6	6	100	1	COM
25	20	10	6	100	1	SEM
26	20	10	6	100	1	COM

Tipo 1 – Bases engastadas;

Tipo 2 – Bases rotuladas.

Galpão com espaçamento de 6m entre pórticos, comprimento total = 54m;

Galpão com espaçamento de 8m entre pórticos, comprimento total = 72m;

Galpão com espaçamento de 10m entre pórticos, comprimento total = 50m;

Galpão com espaçamento de 12m entre pórticos, comprimento total = 60m.

CAPÍTULO 05

5. CARREGAMENTO

5.1 – Carga permanente

5.1.1 – Peso próprio

Este peso é gerado pelo programa de cálculo, sendo considerada distribuída ao longo de cada barra que constitui a estrutura.

5.1.2 – Peso das telhas

No caso deste trabalho, a carga permanente a ser considerada além do peso próprio, é o peso das telhas e seus acessórios de fixação, considerado aqui com $0,06 \text{ kN/m}^2$ e aplicado nas terças.

5.2 – Vento

A força devida à ação do vento será aplicada nas terças de cobertura e longarinas de fechamento lateral.

5.3 – Carga da ponte rolante

As forças verticais e horizontais devidas à ponte rolante serão aplicadas no pórtico central do galpão, pois foi analisado onde a aplicação desta força produziria maiores esforços na estrutura e concluiu-se que isto ocorre quando a ponte está nos pórticos mais internos do galpão.

As ações da ponte, tanto vertical quanto horizontal, foram aplicadas pontualmente no pórtico no nível do apoio da viga de rolamento sobre a coluna.

A Figura 5.1 ilustra a hipótese de carregamento que considera a ação da ponte rolante horizontalmente e do vento no mesmo sentido.

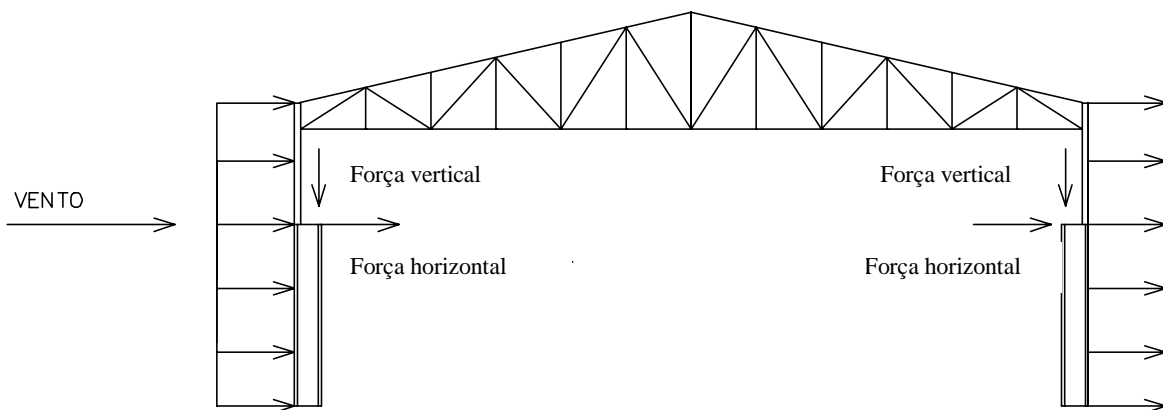


Figura 5.1 – Carregamento, ponte e vento atuando no mesmo sentido.

5.3.1 – Valores das ações das pontes rolantes

As ações nominais foram extraídas da Tabela 8.3.2.2.1 da norma DIN - 120 para a ponte de 100kN, 160kN e 500kN na modalidade ponte operada da cabine.

A Tabela 5.1 mostra os valores de carga e dimensões adotadas a partir da tabela da norma DIN 120, citada anteriormente. Cabe salientar que a Tabela 8.3.2.2.1 da norma DIN-120 não contempla dados para a ponte de 250kN, cujos dados foram extraídos do catálogo do fabricante Koch Metalúrgica.

Tabela 5.1 – Valores de cargas e dimensões para ponte rolante

Vão do galpão	Capacidade da ponte (kN)	Vão da ponte ^(a) (mm)	Entre eixo das rodas (mm)	Carga máxima por roda (kN)	Carga mínima por roda (kN)
20m	100	18350	3640	95	39
25m		23350	3640	104	48
30m		28350	4200	113	56
20m	160	18350	3840	127	43
25m		23350	3840	138	53
30m		28350	4400	150	64
20m	250	18350	4000	162	45,3
20m	500	18350	5000	355	103
25m		23350	5000	381	117
30m		28350	5000	408	140

Nota:

(a) distância centro a centro de trilhos.

CAPÍTULO 06

6 – ANÁLISE NUMÉRICA

Apresenta-se neste capítulo a análise numérica do modelo de galpão com bases engastadas (Tipo 1), sem contraventamento horizontal e com contraventamento horizontal.

6.1 – Características do galpão em análise

Vão = 20m;

Altura = 6m (medida da base da coluna até o topo do trilho da ponte rolante);

Espaçamento entre colunas = 6m;

Comprimento total do galpão = 9 x 6m = 54m;

Capacidade da ponte rolante = 100kN.

6.2 – Layout estrutural

As Figuras 6.1 a 6.6 ilustram o projeto estrutural do galpão.

Figura 6.1, mostra a seção transversal do galpão, suas dimensões e a ponte rolante.

Figura 6.2, apresenta a elevação lateral do galpão e suas dimensões, mostrando as colunas em cada eixo, as vigas de rolamento, as longarinas do fechamento lateral e seus tirantes, e o contraventamento vertical.

Figura 6.3, ilustra o plano da cobertura, onde são mostradas as terças e tirantes entre terças, e os contraventamentos no plano da cobertura.

Figura 6.4, mostra o contraventamento horizontal no nível do banzo inferior das tesouras de cobertura.

Figura 6.5, apresenta as vigas de rolamento e as treliças horizontais no nível das vigas de rolamento.

Figura 6.6, apresenta a estrutura do galpão através de uma perspectiva unifilar.

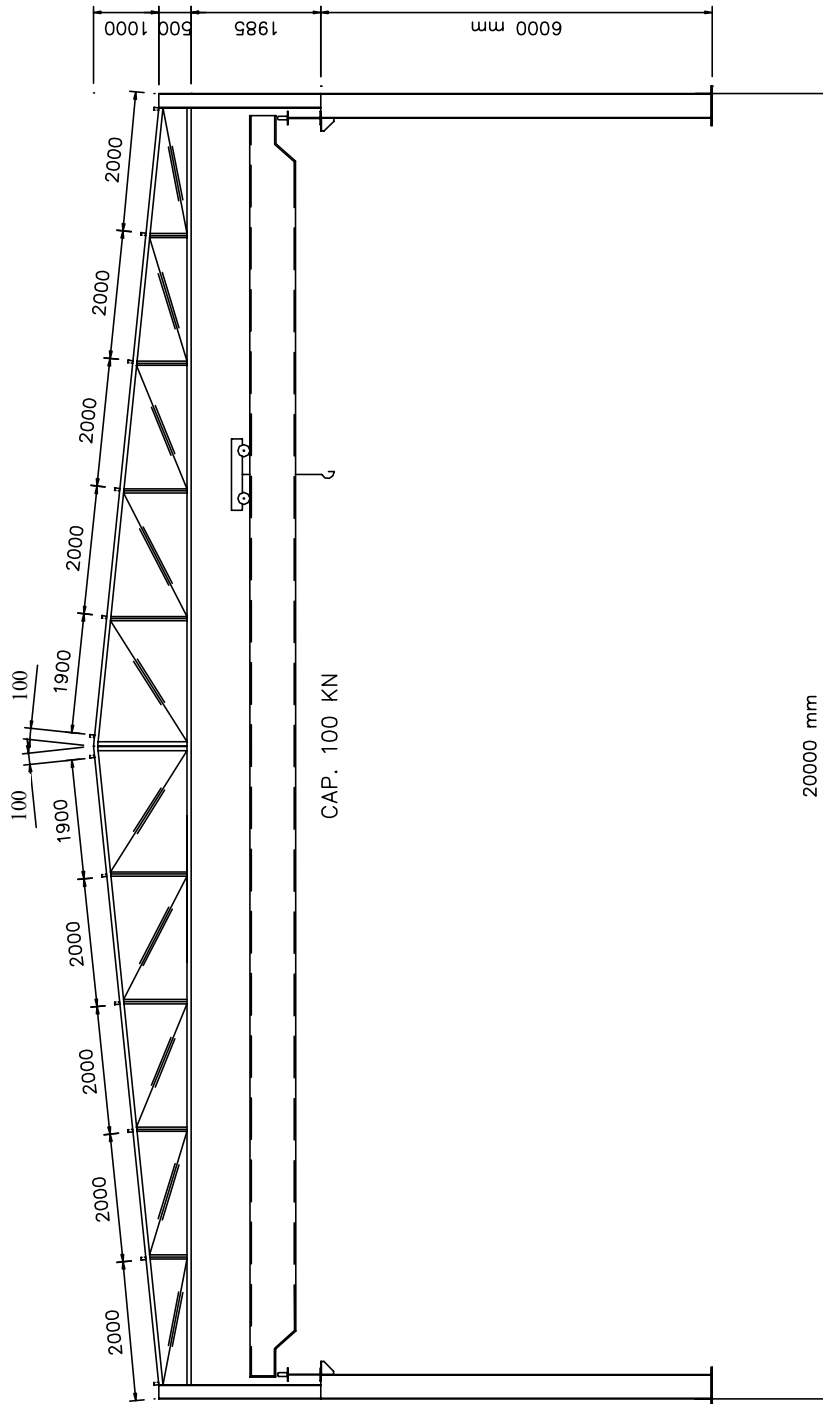


Figura 6.1 – Seção transversal do pórtico.

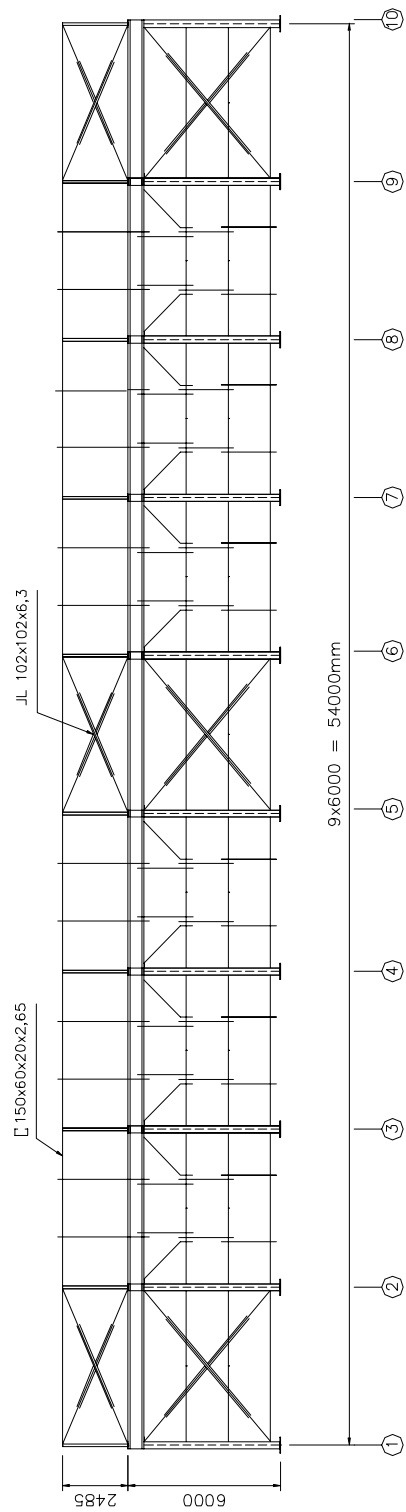


Figura 6.2 – Elevação das filas laterais.

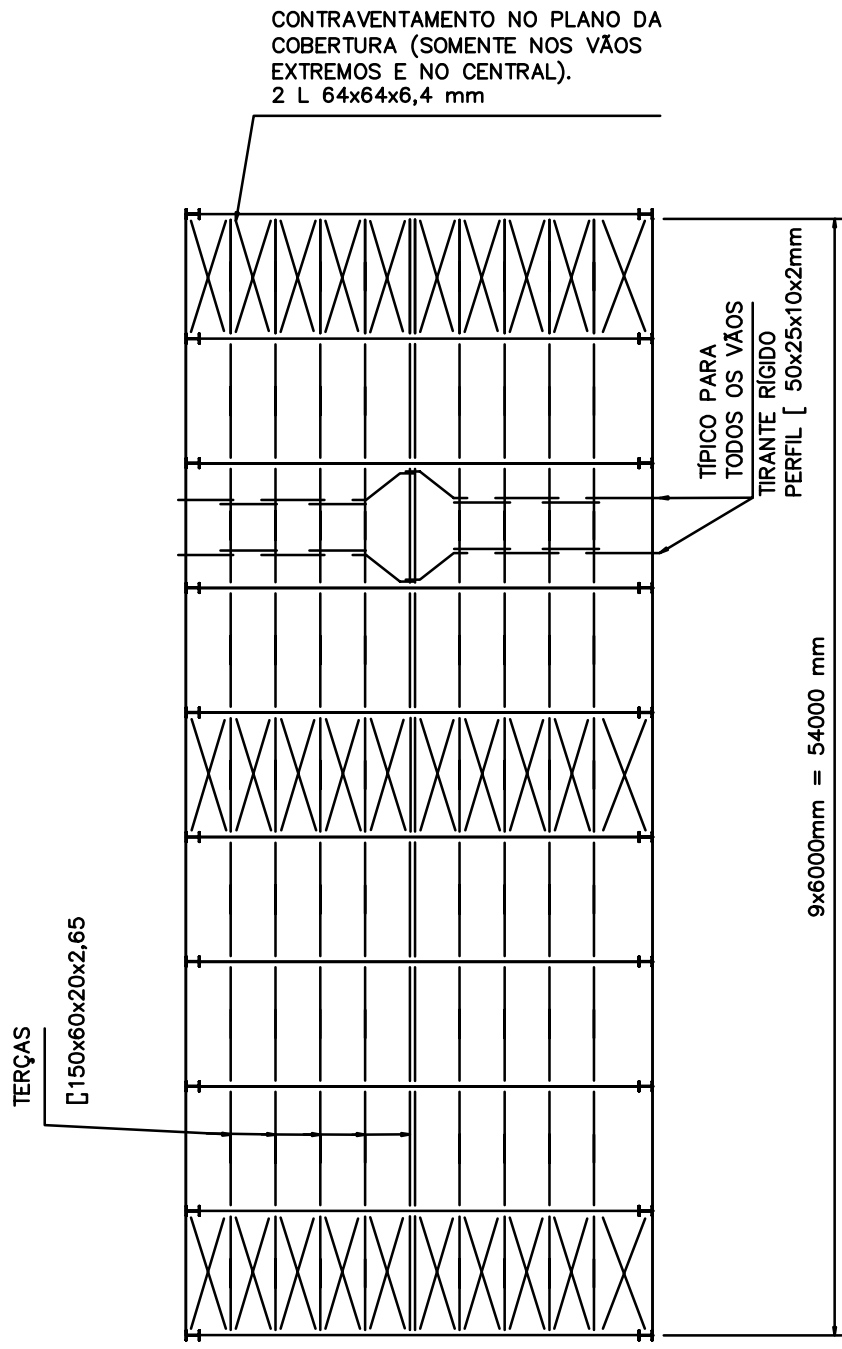


Figura 6.3 – Plano das terças.

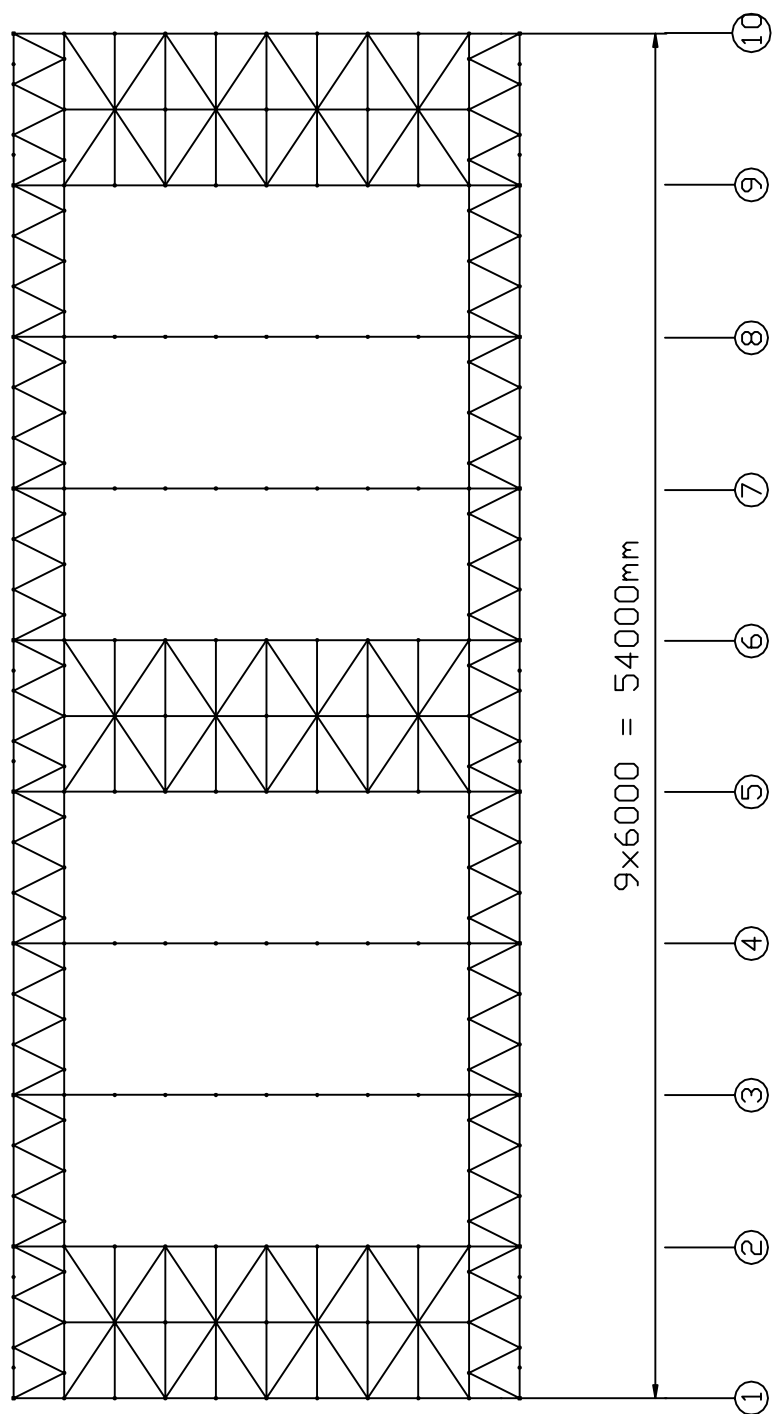


Figura 6.4 – Plano do banzo inferior – Contraventamento horizontal.

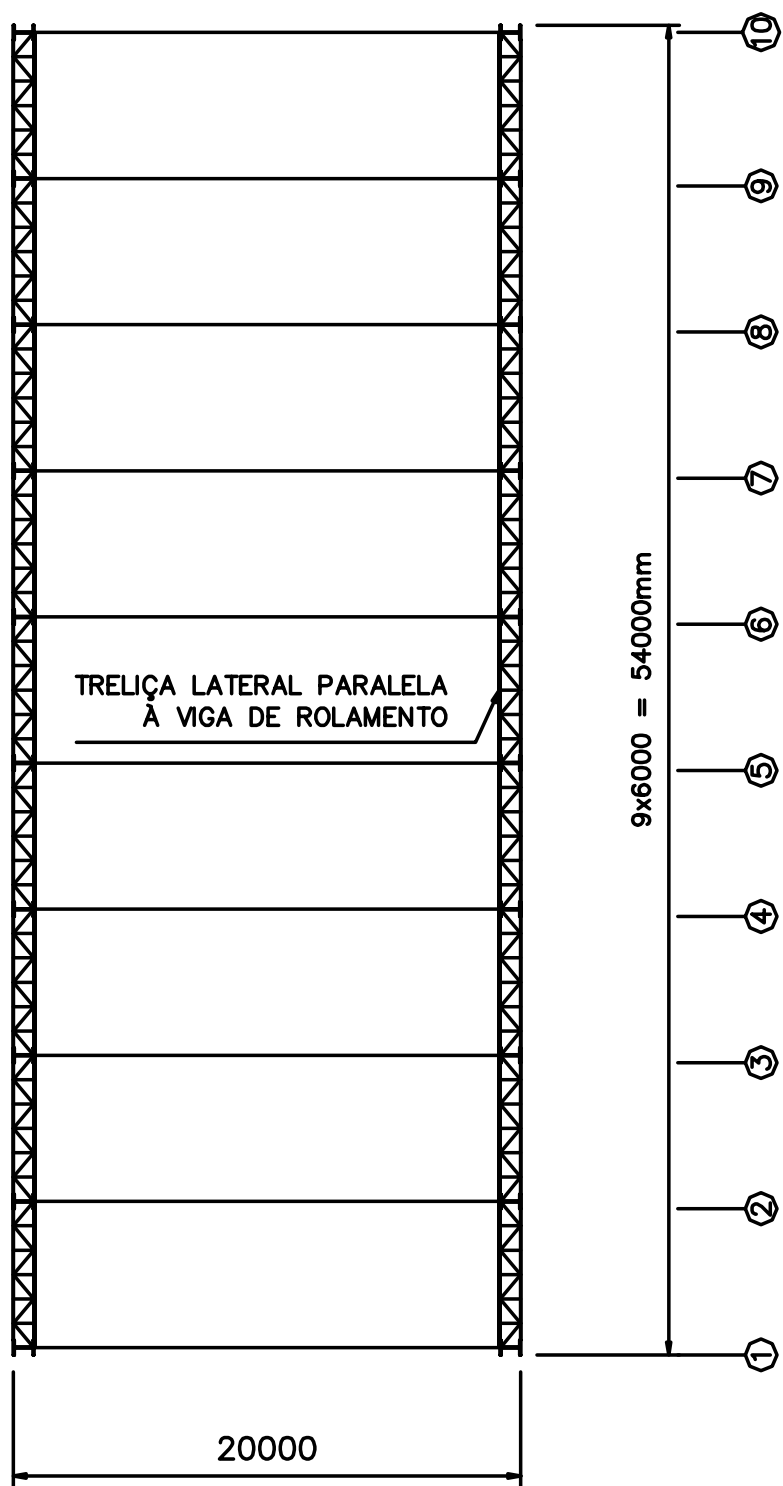


Figura 6.5 – Plano das vigas de rolamento.

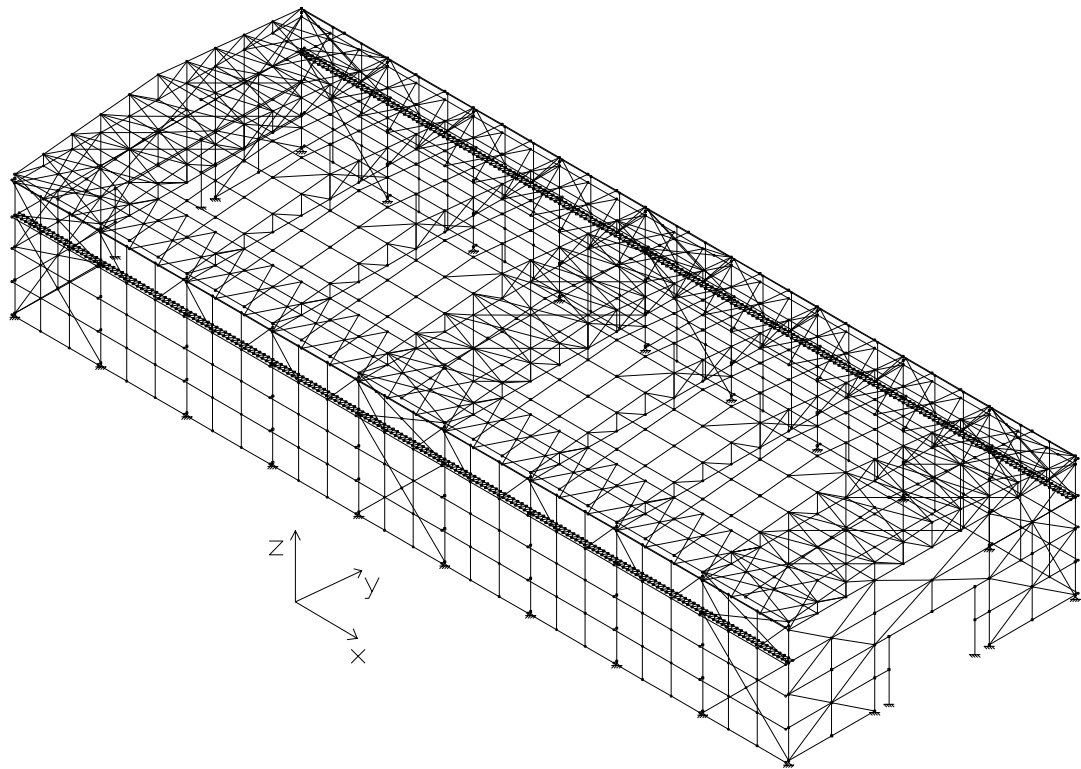


Figura 6.6 – Perspectiva do galpão com base engastada e com contraventamento horizontal.

6.3 – Material

6.3.1 – Aço

Para os modelos dos exemplos numéricos e, para todos os demais, o aço especificado para os perfis laminados e soldados é ASTM A36 ($f_y = 25\text{kN/cm}^2$, $f_u = 40\text{kN/cm}^2$) e para os perfis formados por chapa dobrada foi utilizado o aço ASTM A 570 – grau C ($f_y = 23\text{kN/cm}^2$, $f_u = 36\text{kN/cm}^2$) e para as barras redondas o aço SAE 1020 ($f_y = 24\text{kN/cm}^2$, $f_u = 38,7\text{kN/cm}^2$).

6.4 – Ações atuantes

6.4.1 – Ações permanentes

6.4.1.1 – Peso próprio da estrutura

O peso próprio da estrutura do galpão é gerado pelo programa Cypecad Metálica 3D e sua aplicação como ação na estrutura é executada pelo próprio programa, cujo valor total do peso será explicitado após o cálculo definitivo da estrutura.

6.4.1.2 – Telhas e acessórios

Telha de aço galvanizado, espessura 0,5mm, seção trapezoidal = $0,06\text{kN/m}^2$,
peso = $0,06\text{kN/ m}^2$

6.4.1.3 – Carregamento das terças de cobertura

Dentro do programa Cypecad3D, as terças serão carregadas levando-se em conta a condição de flexão oblíqua a que ficam submetidas quando solicitadas pela ação de

carga permanente que atuando verticalmente encontram a terço que está sobre um plano inclinado dando origem a duas componentes q_x e q_y como ilustra a Figura 6.7.

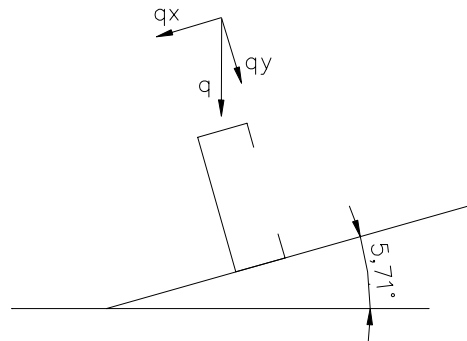


Figura 6.7 – Componentes q_x e q_y da ação do peso das telhas e acessórios sobre as terças.

$Q = 0,06\text{kN/m}^2 =$ peso das telhas e acessórios por m^2 .

Sendo o espaçamento entre terças igual a 2m, neste modelo em análise, então o carregamento vertical sobre as terças será:

$$Q = 0,06\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = 0,12\text{kN/m}$$

0,12 kN/m para as terças intermediárias

0,06 kN/m para as terças laterais periféricas, pois, estas recebem a metade do carregamento.

Por tratar-se de um caso de flexão oblíqua devido à inclinação do plano da cobertura ao qual as terças pertencem, teremos:

$$q_x = q \cdot \cos \alpha \quad (\alpha = 5,71^\circ)$$

$$q_x = 0,12 \times 0,995 = 0,1194\text{kN/m}$$

$$q_y = q \cdot \text{sen } \alpha$$

$$q_y = 0,12 \times 0,0994 = 0,0119 \text{ kN/m}$$

6.4.1.4 – Carregamento das longarinas do fechamento com as ações permanentes

A Figura 6.8 ilustra a posição de trabalho das longarinas.

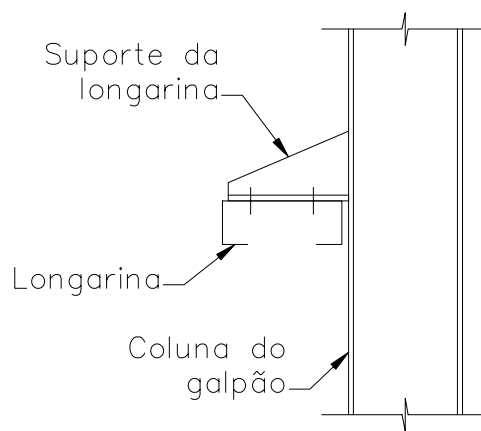


Figura 6.8 – Posição e fixação das longarinas às colunas do galpão.

As figuras 6.9 a e 6.9 b mostram o carregamento das longarinas.

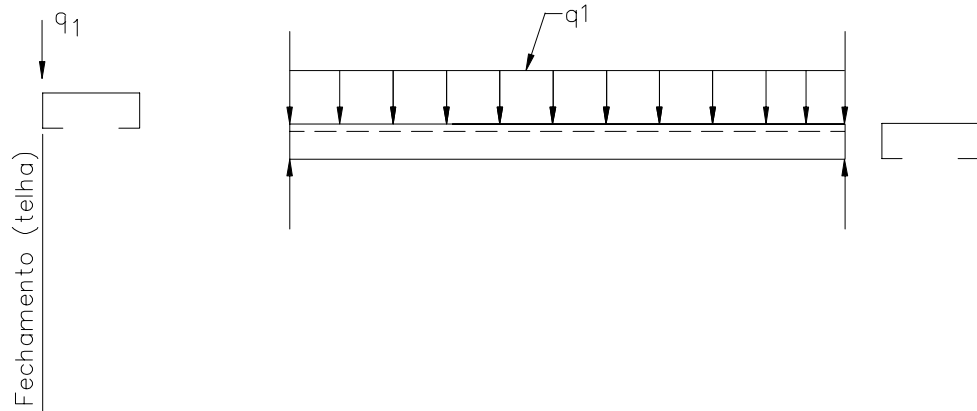


Figura 6.9 a – Telha atuando como carga permanente na longarina.

Figura 6.9 b – Carregamento da longarina, com a ação do peso das telhas e acessórios.

Obtém-se o valor de q_1 multiplicando-se o peso da telha e acessórios, que é de $0,06\text{kN/m}^2$ pela distância entre longarinas que é neste modelo igual a 2m.

Assim, $q_1 = 0,06\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = 0,12\text{kN/m}$

A Figura 6.10 mostra a seção transversal do galpão, com as distâncias entre longarinas do fechamento lateral.

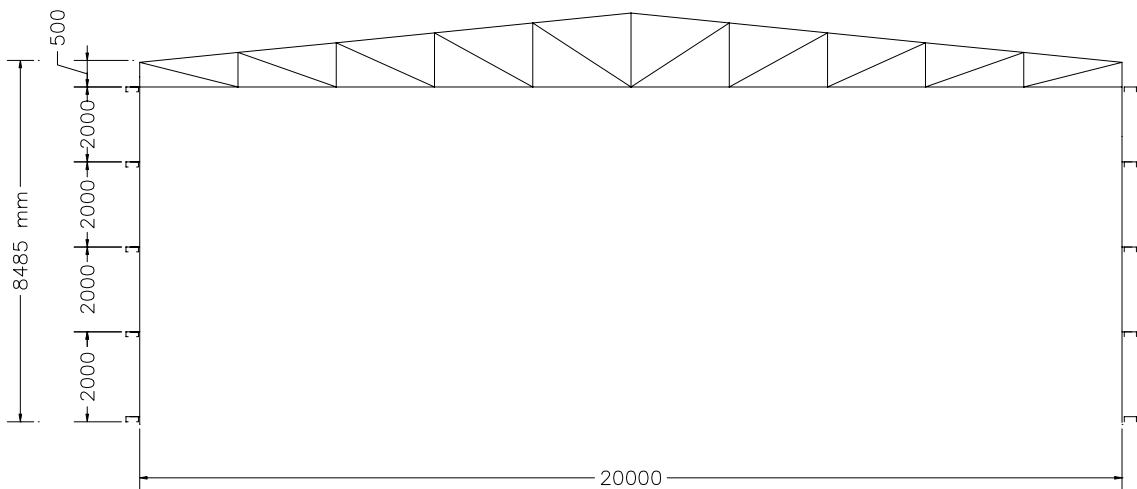


Figura 6.10 – Seção transversal do galpão mostrando o espaçamento entre longarinas.

A Figura 6.11 mostra um exemplo de como as terças e longarinas foram carregadas com a ação do peso das telhas e acessórios.

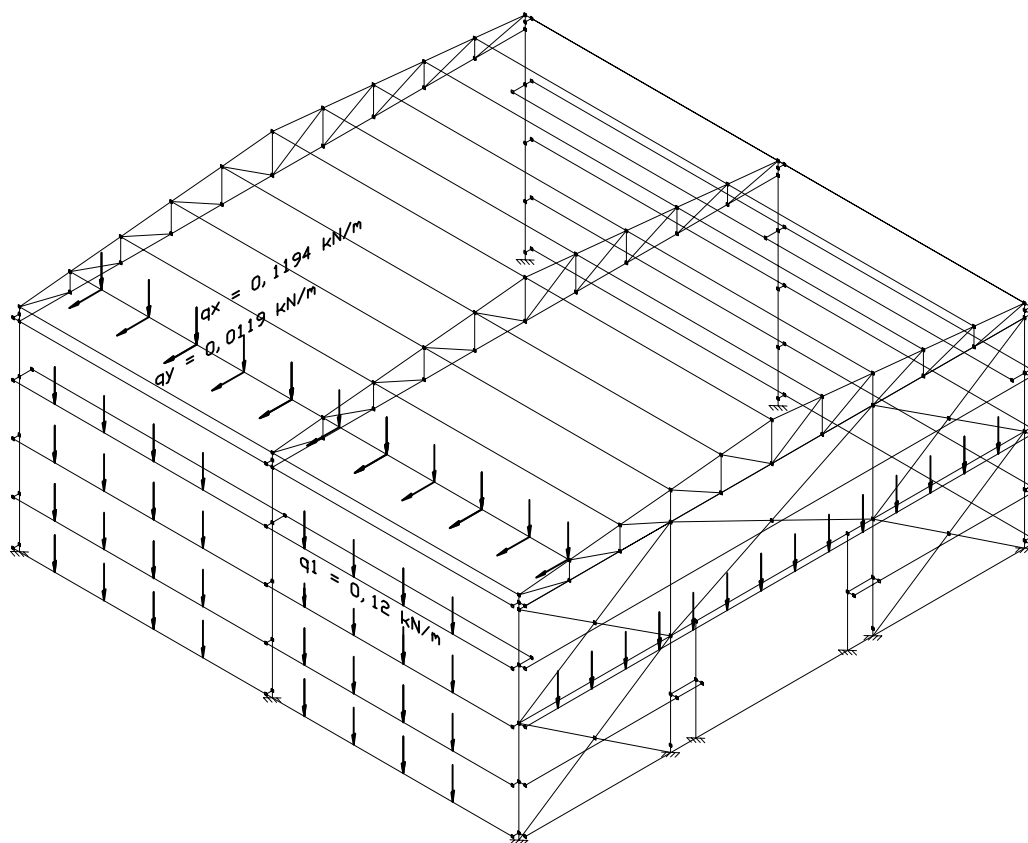


Figura 6.11 – Aplicação da ação do peso das telhas e acessórios.

6.4.2 – Sobrecarga

De acordo com o item B – 3.6.1 do anexo B da NBR 8800: 1986, a sobrecarga aplicada será de $0,25\text{kN/m}^2$ em projeção horizontal.

$$Q_1 = 0,25\text{kN/m}^2$$

6.4.2.1 – Carregamento da terça com a ação da sobrecarga

Distribuindo esta sobrecarga sobre as terças, tem-se:

$$q_2 = 0,25\text{kN/m}^2 \times 2,0\text{m} = 0,5\text{kN/m}$$

Para as periféricas laterais $q_2 = 0,25\text{kN/m}$

A sobrecarga também é uma ação vertical e, portanto, sob a ação da sobrecarga, as terças vão estar sujeitas à flexão oblíqua, já que a carga q_2 vai dar origem a duas componentes, sendo uma na direção x e outra na direção y.

A Figura 6.12 ilustra a decomposição de q_2 nas componentes em x e y.

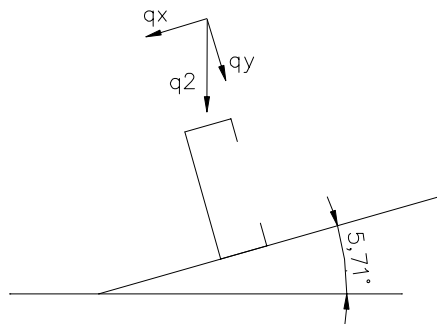


Figura 6.12 – Carga q_2 e suas componentes na direção x e y.

A Figura 6.13 mostra a ação da sobrecarga nas telhas.

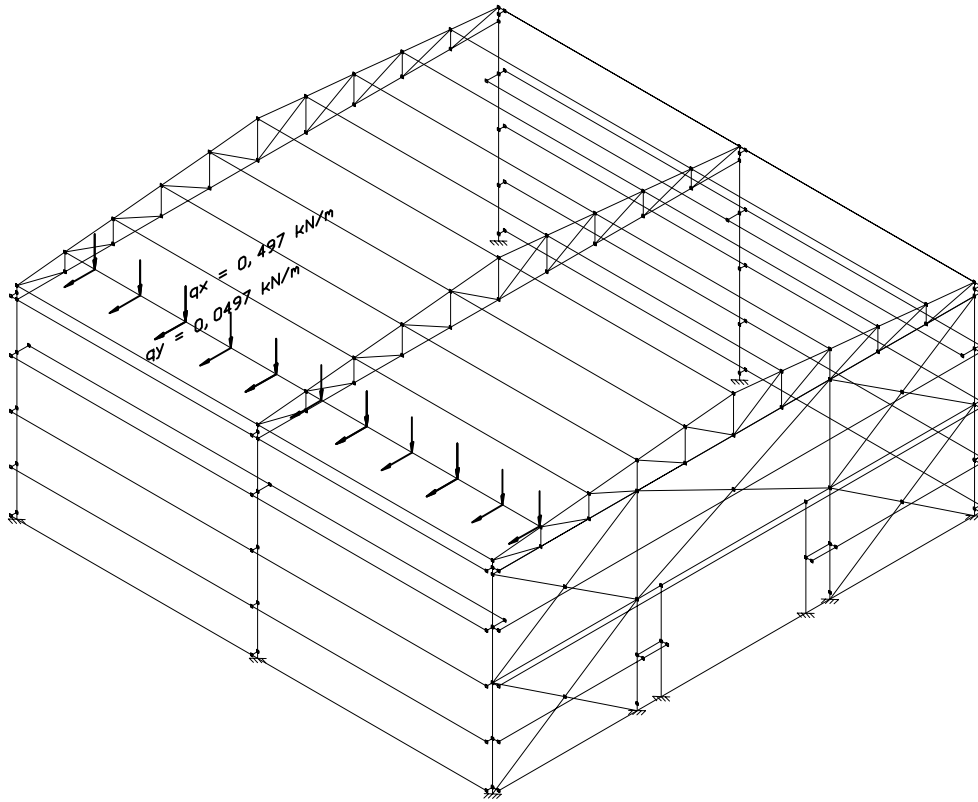


Figura 6.13 – Aplicação da ação do peso das telhas sobre terças e longarinas.

$$q_x = q_2 \cdot \cos\alpha = 0,5\text{kN/m} \times 0,995 = 0,497\text{kN/m}$$

$$q_y = q_2 \cdot \text{sen}\alpha = 0,5\text{kN/m} \times 0,0995 = 0,0497\text{kN/m}$$

6.4.3 – Ação do vento

A ação do vento na edificação será avaliada segundo as recomendações da norma NBR 6123: 1988.

6.4.3.1 – Considerações para análise da ação do vento

Local: Região metropolitana de Belo Horizonte – MG.

Velocidade básica do vento: $V_0 = 32\text{m/s}$.

Fator topográfico: $S_1 = 1,0$ (Terreno fracamente acidentado).

Fator rugosidade: S_2

As considerações para a obtenção deste fator, são:

Altura da edificação, $H = 8,485\text{m}$ (ver Figura 6.10).

Classe “C” para vento a 90° (A maior dimensão do galpão nesta face de ação do vento, é maior que 50m).

Classe “B” para o vento a 0° (A maior dimensão do galpão nesta face de ação do vento é de 20m).

Categoria IV – área industrial plena – Terreno coberto por obstáculos numerosos.

Obteve-se os resultados da ação do vento usando-se o programa Visual Ventos, originário da Universidade de Passo Fundo.

Ainda como informação para o programa definiram-se as aberturas da edificação conforme indicam as Figuras 6.14a, 6.14b e 6.14c.

Considerou-se para este exemplo e para todos os demais modelos calculados, a condição de quatro faces igualmente permeáveis, para efeito de determinação do coeficiente de pressão interna.

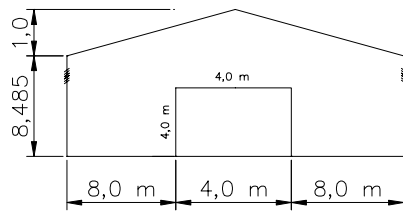


Figura 6.14a – Elevação frontal do galpão com abertura móvel (portão 4 m x 4 m) e aberturas laterais fixas. (venezianas).

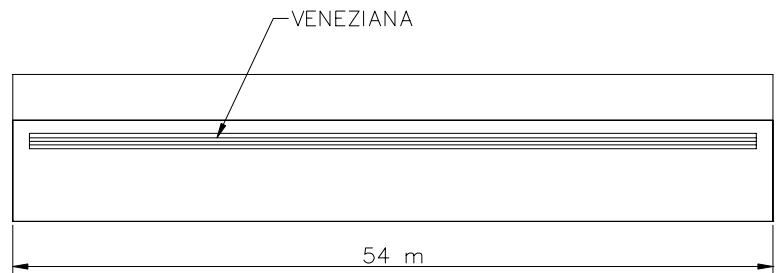


Figura 6.14 b – Elevação lateral do galpão com aberturas fixas (venezianas 53m x 1,0m).

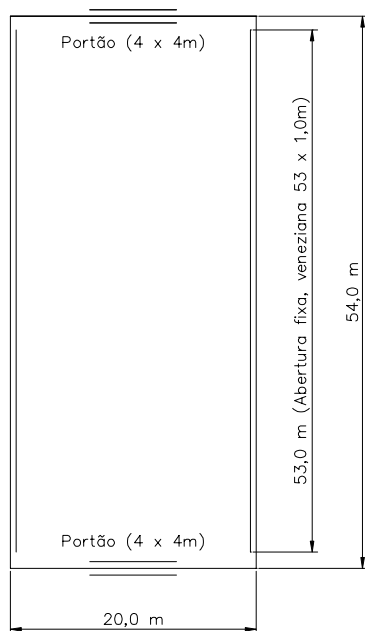


Figura 6.14 c - Planta com aberturas laterais e frontais.

As aberturas com venezianas foram consideradas como aberturas fixas e os portões como aberturas móveis.

6.4.3.2 – Resultado da ação do vento

a) Combinação dos coeficientes C_{pe} e C_{pi}

As Figuras 6.15a, 6.15b, 6.15c e 6.15d mostram os resultados da ação do vento com as combinações de C_{pe} e C_{pi} para vento a 0° e vento a 90° , e o valor da pressão dinâmica é $0,39\text{kN/m}^2$, para a direção transversal (vento a 90°) e $0,41\text{kN/m}^2$ para a direção longitudinal (vento a 0°).

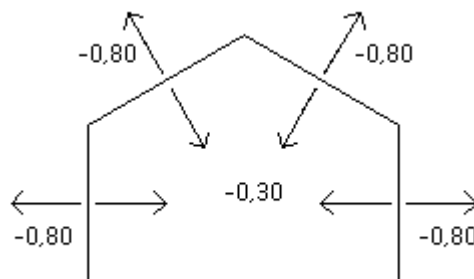


Figura 6.15 a – Combinação de coeficientes C_{pe} e C_{pi} para vento a 0° e $C_{pi} = -0,30$.

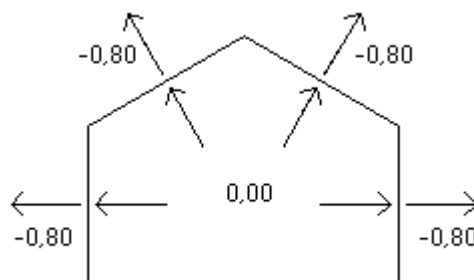


Figura 6.15 b – Combinação de coeficientes C_{pe} e C_{pi} para vento a 0° e $C_{pi} = 0,0$.

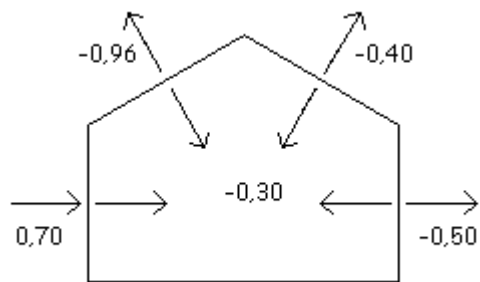


Figura 6.15 c – Combinação de coeficientes C_{pe} e C_{pi} para vento a 90° e $C_{pi} = -0,30$.

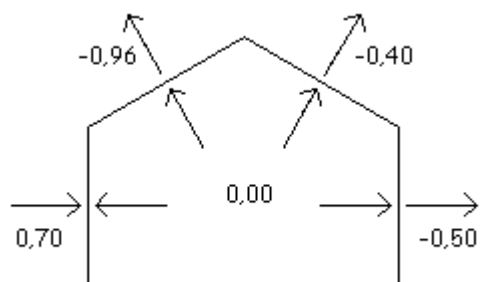


Figura 6.15 d – Combinação de coeficientes C_{pe} e C_{pi} para vento a 90° e $C_{pi} = 0,0$.

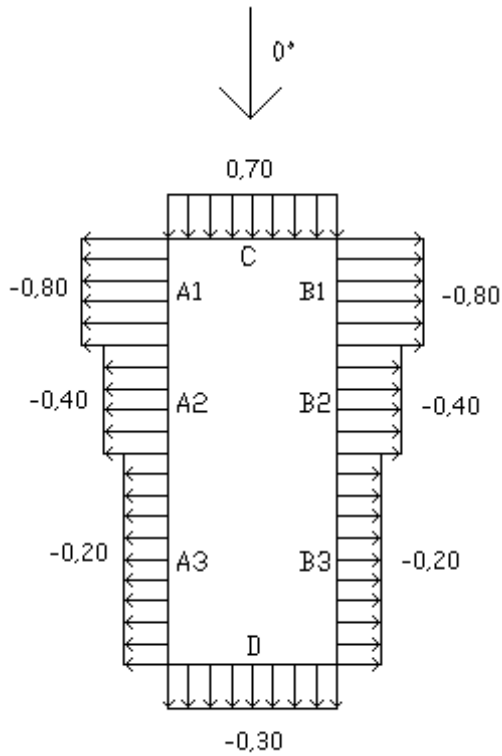


Figura 6.15 e – Valores de C_{pe} (Paredes) para vento a 0° .

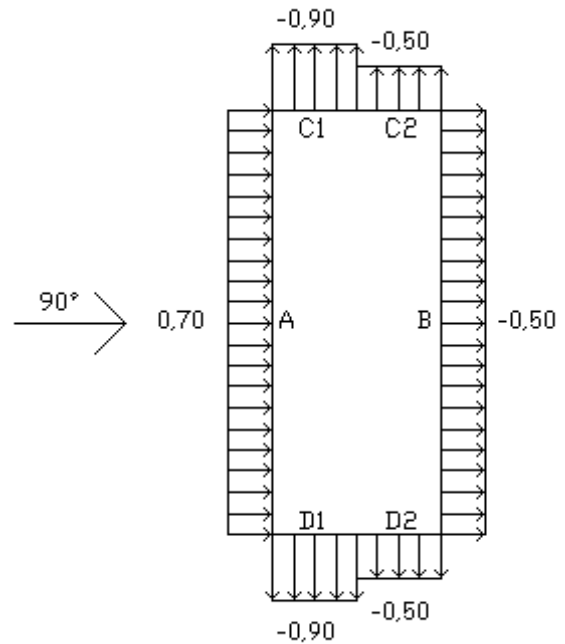


Figura 6.15 f – Valores de C_{pe} (Paredes) para vento a 90° .

b) Resultante dos valores de C_{pe} e C_{pi}

As figuras 6.16a, 6.16b, 6.16c e 6.16d mostram o valor das resultantes em cada caso.

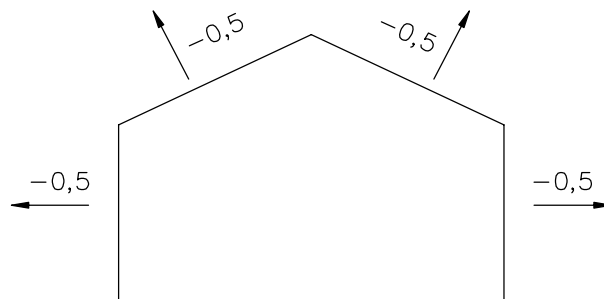


Figura 6.16 a – Resultante da combinação de C_{pe} e C_{pi} para vento a 0° e $C_{pi} = 0,30$.

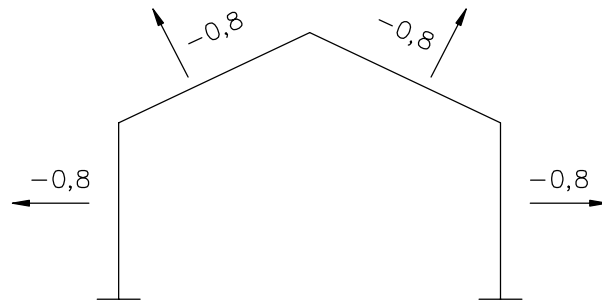


Figura 6.16 b – Resultante da combinação de C_{pe} e C_{pi} para vento a 0° e $C_{pi} = 0,0$.

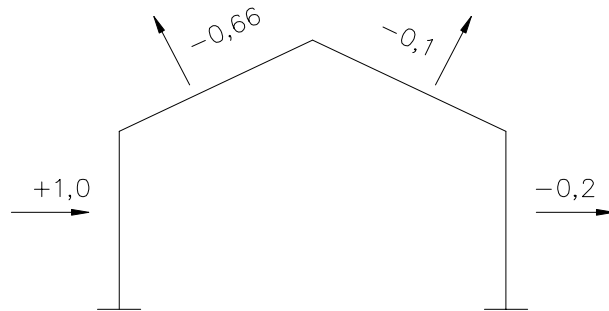


Figura 6.16 c – Resultante da combinação de C_{pe} e C_{pi} para vento a 90° e $C_{pi} = 0,30$.

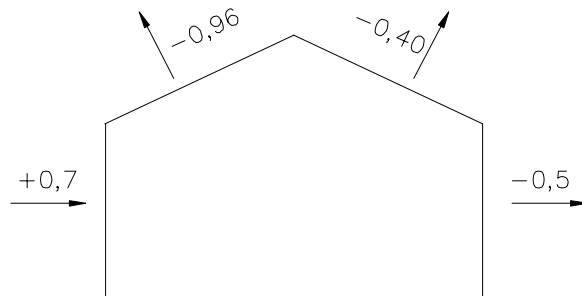


Figura 6.16 d – Resultante da combinação de C_{pe} e C_{pi} para vento a 90° e $C_{pi} = 0,0$.

c) Ação do vento em cada face do galpão

Multiplicando-se o valor da resultante dos valores de C_{pe} e C_{pi} pelo valor da pressão dinâmica calculada pelo programa Visual Ventos, isto é, $q = 0,39\text{kN/m}^2$ para vento a 90° e $0,41\text{kN/m}^2$ para vento a 0° , teremos os valores da ação em cada face conforme mostram as Figuras 6.17a, 6.17b, 6.17c e 6.17d.

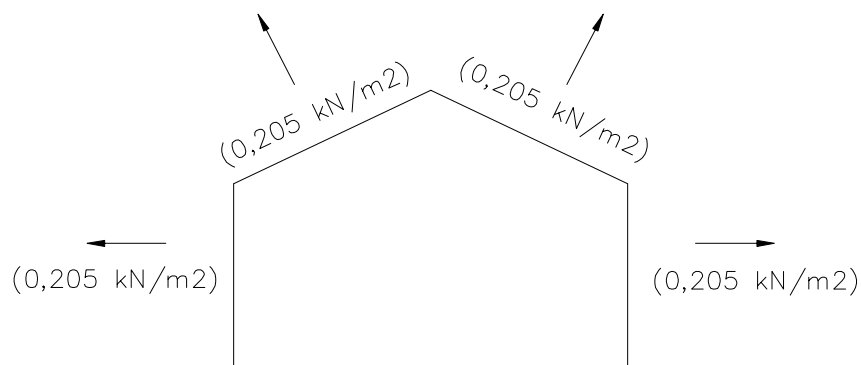


Figura 6.17 a – Valor da ação do vento em cada face para vento a 0° e $C_{pi} = -0,30$.

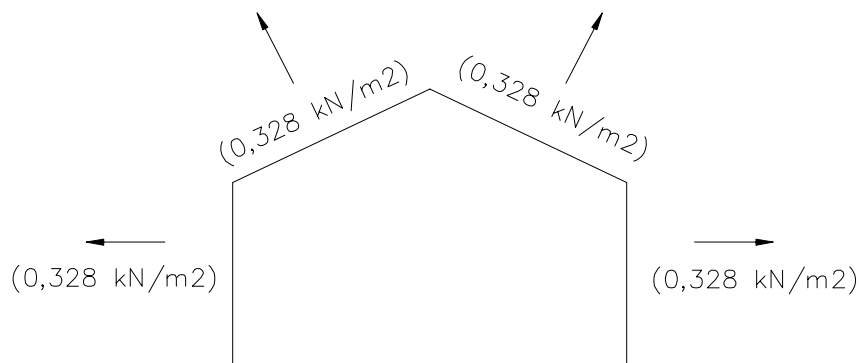


Figura 6.17 b – Valor da ação do vento em cada face para vento a 0° e $C_{pi} = 0,0$.

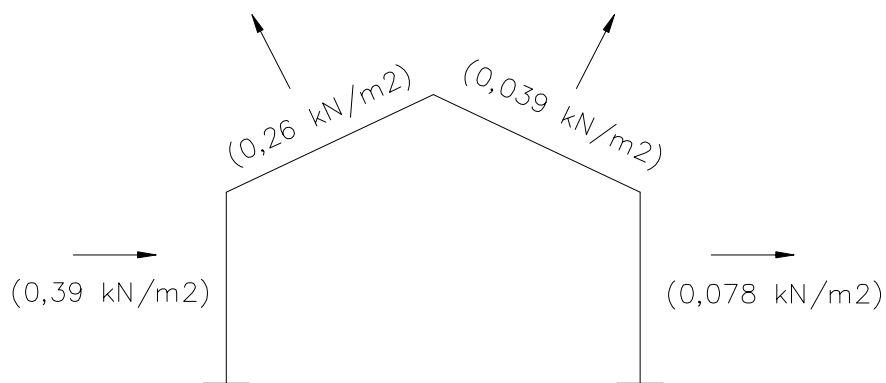


Figura 6.17 c – Valor da ação do vento em cada face para vento a 90° e $C_{pi} = -0,30$.

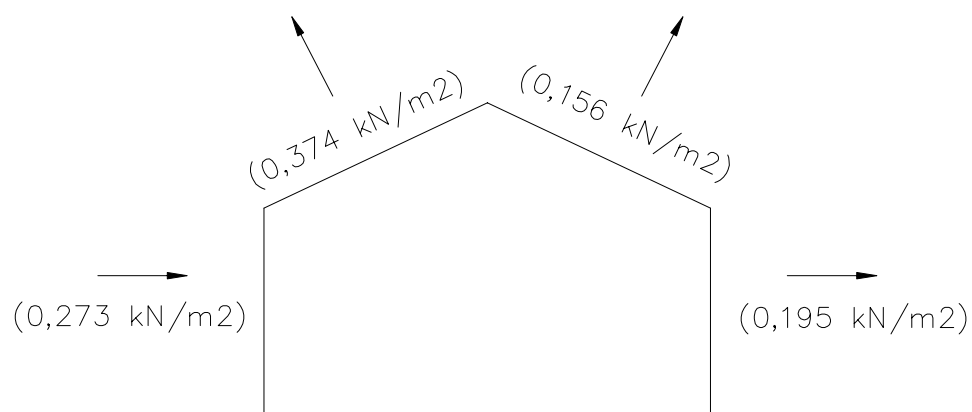


Figura 6.17 d – Valor da ação do vento em cada face para vento a 90° e $C_{pi} = 0,0$.

6.4.3.3 – Ação do vento aplicada nas terças de cobertura e nas longarinas de fechamento lateral

Como a resultante da ação do vento é perpendicular à cobertura, então neste caso as terças estarão sujeitas à flexão simples.

A Figura 6.18 ilustra como a ação do vento foi aplicada nas terças e longarinas dentro do modelo gerado no programa Cypecad Metálica 3D. Esta figura não corresponde a um carregamento específico. Ela mostra de forma genérica como as ações foram aplicadas.

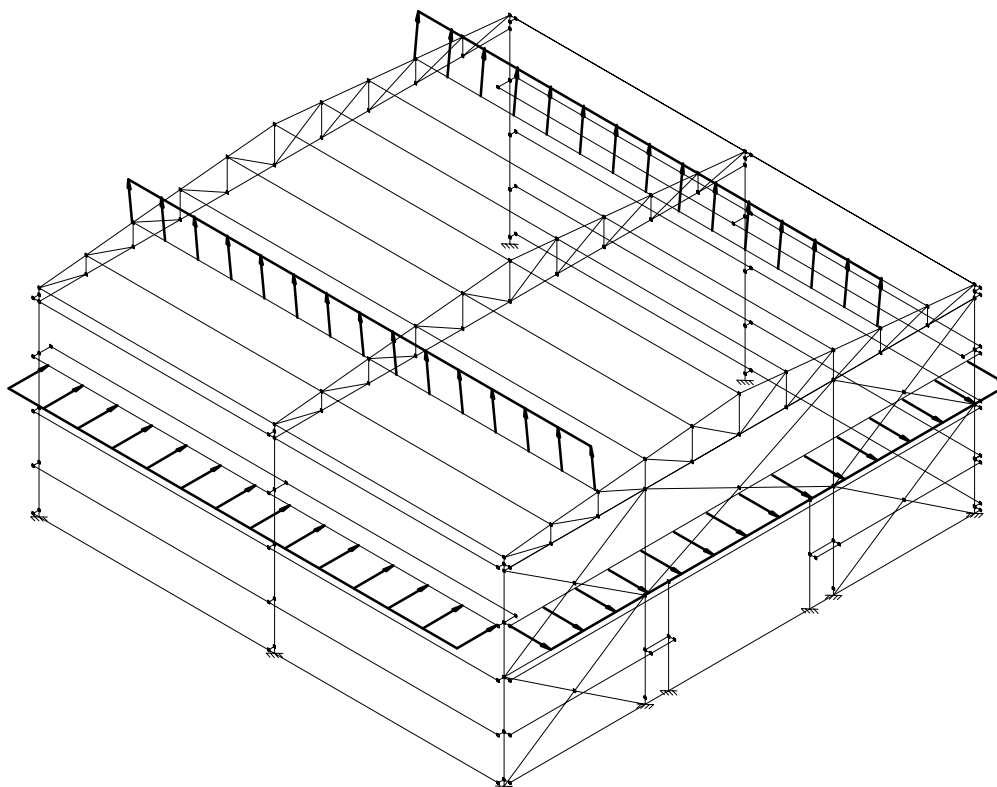


Figura 6.18 – Exemplo de aplicação da ação do vento em terças e longarinas.

Obteve-se o valor da ação do vento sobre as terças e longarinas, multiplicando-se o valor da ação do vento uniformemente distribuída em cada face da cobertura e dos fechamentos, pela distância entre terças e longarinas.

No caso do exemplo em análise, a distância entre terças e também entre longarinas, é igual a 2,0 m.

a) Vento a 0° , com $c_{pi} = - 0,30$ (Figura 6.15a)

Terças:

$$q_3 = - 0,205\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,41\text{kN/m}$$

Longarinas:

$$q_4 = - 0,205\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,41\text{kN/m}$$

b) Vento a 0° , com $c_{pi} = 0,0$ (Figura 6.15b)

Terças:

$$q_5 = - 0,328\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,656\text{kN/m}$$

Longarinas:

$$q_6 = - 0,328\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,656\text{kN/m}$$

c) Vento a 90° , com $c_{pi} = - 0,30$ (Figura 6.15c)

Terças (Terças da “água” de cobertura situados a barlavento):

$$q_7 = - 0,26\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,52\text{kN/m}$$

Terças (Terças da “água” de cobertura situados a sotavento):

$$q_8 = - 0,039\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,078\text{kN/m}$$

Longarinas (Face do galpão a barlavento):

$$q_9 = + 0,39\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = + 0,78\text{kN/m}$$

Longarinas (Face do galpão a sotavento):

$$q_{10} = - 0,078\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,156\text{kN/m}$$

d) Vento a 90° , com $c_{pi} = 0,0$ (Figura 6.15d)

Terças (Terças da “água” de cobertura situados a barlavento):

$$q_{11} = - 0,374\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,748\text{kN/m}$$

Terças (Terças da “água” de cobertura situados a sotavento):

$$q_{12} = - 0,156\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,312\text{kN/m}$$

Longarinas (Face do galpão a barlavento):

$$q_{13} = + 0,273\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = + 0,546\text{kN/m}$$

Longarinas (Face do galpão a sotavento):

$$q_{14} = - 0,195\text{kN/m}^2 \times 2\text{m} = - 0,39\text{kN/m}$$

6.4.4 – Ação da ponte rolante

Determinou-se a ação da ponte rolante sobre o pórtico transversal posicionando-se a ponte na condição mais desfavorável, isto é, aquela que conduz a maior força aplicada. O pórtico escolhido para aplicação das ações da ponte rolante foi o sexto pórtico (ver Figura 6.2), pois a aplicação destas ações nos pórticos centrais do galpão foi a situação que conduziu aos maiores valores para os deslocamentos e momentos fletores nas bases.

6.4.4.1 – Dados sobre a ponte

Da Tabela 6.1 extraiu-se as seguintes características da ponte rolante:

Capacidade nominal da ponte rolante = 100kN

Distância entre rodas = 3640mm

Carga máxima por roda = 95kN

Carga mínima por roda = 39kN

6.4.4.2 – Trem tipo

Para os dados do item anterior, as Figuras 6.19 a e 6.19 b representam o trem tipo para carga máxima por roda e carga mínima por roda, já com o coeficiente de impacto aplicado.

Coeficiente de impacto = 1,25

Para carga máxima por roda: $95\text{kN} \times 1,25 = 118,75\text{kN}$

Para carga mínima por roda: $39\text{kN} \times 1,25 = 48,75\text{kN}$

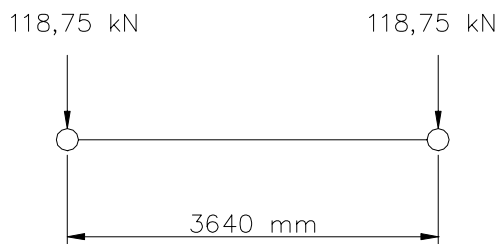


Figura 6.19 a – Trem tipo para carga máxima por roda.

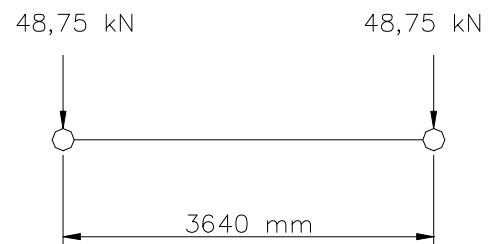


Figura 6.19 b – Trem tipo para carga mínima por roda.

6.4.4.3 – Posicionamento do trem tipo

A Figura 6.20 mostra a posição da ponte rolante sobre a viga de rolamento, na condição em que esta determina maior ação sobre a seção transversal.

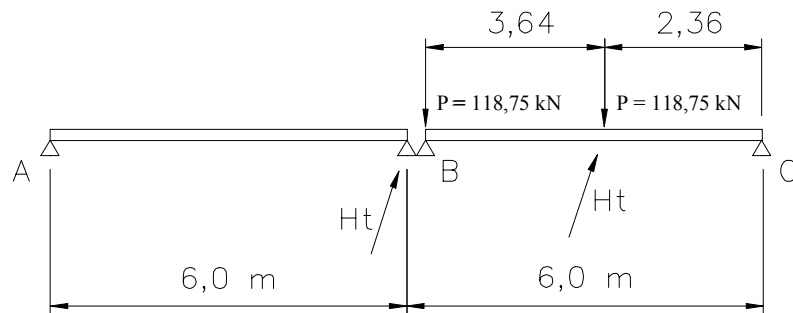


Figura 6.20 – Ponte rolante posicionada sobre o caminho de rolamento

Reação vertical em B para carga máxima ($R_{vb \text{ max.}}$)

$$R_{vb \text{ Max}} = 118,75\text{kN} + (118,75\text{kN} \times 2,36\text{m}) / 6 \quad (6.1)$$

$$R_{vb \text{ max}} = 118,75\text{kN} + 46,70\text{kN}$$

$$R_{vb \text{ Max}} = 165,45\text{kN}$$

Reação vertical em B para carga mínima ($R_{vb \text{ min.}}$)

$$R_{vb \text{ min.}} = 48,75\text{kN} + (48,75 \times 2,36\text{m}) / 6 \quad (6.2)$$

$$R_{vb \text{ min.}} = 67,92\text{kN}$$

Reação horizontal em B (R_{HB})

$$R_{HB} = H_t + (H_t \times 2,36\text{m}) / 6 \quad (6.3)$$

Determinando o valor de H_t :

Será adotado para H_t o valor recomendado pelo AISE 13, ou seja, 20% da carga içada.

$$H_t = (0,20 \times 100\text{kN}) / 2 \text{ rodas} \quad (6.4)$$

$$H_t = (0,20 \times 100) / 2 = 10\text{kN}$$

Substituindo o valor de H_t na equação (6.3), tem – se :

$$R_{HB} = 10\text{kN} + (10\text{kN} \times 2,36\text{m}) / 6$$

$$R_{HB} = 10\text{kN} + 3,93\text{kN}$$

$$R_{HB} = 13,93\text{kN}$$

Força longitudinal ao caminho de rolamento

$H_L = 20\%$ da força máxima nas rodas motoras e/ou providas de freio.

O “truck” ou a viga de cabeceira é constituída por uma roda motriz/freio e uma roda guia.

Assim,

$$H_L = \frac{0,20 (95 + 95)}{2} = 19\text{kN} \quad (6.5)$$

Então = $95\text{kN} + 95\text{kN} = 190\text{kN} \times 20\% = 38\text{kN}$, como é uma roda em cada extremidade da ponte, então: $\frac{38}{2} \text{kN} = 19\text{kN}$.

Aplica-se o valor de H_L em cada lado do galpão.

6.4.4.4 – Combinação das ações

A combinação das ações é feita segundo os critérios da NBR 8800: 1986 em seu item 4.8.1. Cabe salientar que o programa Cypecad Metálica 3D realiza estas combinações automaticamente.

6.4.4.5 - Dimensionamento da viga de rolamento

Para a viga de rolamento será adotado um perfil VS. 550x75, cuja seção transversal é mostrada na Figura 6.21.

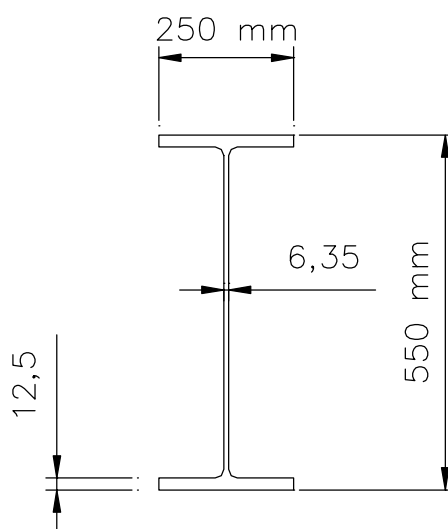


Figura 6.21 – Seção transversal do perfil para viga de rolamento.

Características:

- $A_g = 95,6\text{cm}^2$
- Peso = 0,75kN/m
- $I_x = 52747\text{cm}^4$
- $I_y = 3256\text{cm}^4$
- $r_y = 5,84\text{cm}$
- $W_x = 1918\text{cm}^3$
- $Z_x = 1778\text{cm}^3$

- **Ações na viga de rolamento:**

- **Ações permanentes:**

Peso próprio da viga de rolamento = 0,75kN/m

Peso do trilho e acessórios = 0,40kN/m

Peso total = 1,15kN/m

- **Ações variáveis:**

Sobrecarga no passadiço lateral de manutenção adjacente à viga de rolamento é igual a 0,3kN/m²

Ponte rolante: Trem tipo como mostra a figura 6.16.a

A Figura 6.22 ilustra o esforço solicitante na viga de rolamento devido às ações permanentes.

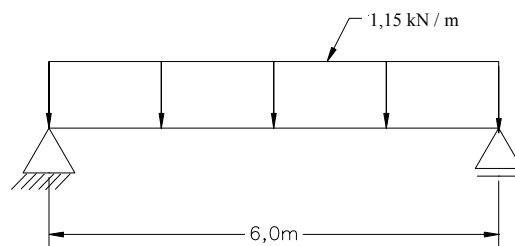


Figura 6.22 – Aplicação da ação da carga permanente sobre a viga de rolamento.

A Figura 6.23 ilustra a montagem da viga de rolamento sobre a coluna e mostra que a largura do passadiço é 425mm.

Com esta largura, considerando que a sobrecarga sobre o passadiço é de 425mm, a ação desta sobrecarga sobre o passadiço, será:

$$\frac{0,425\text{m}}{2} \times \frac{3,0\text{kN}}{\text{m}^2} = \frac{0,637\text{kN}}{\text{m}}$$

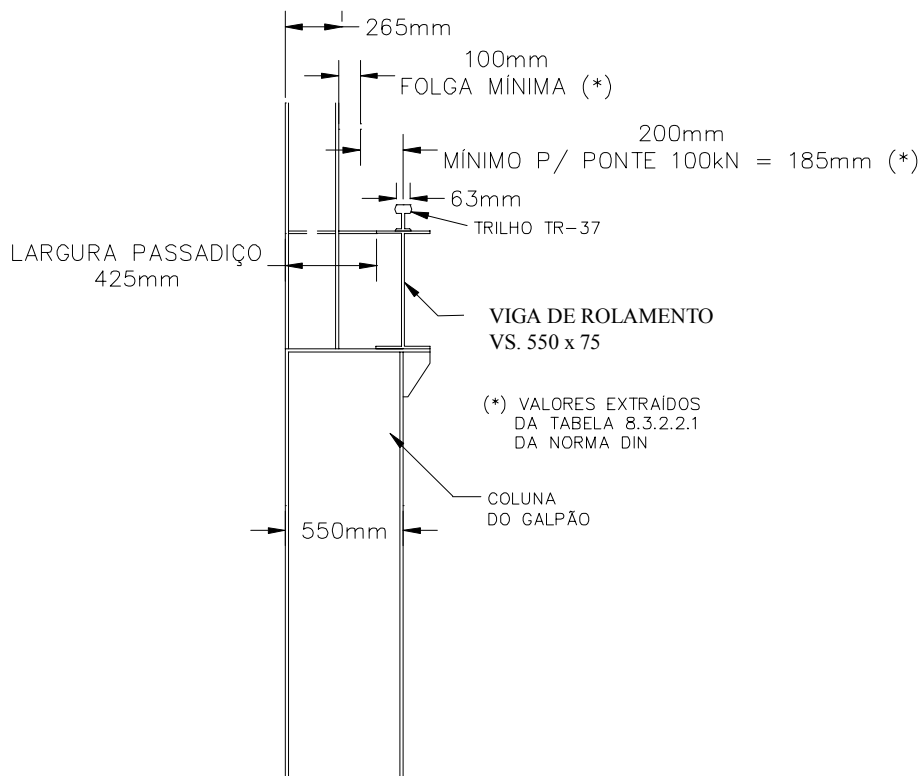


Figura 6.23 – Detalhe da montagem da viga de rolamento sobre a coluna do galpão.

A Figura 6.24 mostra a aplicação da ação da sobrecarga sobre a viga de rolamento.

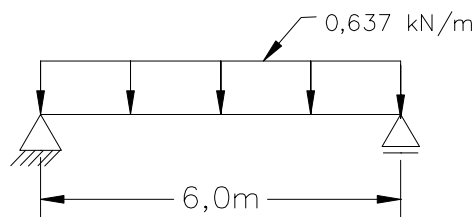


Figura 6.24 – Ação da sobrecarga do passadiço sobre a viga de rolamento.

A Figura 6.25 mostra a aplicação da ação da ponte rolante (100kN) sobre a viga de rolamento.

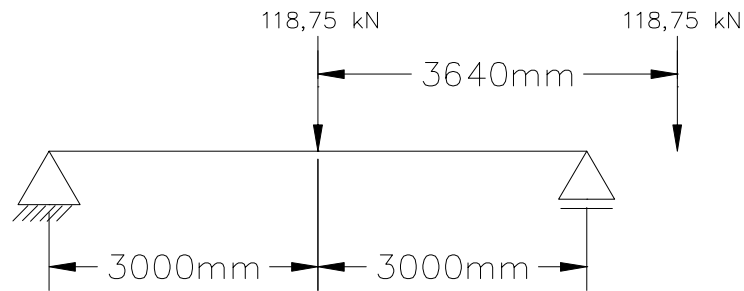


Figura 6.25 – Posicionamento do trem tipo da ponte rolante sobre a viga de rolamento.

O trem tipo da ponte rolante (ver figura 6.19.a) foi posicionado sobre a viga de rolamento para momento fletor máximo.

- **Esforços na viga de rolamento**

As vigas de rolamento são vigas isostáticas contidas lateralmente por uma treliça horizontal, conforme ilustrado na figura 6.5.

- **Momentos Fletores**

Devido às ações permanentes

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,15 \text{ kN}}{\text{m}} \times \frac{6,0^2 \text{ m}}{8} = 5,17 \text{ kN.m}$$

Devido às ações variáveis (sobrecarga do passadiço)

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,637 \text{ kN}}{\text{m}} \times \frac{6,0^2 \text{ m}}{8} = 2,86 \text{ kN.m}$$

Devido à ação da ponte rolante (figura 6.24)

$$M = \frac{p \cdot l}{4} = 118,75 \text{ kN} \times \frac{6,0 \text{ m}}{4} = 178,12 \text{ kN.m}$$

- **Esforços cortantes**

Devido às ações permanentes:

$$Q = \frac{1,15\text{kN}}{\text{m}} \times \frac{6,0\text{m}}{2} = 3,45\text{kN}$$

Devido às ações variáveis:

$$Q = \frac{0,637\text{kN}}{\text{m}} \times \frac{6,0\text{m}}{2} = 1,91\text{kN}$$

Devido à ação da ponte rolante:

A Figura 6.26 ilustra o posicionamento da ponte rolante sobre a viga de rolamento para cortante máximo.

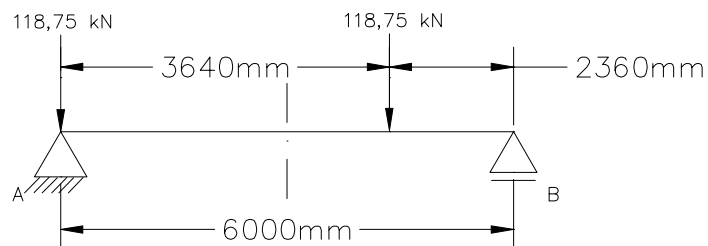


Figura 6.26 - Posicionamento da ponte rolante sobre a viga de rolamento para cortante máximo.

$$Q_a = 118,75\text{kN} + \frac{118,75\text{kN} \times 2,36}{6\text{m}} = 118,75\text{kN} + 46,71\text{kN}$$

$$Q_A = 165,45 \text{ (Cortante máximo devido à ação da ponte rolante)}$$

- **Verificação do perfil VS.500x75 adotado para a viga de rolamento.**

- **Verificação dos estados limites (NBR 8800)**

Momento de cálculo

$$M_d = 1,3 \text{ (carga permanente)} + 1,5 \text{ (ponte rolante)} + 1,5 \text{ (sobrecarga)}$$

$$M_d = 1,3 \times 4,68\text{kN.m} + 1,5 \times 178,12\text{kN.m} + 1,5 \times 2,86\text{kN.m}$$

$$M_d = 6,084\text{kN.m} + 267,18\text{kN.m} + 4,29\text{kN.m}$$

$$M_d = 277,55\text{kN.m}$$

Resistência ao momento fletor

Flambagem local da mesa (FLM)

$$b / t = 250\text{mm} / 12,5 \times 2 = 10,0$$

Valor limite da NBR 8800

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

para o caso, $f_y = 250\text{MPa}$ (ASTM. 36)

$E = 205000\text{MPa}$ (Coeficiente de elasticidade do aço)

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{205000}{250}} = 10,88$$

$b / t = 10 < 10,88$ (dentro do limite)

$$M_n = M_{pl} \quad (f_y = 250\text{MPa} = 25\text{kN/cm}^2)$$

$$M_n = Z \times f_y = 1778\text{cm}^3 \times 25\text{kN/cm}^2 = 44450\text{kN.cm}$$

$M_n = 444,50\text{kN.m}$ (momento nominal)

$$M_d = 277,75\text{kN.m} < 444,50\text{kN.m}$$

Flambagem local da alma (FLA)

$$h / t = 525\text{mm} / 6,3\text{mm} = 83,33$$

$$\text{Limite da NBR 8800: } \lambda_p = 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 100$$

$\lambda_w = 83,33 < 100$ (dentro do limite)

$$M_n = Z \times f_y = 444,50\text{kN.m}$$
 (momento nominal)

Flambagem lateral por torção (FLT)

A treliça lateral de contenção da viga de rolamento conduz a um comprimento sem travamento de 1m, conforme mostra a Figura 6.27.

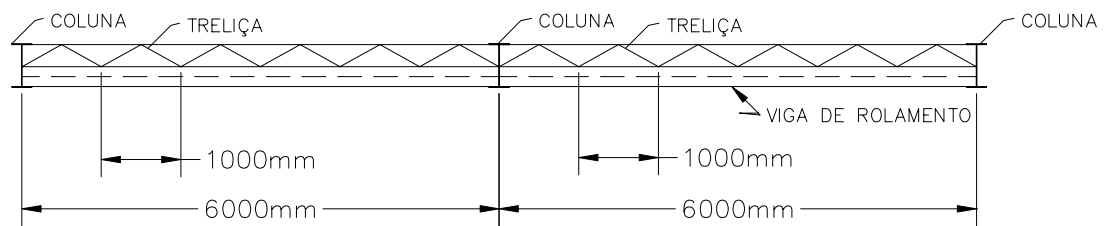


Figura 6.27 – Vigas de rolamento com a treliça de contenção lateral.

$$L_b = 1,0\text{m}$$

$$\lambda_b = \frac{L_b}{r_y} = \frac{100\text{cm}}{5,84\text{cm}} = 17,12$$

$$\lambda_b < 50$$

Neste caso, $M_n = M_{pl} = Z \times f_y$

$$M_n = 444,50\text{kN.m}$$

Verificou-se as condições de FLM, FLA e FLT e para todas as situações o momento fletor de cálculo $M_d = 277,55\text{kN.m}$ é menor que o momento nominal M_n .

Resistência à força cortante

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{K.E}{f_y}}$$

Para o caso, a alma do perfil é uma chapa longa, então, $K = 5,34$

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{5,38 \times 20500}{25}} = 71,5$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{K.E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{5,38 \times 20500}{25}} = 92,9$$

A situação da chapa da alma do perfil em análise é: $h / t_w = 525\text{mm} / 6,3\text{mm} = 83,33$

$$h / t_w = 83,33 < \lambda_r = 92,9$$

$$\lambda_p < \frac{h}{t_w} < \lambda_r$$

Sendo verificada essa condição anterior, tem-se:

$$\tau_{cr} = \frac{\lambda p}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \cdot (0,6 f_y)$$

$$\tau_{cr} = \frac{71,5}{83,33} \times (0,6 \times 25)$$

$$\tau_{cr} = 0,85 \times (0,6 \times 25) = \frac{12,75 \text{ kN}}{\text{cm}^2}$$

Sem usar o campo de tração:

$$F_s = \tau_{cr} = \frac{12,75 \text{ kN}}{\text{cm}^2}$$

$$V_n = A_w \times F_s$$

$$\text{Área da alma} = 52,5 \text{ cm} \times 0,63 \text{ cm} = 33,075 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 33,075 \text{ cm}^2 \times 12,75 \text{ kN/cm}^2 = 421,70 \text{ kN}$$

O cortante de cálculo:

$$Q_d = 1,3 (3,12) + 1,5 (165,45) + 1,5 (1,91)$$

$$Q_d = 4,056 + 248,17 + 2,865$$

$$Q_d = 255,1 \text{ kN} < 421,70 \text{ kN}$$

- Verificação das ações localizadas na alma (item 5.7 da NBR.8800)

- Enrugamento da alma

A Figura 6.28 mostra a ação da carga concentrada (roda da ponte) sobre a viga de rolamento.

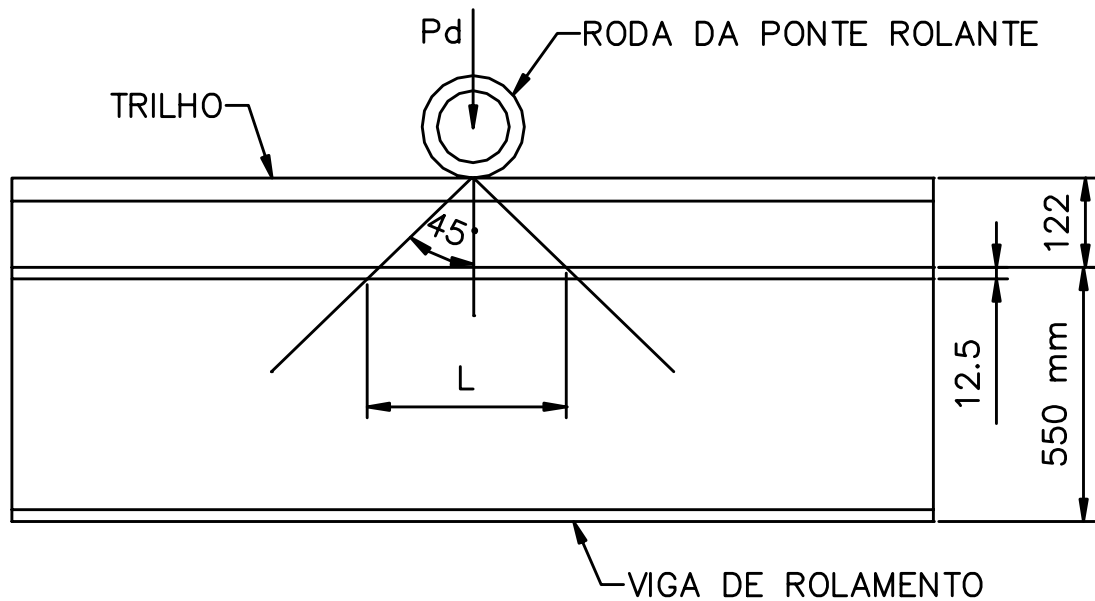


Figura 6.28 – Ação da carga concentrada sobre a viga.

$$L = 2 \times (12,2\text{cm} + 1,25\text{cm}) = 26,9\text{cm}$$

$$f_d = \frac{P_d}{L t_w}$$

$$C_{\text{max. roda}} = 95 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de impacto} = 1,25$$

$$\text{Coeficiente de majoração} = 1,5$$

$$P_d = 95 \times 1,25 \times 1,5 = 178,12 \text{ kN}$$

- Tensão na alma considerando o comprimento L de atuação da carga concentrada.

$$f_d = \frac{P_d}{L t_w} = \frac{178,12\text{kN}}{26,9 \times 0,63} = 10,51\text{kN} / \text{cm}^2$$

- **Resistência de cálculo:**

$$R_d = \varnothing \times f_{cr}, \text{ onde } \varnothing = 0,9$$

Para o estado limite de enrugamento sob carga concentrada, $f_{cr} = 1,2f_y$, que no caso em questão é: $f_{cr} = 1,2 \times 25 = 30\text{kN/cm}^2$.

Então, $f_d = 10,51\text{kN/cm}^2 < R_d = 27\text{kN/cm}^2$ (Atende)

- **Flambagem local da alma**

Considerando sem enrijecedores intermediários de alma (neste caso, a rotação da mesa não é impedida).

$$f_{cr} = \frac{0,54 \times E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \left[2 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \right]$$

h = altura da alma
 t_w = espessura da alma

$$f_{cr} = \frac{0,54 \times 20500}{\left(\frac{52,5}{0,63}\right)^2} = \frac{11070}{83^2} = 1,61\text{kN/cm}^2$$

Para o caso de chapa longa
(alma sem enrijecedor): $\frac{a}{h} = \infty$

A tensão de cálculo atuante é:

$$f_d = \frac{Pd}{L_x t_w} = \frac{178,12 \text{ kN}}{52,5 \times 0,63} = 5,38 \text{ kN/cm}^2$$

Como $f_d > f_{cr}$ (Não atende)

A viga de rolamento precisa de enrijecedores intermediários.

Nesta condição têm-se duas alternativas:

- aumentar a espessura da chapa da alma;
- ou colocar enrijecedores de alma, por exemplo, a cada 1,0m.

Assim, o valor de $a = 1000\text{mm}$

A relação \underline{a} passa a ser $\frac{1000\text{mm}}{525\text{mm}} = 1,90$

Conforme NBR 8800: 1986, tem-se:

$$f_{cr} = \frac{0,54 \times E}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2} \left[5,5 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \right] = \frac{0,54 \times 20500}{\left(\frac{52,3}{0,63}\right)^2} \left[5,5 + \frac{4}{\left(\frac{100}{52,5}\right)^2} \right]$$

$$f_{cr} = 1,59 [5,5 + 2,10] = 12,09\text{kN/cm}^2$$

Tensão de serviço:

$$f_d = 5,38 < 12,09 \text{ (Atende).}$$

As Figuras 6.29a, 6.29b e 6.29c mostram os enrijecedores da alma do perfil nos apoios e intermediários.

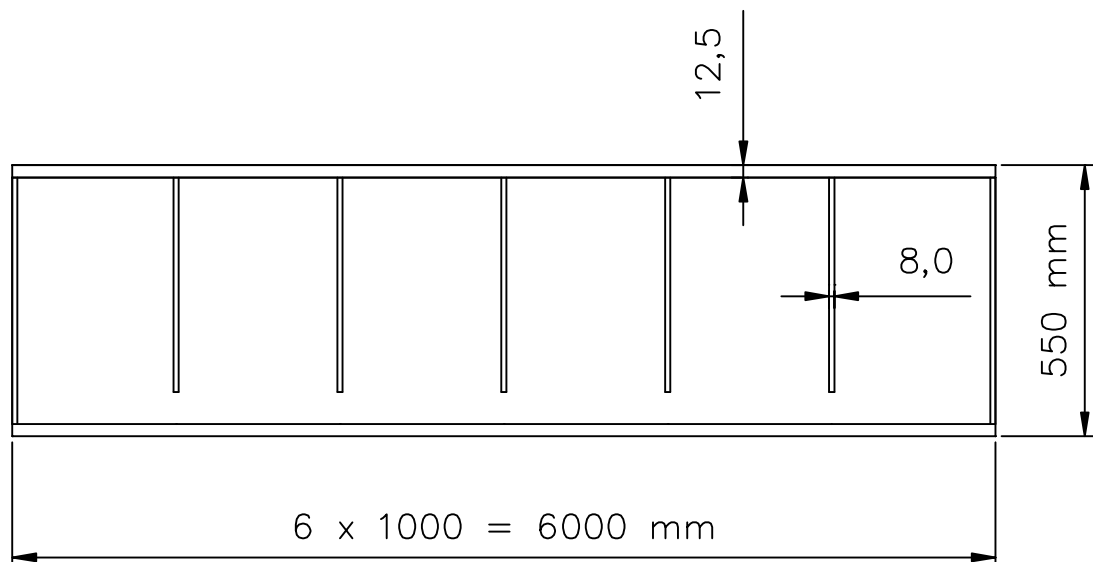


Figura 6.29a – Vista lateral da viga com enrijecedores.

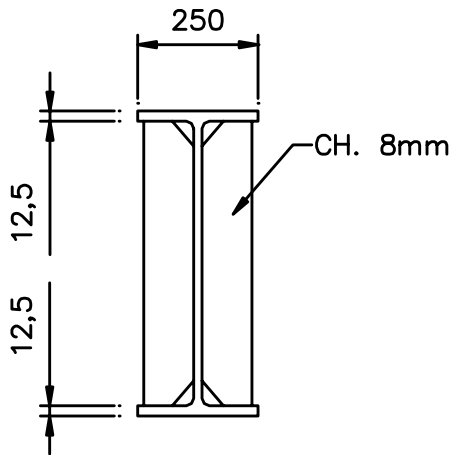


Figura 6.29b – Seção dos apoios da viga.

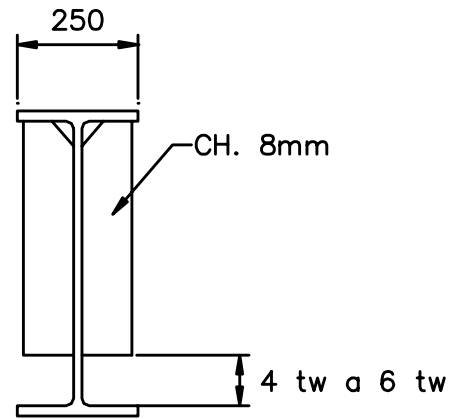


Figura 6.29c – Seção intermediária da viga.

- Verificação do deslocamento

Conforme anexo “C” da NBR 8800: 1986, o deslocamento máximo em vigas de rolamento é de 1/800 do vão, sendo que a ação a ser considerada é a carga máxima por roda sem impacto.

$$\delta_{\max.} = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{95 \times 600^3}{48 \times 20500 \times 52747} = 0,40 \text{ cm}$$

$$0,40 \text{ cm} < \frac{600 \text{ cm}}{800} \therefore 0,40 < 0,75 \text{ cm (Atende)}$$

6.5 – Relação dos perfis utilizados na modelagem dos galpões

A Tabela 6.1 apresenta a relação dos perfis dimensionados e verificados pelo programa Cypecad Metálica 3D na modelagem dos galpões. Para o galpão com e sem contraventamento.

Tabela 6.1 – Relação dos perfis para os galpões em análise

ÍTEM	GALPÃO SEM CONTRAVENTAMENTO	GALPÃO COM CONTRAVENTAMENTO
Coluna (Abaixo da viga de rolamento)	PS 550x58	PS 550x58
Coluna (Acima da viga de rolamento)	VS 250x31	VS 250x31
Viga de rolamento	VS 550x75	VS 550x75
Colunas de fechamento frontal	VS 375x40	VS 375x40
Tesouras: Cantoneira Laminada dupla (Banzos) Cantoneira Laminada dupla (Diagonais e montantes)	2 L 64x6,3mm 2 L 51x4,8mm	2 L 64x6,3mm 2 L 51x4,8mm
Terças – Perfil de chapa dobrada	[150x60x20x2,65mm	[150x60x20x2,65mm
Longarinas de fechamento lateral e frontal	[150x60x20x3,8mm	[150x60x20x3,8mm
Tirantes (rígidos) para terças e longarinas	[50x25x10x2,0 mm	[50x25x10x2,0 mm
Contraventamento vertical	Cantoneira laminada 2 L 102x6,4mm	Cantoneira laminada 2 L 102x6,4mm
Treliça horizontal (contenção lateral da viga de rolamento)	Cantoneira laminada (dupla) 2 L 50x50x3,0mm	Cantoneira laminada (dupla) 2 L 50x50x3,0mm
Contraventamento no plano da cobertura	Cantoneira laminada (dupla) 2 L 64x64x6,3mm	Cantoneira laminada (dupla) 2 L 64x64x6,3mm
Contraventamento horizontal no nível do banzo inferior das tesouras	—	Cantoneira laminada (dupla) 50x50x5mm

6.6 - Resultados da análise numérica

As Tabelas 6.2 e 6.3 apresentam os resultados fornecidos pelo programa Cypecad Metálicas 3D, dos deslocamentos e momentos fletores nas bases dos modelos sem e com contraventamento. Obteve-se estes resultados do pórtico transversal central do galpão onde foram aplicadas as ações da ponte rolante. Neste exemplo as ações da ponte foram aplicadas no sexto pórtico (ver Figura 6.2).

Tabela 6.2 – Resultados dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

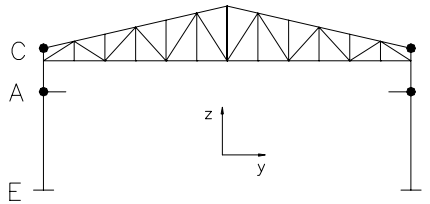
GALPÃO: VÃO = 20m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6m PONTE ROLANTE = 100kN SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	6,3	8,7	15,0
B	5,5	5,4	10,9
C	7,1	9,9	17,0
D	6,7	8,5	15,2
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	27,24	69,73	96,97
F	45,22	34,98	80,2
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 48.202kg PESO/m ² : 44,63kg/m ² PESO/m ³ : 5,10 kg/m ³			

Tabela 6.3 - Resultados dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6m PONTE ROLANTE = 100kN COM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	4,4	7,3	11,7
B	3,3	4,5	7,8
C	4,2	7,0	11,2
D	3,9	7,8	11,7
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	15,85	34,50	50,35
F	60,94	29,53	90,47
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 56.537kg PESO/m ² : 52,34kg/m ² PESO/m ³ : 6kg/m ³			

6.7 – Análise dos resultados

6.7.1 – Deslocamentos

Observa-se com os resultados mostrados nas Tabelas 6.2 e 6.3, que o deslocamento total ficou abaixo do valor recomendado pela norma NBR 8800: 1986, qual seja:

valor máximo para o topo do trilho: $H/400 = 6000\text{mm}/400 = 15\text{mm}$;

valor máximo para o topo da coluna: $H/300 = 8485\text{mm}/300 = 28,2\text{mm}$.

Verificou-se, pois, pelos resultados das tabelas uma redução do deslocamento de 22% no topo do trilho e 34% no topo da coluna.

6.7.2 – Momento fletor na base

Verificou-se uma redução dos momentos fletores nas bases da ordem de 20%, o que sob o ponto de vista econômico reduz o custo das fundações.

6.7.3 – Peso da estrutura

Apesar das unidades de força neste trabalho estarem em kN, nos itens em que se referem ao peso da estrutura está em kgf.

Peso da estrutura para o galpão do exemplo numérico, sem contraventamento, conforme relatório gerado pelo programa Cypecad Metálica 3D = 48.202kgf.

Sendo a área do galpão igual a 1080m² , obtem-se a taxa de consumo por m² construído, de: $48.202\text{kgf}/1080\text{ m}^2 = 44.63\text{kgf}/\text{m}^2$.

Fazendo referências ao volume do galpão em análise, tem-se um volume de 9710m³ construído, o que nos dá uma taxa de $4,96\text{kgf}/\text{m}^3 = 48202\text{kgf}/9710\text{m}^3$.

Para o galpão com contraventamento, o peso da estrutura é de 56.537kgf de onde se obtém as seguintes taxas:

$$56.537\text{kgf}/108\text{m}^2 = 52.34\text{kgf}/\text{m}^2$$

$$56.537\text{kgf}/9710\text{ m}^3 = 5.82\text{kgf}/\text{m}^3$$

Como foi introduzido o contraventamento horizontal, o peso absoluto aumentou em 8335kgf na estrutura do galpão com contraventamento, acréscimo este que se refere ao contraventamento, pois, somente este item foi acrescentado em relação ao modelo sem contraventamento.

6.7.4 – Esforços nas barras da seção transversal

A Figura 6.30 identifica os nós da seção transversal do galpão do modelo nº 1 (com bases engastadas e sem contraventamento). As barras são caracterizadas pelos números dos nós que as constituem (origem e extremidade).

Esta seção transversal representa o pórtico onde foram lidos os deslocamentos e os momentos nas bases constantes da Tabela 6.2.

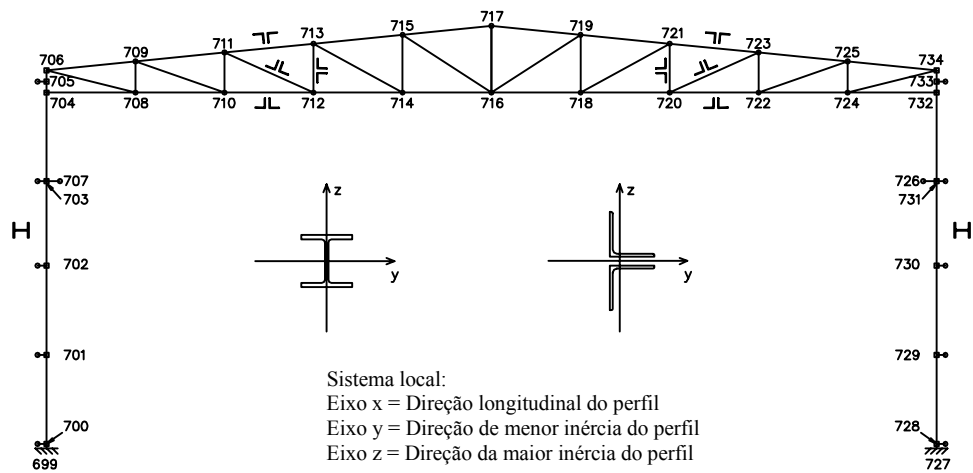


Figura 6.30 – Números dos nós que formam as barras da seção transversal.

As Tabelas 6.4 a 6.17 relacionam os esforços nas barras da estrutura indicadas na Figura 6.30.

Tabela 6.4 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
699/700	CP	-24,65	-2,35	-1,74	-7,32
	PR	-146,92	-3,77	+0,10	+27,24
	TL	-3,86	-0,33	-0,60	-2,69
	SC	-16,77	-1,48	-2,70	-12,00
	V1	+12,57	+1,21	-5,21	-4,26
	V2	+19,99	+1,93	-8,29	-6,78
	V3	+14,53	+0,29	+21,61	+69,73
	V4	+21,54	+2,24	-8,32	-12,85
700/701	CP	-21,67	-0,07	-1,73	-0,15
	PR	-143,71	+0,01	+0,07	+0,02
	TL	-3,48	–	-0,60	–
	SC	-15,07	+0,01	-2,69	-11,68
	V1	+11,36	–	-4,37	-3,74
	V2	+18,07	-0,01	-6,95	-5,95
	V3	+13,11	-0,01	+19,88	+67,33
	V4	+19,43	-0,01	-7,12	-11,99
701/702	CP	-20,33	-0,07	-1,73	-3,57
	PR	-143,55	+0,01	+0,08	+26,99
	TL	-3,49	–	-0,60	-1,41
	SC	-15,10	+0,01	-2,69	-6,30
	V1	+11,37	–	+1,74	+5,00
	V2	+18,08	-0,01	+2,78	+7,95
	V3	+13,16	–	+7,64	+27,57
	V4	+19,44	-0,01	+1,50	+2,26
702/703	CP	-19,01	-0,09	-1,73	-0,07
	PR	-143,51	+0,01	+0,10	+26,84
	TL	-3,50	–	-0,60	-0,20
	SC	-15,14	+0,01	-2,69	-0,92
	V1	+11,39	–	-0,64	+1,50
	V2	+18,11	-0,01	-1,02	+2,39
	V3	+13,24	–	+12,42	+12,30
	V4	+19,46	-0,01	-1,87	-0,74

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.5 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
703/704	CP	-13,34	-0,22	-1,87	+2,02
	PR	+1,33	-0,03	-10,45	-20,88
	TL	-3,98	–	-0,60	+0,93
	SC	-17,22	-0,02	-2,65	+4,15
	V1	+12,85	+0,01	+5,76	+2,75
	V2	+20,43	+0,02	+9,16	+4,38
	V3	+15,12	+0,01	-0,53	-11,25
	V4	+21,98	+0,02	+7,19	+2,84
703/707	CP	+0,24	-0,67	-4,19	-1,22
	PR	+9,74	-1,29	-158,86	-47,89
	TL	–	-0,08	–	–
	SC	-0,05	-0,33	–	–
	V1	+0,02	+0,06	–	–
	V2	+0,03	+0,09	+0,01	–
	V3	+0,20	+0,26	-0,01	–
	V4	-0,03	+0,26	+0,01	–
704/705	CP	-12,51	-0,22	+11,02	+5,51
	PR	+1,35	-0,04	-0,71	-0,15
	TL	-3,94	–	+3,94	+2,06
	SC	-17,08	-0,01	+17,46	+9,13
	V1	+12,73	+0,01	-16,63	-8,43
	V2	+20,23	+0,02	-26,43	-13,41
	V3	+14,99	+0,01	-18,32	-9,92
	V4	+21,80	+0,02	-21,69	-11,08
704/708	CP	-12,89	–	-0,23	-0,23
	PR	-9,74	–	-0,01	-0,02
	TL	-4,54	–	-0,03	-0,06
	SC	-20,11	–	-0,14	-0,28
	V1	+22,39	–	+0,12	+0,24
	V2	+35,60	–	+0,19	+0,39
	V3	+17,79	–	+0,13	+0,26
	V4	+28,89	–	+0,18	+0,36

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.6 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
705/706	CP	-10,27	-0,26	+11,02	+3,18
	PR	+0,58	-0,25	-0,71	-0,13
	TL	-3,92	-0,01	+3,94	+1,08
	SC	-16,97	-0,02	+17,46	+4,79
	V1	+12,68	+0,01	-15,78	-4,29
	V2	+20,16	+0,01	-25,10	-6,82
	V3	+14,79	+0,01	-20,00	-5,38
	V4	+21,74	+0,02	-20,50	-5,67
708/706	CP	+27,63	–	-0,02	–
	PR	+1,52	+0,01	+0,01	–
	TL	+10,19	–	+0,01	–
	SC	+44,56	–	+0,04	–
	V1	-33,90	–	-0,03	–
	V2	-53,90	–	-0,05	–
	V3	-38,70	–	-0,03	–
	V4	-54,88	–	-0,05	–
706/709	CP	-15,17	+0,03	+0,25	+0,23
	PR	-2,38	-0,01	+0,01	+0,02
	TL	-5,76	+0,01	+0,05	+0,07
	SC	-24,96	+0,06	+0,22	+0,31
	V1	+16,55	-0,05	-0,17	-0,25
	V2	+26,31	-0,08	-0,28	-0,40
	V3	+17,09	-0,05	-0,19	-0,27
	V4	+31,69	-0,08	-0,28	-0,39
708/709	CP	-6,56	–	–	–
	PR	-0,38	–	–	–
	TL	-2,51	–	–	–
	SC	-10,99	–	–	–
	V1	+8,38	–	–	–
	V2	+13,32	–	–	–
	V3	+9,55	–	–	–
	V4	+13,54	–	–	–

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.7 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
708/710	CP	+13,91	–	-0,11	–
	PR	-8,26	–	–	–
	TL	+5,33	–	–	–
	SC	+23,10	–	–	–
	V1	-10,48	–	–	–
	V2	-16,67	–	–	–
	V3	-19,75	–	–	–
	V4	-24,34	–	–	–
710/709	CP	+12,05	–	-0,07	–
	PR	+0,97	–	–	–
	TL	+4,43	–	–	–
	SC	+19,70	–	–	–
	V1	-14,92	–	–	–
	V2	-23,72	–	–	–
	V3	-15,95	–	–	–
	V4	-22,46	–	–	–
709/711	CP	-25,44	+0,01	+0,07	-0,05
	PR	-2,98	–	–	–
	TL	-9,48	–	-0,01	-0,03
	SC	-41,52	+0,01	-0,06	-0,14
	V1	+29,22	-0,01	+0,05	+0,11
	V2	+46,46	-0,01	+0,07	+0,17
	V3	+30,65	-0,01	+0,05	+0,12
	V4	+50,56	-0,01	+0,08	+0,18
710/711	CP	-3,67	–	–	–
	PR	-0,32	–	–	–
	TL	-1,46	–	–	–
	SC	-6,51	–	–	–
	V1	+4,93	–	–	–
	V2	+7,83	–	–	–
	V3	+5,27	–	–	–
	V4	+7,42	–	–	–

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.8 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
710/712	CP	+25,31	–	–	–
	PR	-7,35	–	–	–
	TL	+9,52	–	–	–
	SC	+41,71	–	–	–
	V1	-24,57	–	–	–
	V2	-39,06	–	–	–
	V3	-34,81	–	–	–
	V4	-45,54	–	–	–
712/711	CP	+4,10	–	-0,07	–
	PR	+0,62	–	–	–
	TL	+1,48	–	–	–
	SC	+6,99	–	–	–
	V1	-5,16	–	–	–
	V2	-8,21	–	–	–
	V3	-4,31	–	–	–
	V4	-5,86	–	–	–
711/713	CP	-28,73	–	+0,12	+0,02
	PR	-2,82	–	–	–
	TL	-10,66	–	–	–
	SC	-47,08	–	–	-0,01
	V1	+33,37	–	-0,01	+0,01
	V2	+53,06	–	-0,01	+0,01
	V3	+34,04	–	-0,01	+0,01
	V4	+55,13	–	-0,01	+0,02
712/713	CP	-1,38	–	–	–
	PR	-0,25	–	–	–
	TL	-0,60	–	–	–
	SC	-2,86	–	–	–
	V1	+2,11	–	–	–
	V2	+3,36	–	–	–
	V3	+1,77	–	–	–
	V4	+2,40	–	–	–

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.9 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
712/714	CP	+29,09	–	-0,11	–
	PR	-6,78	–	–	–
	TL	+10,87	–	–	–
	SC	+48,08	–	–	–
	V1	-29,28	–	–	–
	V2	-46,55	–	–	–
	V3	-38,74	–	–	–
	V4	-50,88	–	–	–
714/713	CP	-0,39	–	-0,07	–
	PR	+0,43	–	–	–
	TL	-0,16	–	–	–
	SC	-0,13	–	–	–
	V1	+0,29	–	–	–
	V2	+0,47	–	–	–
	V3	+2,24	–	–	–
	V4	+3,49	–	–	–
713/715	CP	-28,15	–	+0,1	+0,01
	PR	-2,19	–	–	–
	TL	-10,46	–	–	-0,01
	SC	-46,69	–	–	-0,04
	V1	+32,93	–	–	+0,02
	V2	+52,35	–	–	+0,04
	V3	+31,91	–	–	+0,03
	V4	+51,89	–	+0,01	+0,05
714/715	CP	+0,48	–	–	–
	PR	-0,21	–	–	–
	TL	+0,08	–	–	–
	SC	+0,06	–	–	–
	V1	-0,14	–	–	–
	V2	-0,22	–	–	–
	V3	-1,08	–	–	–
	V4	-1,68	–	–	–

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.10 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
714/716	CP	+28,78	–	-0,11	–
	PR	-6,40	–	–	–
	TL	+10,73	–	–	–
	SC	+47,96	–	–	–
	V1	-29,02	–	–	–
	V2	-46,14	–	–	–
	V3	-36,77	–	–	–
	V4	-47,82	–	–	–
716/715	CP	-3,41	–	-0,07	–
	PR	+0,31	–	–	–
	TL	-1,22	–	–	–
	SC	-4,64	–	–	–
	V1	+3,80	–	–	–
	V2	+6,05	–	–	–
	V3	+6,54	–	–	–
	V4	+9,60	–	–	–
715/717	CP	-24,87	–	+0,13	+0,02
	PR	-1,47	–	–	–
	TL	-9,50	–	–	–
	SC	-43,34	–	+0,01	-0,03
	V1	+29,95	–	+0,01	+0,02
	V2	+47,61	–	+0,01	+0,03
	V3	+26,42	–	+0,01	+0,02
	V4	+44,08	–	+0,01	+0,03
716/717	CP	+4,07	–	–	–
	PR	-0,05	–	–	–
	TL	+1,33	–	–	–
	SC	+5,59	–	–	–
	V1	-4,14	–	–	–
	V2	-6,59	–	–	–
	V3	-2,73	–	–	–
	V4	-5,19	–	–	–

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.11 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
716/718	CP	+28,77	–	-0,11	–
	PR	-5,95	–	–	–
	TL	+10,73	–	–	–
	SC	+48,78	–	–	–
	V1	-29,02	–	–	–
	V2	-46,14	–	–	–
	V3	-30,01	–	–	–
	V4	-39,71	–	–	–
716/719	CP	-3,40	–	-0,07	–
	PR	-0,22	–	–	–
	TL	-1,22	–	–	–
	SC	-5,62	–	–	–
	V1	+3,80	–	–	–
	V2	+6,05	–	–	–
	V3	-1,52	–	–	–
	V4	-0,07	–	–	–
719/717	CP	-24,86	–	+0,13	+0,02
	PR	+1,70	–	-	-
	TL	-9,50	–	-	-0,01
	SC	-43,34	–	-0,01	-0,03
	V1	+29,94	–	+0,01	+0,02
	V2	+47,60	–	+0,01	+0,03
	V3	+26,50	–	+0,01	+0,02
	V4	+44,14	–	+0,01	+0,03
718/719	CP	+0,48	–	–	–
	PR	+0,12	–	–	–
	TL	+0,08	–	–	–
	SC	-0,03	–	–	–
	V1	-0,14	–	–	–
	V2	-0,22	–	–	–
	V3	+1,17	–	–	–
	V4	+1,84	–	–	–

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.12 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
718/720	CP	+29,08	–	-0,11	–
	PR	-5,72	–	–	–
	TL	+10,87	–	–	–
	SC	+48,72	–	–	–
	V1	-29,28	–	–	–
	V2	-46,55	–	–	–
	V3	-27,87	–	–	–
	V4	-36,35	–	–	–
718/721	CP	-0,38	–	-0,07	–
	PR	-0,25	–	–	–
	TL	-0,16	–	–	–
	SC	+0,07	–	–	–
	V1	+0,29	–	–	–
	V2	+0,47	–	–	–
	V3	-2,43	–	–	–
	V4	-3,82	–	–	–
721/719	CP	-28,12	–	+0,10	+0,01
	PR	+2,40	–	–	–
	TL	-10,45	–	–	-0,01
	SC	-47,47	–	–	-0,04
	V1	+32,91	–	–	+0,02
	V2	+52,32	–	–	+0,04
	V3	+25,44	–	–	+0,01
	V4	+44,31	–	–	+0,03
720/721	CP	-1,38	–	–	–
	PR	+0,13	–	–	–
	TL	-0,60	–	–	–
	SC	-2,92	–	–	–
	V1	+2,12	–	–	–
	V2	+3,37	–	–	–
	V3	+1,59	–	–	–
	V4	+3,99	–	–	–

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.13 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
720/722	CP	+25,30	–	-0,11	–
	PR	-5,41	–	–	–
	TL	+9,52	–	–	–
	SC	+42,23	–	–	–
	V1	-24,57	–	–	–
	V2	-39,06	–	–	–
	V3	-24,32	–	–	–
	V4	-27,48	–	–	–
720/723	CP	+4,11	–	-0,7	-
	PR	-0,33	–	–	–
	TL	+1,48	–	–	–
	SC	+7,12	–	–	–
	V1	-5,16	–	–	–
	V2	-8,21	–	–	–
	V3	-3,89	–	–	–
	V4	-9,72	–	–	–
723/721	CP	-28,69	–	+0,12	+0,02
	PR	+3,22	–	–	–
	TL	-10,66	–	–	–
	SC	-47,67	–	+0,01	-0,02
	V1	+33,35	–	-0,01	+0,01
	V2	+53,02	–	-0,01	+0,01
	V3	+23,72	–	-	+0,01
	V4	+41,51	–	-0,01	+0,01
722/723	CP	-3,67	–	–	–
	PR	+0,16	–	–	–
	TL	-1,46	–	–	–
	SC	-6,58	–	–	–
	V1	+4,92	–	–	–
	V2	+7,83	–	–	–
	V3	+2,18	–	–	–
	V4	+6,76	–	–	–

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.14 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
722/724	CP	+13,90	–	-0,11	–
	PR	-4,95	–	–	–
	TL	+5,34	–	–	–
	SC	+23,42	–	–	–
	V1	-10,49	–	–	–
	V2	-16,67	–	–	–
	V3	-18,08	–	–	–
	V4	-8,15	–	–	–
722/725	CP	+12,05	–	-0,07	-
	PR	-0,49	–	–	–
	TL	+4,43	–	–	–
	SC	+19,92	–	–	–
	V1	-14,92	–	–	–
	V2	-23,72	–	–	–
	V3	-6,61	–	–	–
	V4	-20,47	–	–	–
725/723	CP	-25,40	-0,01	+0,07	-0,05
	PR	+3,96	-0,01	–	+0,01
	TL	-9,48	–	-0,01	-0,03
	SC	-42,01	-0,01	-0,06	-0,14
	V1	+29,21	+0,01	+0,04	+0,10
	V2	+46,43	+0,01	+0,07	+0,17
	V3	+20,67	+0,01	+0,01	+0,04
	V4	+33,57	+0,01	+0,05	+0,12
724/725	CP	-6,56	–	–	–
	PR	+0,20	–	–	–
	TL	-2,51	–	–	–
	SC	-11,08	–	–	–
	V1	+8,38	–	–	–
	V2	+13,32	–	–	–
	V3	+2,95	–	–	–
	V4	+10,22	–	–	–

CP = Peso próprio
 PR = Ponte rolante 100 kN
 TL = Telha

SC = Sobrecarga
 V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
 V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
 V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.15 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
724/732	CP	-12,92	–	–	–
	PR	-4,07	–	+0,01	–
	TL	-4,54	–	+0,03	–
	SC	-20,16	–	+0,14	–
	V1	+22,39	–	-0,12	–
	V2	+35,59	–	-0,19	–
	V3	-6,30	–	-0,01	–
	V4	+31,88	–	-0,16	–
724/734	CP	+27,64	–	-0,02	–
	PR	-0,90	–	–	–
	TL	+10,19	–	+0,01	–
	SC	+44,94	–	+0,04	–
	V1	-33,09	–	-0,03	–
	V2	-53,90	–	-0,05	–
	V3	-12,13	–	-0,01	–
	V4	-41,28	–	-0,04	–
734/725	CP	-15,14	-0,04	+0,25	+0,23
	PR	+4,79	-0,01	–	+0,01
	TL	-5,76	-0,01	+0,05	+0,07
	SC	-25,27	-0,06	+0,22	+0,31
	V1	+16,55	+0,05	-0,18	-0,25
	V2	+26,31	+0,08	-0,28	-0,40
	V3	+15,45	+0,01	-0,04	-0,05
	V4	+16,03	+0,07	-0,22	-0,32
726/731	CP	+0,08	+0,74	+3,97	–
	PR	-13,06	+2,18	+67,89	–
	TL	+0,01	+0,08	–	–
	SC	+0,02	+0,31	–	–
	V1	+0,01	-0,05	–	–
	V2	+0,01	-0,09	–	–
	V3	-0,19	-0,41	–	–
	V4	+0,05	–	–	–

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.16 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
727/728	CP	-22,00	-0,07	+1,74	+7,33
	PR	-58,12	+0,05	+11,27	+45,00
	TL	-3,48	–	+0,60	+2,68
	SC	-15,22	+0,02	+2,69	+11,92
	V1	+11,37	–	+5,21	+4,27
	V2	+18,08	-0,01	+8,29	+6,79
	V3	+4,22	+0,05	+6,98	+34,82
	V4	+12,63	-0,01	+3,34	-6,58
728/729	CP	-21,76	-0,07	+1,74	+7,12
	PR	-58,12	+0,01	+11,27	+43,87
	TL	-3,48	–	+0,60	+2,62
	SC	-15,22	–	+2,69	+11,65
	V1	+11,37	–	+4,37	+3,74
	V2	+18,08	–	+6,95	+5,96
	V3	+4,22	–	+6,64	+34,12
	V4	+12,63	–	+2,50	-6,91
729/730	CP	-20,42	-0,07	+1,74	+3,60
	PR	-58,11	+0,01	+11,29	+21,32
	TL	-3,49	–	+0,60	+1,41
	SC	-15,25	–	+2,69	+6,27
	V1	+11,38	–	-1,74	-5,00
	V2	+18,10	–	-2,78	-7,94
	V3	+4,23	–	+4,13	+20,83
	V4	+12,65	–	-3,62	-11,92
730/731	CP	-19,10	-0,10	+1,74	+0,08
	PR	-58,12	+0,01	+11,35	-1,27
	TL	-3,50	–	+0,60	+0,20
	SC	-15,29	+0,01	+2,69	+0,89
	V1	+11,40	–	+0,64	-1,50
	V2	+18,13	-0,01	+1,02	-2,39
	V3	+4,23	+0,01	+5,10	+12,57
	V4	+12,68	–	-1,22	-4,68

CP = Peso próprio
PR = Ponte rolante 100 kN
TL = Telha

SC = Sobrecarga
V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

Tabela 6.17 – Esforços nas barras

BARRA	AÇÃO	ESFORÇO AXIAL (kN)	ESFORÇO CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR My (kN.m)
			Qy	Qz	
731/732	CP	-13,44	-0,22	+1,87	-2,02
	PR	+0,98	–	-0,20	-2,58
	TL	-3,98	–	+0,60	-0,93
	SC	-17,35	-0,01	+2,65	-4,17
	V1	+12,85	+0,01	-5,76	-2,75
	V2	+20,44	+0,02	-9,16	-4,38
	V3	+4,98	-0,06	+2,41	+2,85
	V4	+14,32	+0,01	-7,58	-2,39
733/734	CP	-10,27	-0,26	-11,05	-3,19
	PR	+1,01	+0,01	-4,28	-1,08
	TL	-3,92	–	-3,94	-1,08
	SC	-17,10	-0,01	-17,50	-4,80
	V1	+12,69	+0,01	+15,78	+4,29
	V2	+20,17	+0,01	+25,09	+6,82
	V3	+4,98	-0,07	-4,24	-0,98
	V4	+14,07	–	+23,45	+6,28

CP = Peso próprio
 PR = Ponte rolante 100 kN
 TL = Telha

SC = Sobrecarga
 V1 = Vento a 0° c/ cpi = -0,3
 V2 = Vento a 0° c/ cpi = 0,0

V3 = Vento a 90° c/ cpi = -0,3
 V4 = Vento a 90° c/ cpi = 0,0

6.8 – Considerações finais

Para os modelos analisados anteriormente, com contraventamento e sem contraventamento, numa visão global, levando-se em conta os deslocamentos, os momentos nas bases e o peso da estrutura conclui-se que é importante a utilização dos contraventamentos horizontais no plano da cobertura dos galpões industriais.

A presença do contraventamento horizontal no nível do banzo inferior das tesouras, embora produzam um acréscimo de peso, o que se traduz em um maior ônus para a estrutura da edificação, em contrapartida reduz os deslocamentos a níveis abaixo dos valores limites permitidos pela normalização, bem como os momentos fletores nas bases.

A redução dos deslocamentos horizontais e dos momentos nas bases é uma sinalização de que o emprego do contraventamento horizontal, sob o ponto de vista técnico (estabilidade) é aconselhável e sob o aspecto econômico, normalmente, ocorre uma redução no custo das fundações.

Há que se estudar o efeito no custo, em cada caso, provocado pelo aumento do peso do galpão e a redução no custo das fundações.

Os esforços nas barras da seção transversal, apresentados no item 6.7.4 – Tabelas 6.6 a 6.17, indicam a ordem de grandeza dos esforços em cada barra e também, podem ser adotados para fins de pré – dimensionamento, utilizando os perfis relacionados na Tabela 6.1.

No capítulo 7 serão apresentados os resultados dos deslocamentos horizontais, momentos fletores nas bases e peso estrutural de 24 modelos (Galpões com e sem contraventamentos horizontais) analisados numericamente, admitindo as mesmas condições e o mesmo programa adotado para análise e dimensionamento dos modelos 1 e 2.

CAPÍTULO 07

7 – ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

Apresenta-se neste capítulo os resultados da análise numérica referente a vinte e quatro modelos relacionados na Tabela 7.1.

Vale lembrar que os modelos 1 e 2 foram analisados no capítulo 6.

Todos os modelos adotados para análise dos resultados foram modelados dentro do programa Cypecad Metálica 3D com os mesmos critérios de carregamento e todas as considerações adotadas para o exemplo numérico do capítulo 6.

Tabela 7.1 – Relação dos modelos para análise comparativa

MODELO	VÃO (m)	ALTURA (m)	ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS	PONTE (kN)	TIPO DO GALPÃO	CONTRAVENTAMENTO.
3	20	6	6	100	2	SEM
4	20	6	6	100	2	COM
5	20	8	6	100	1	SEM
6	20	8	6	100	1	COM
7	20	8	6	100	2	SEM
8	20	8	6	100	2	COM
9	20	8	8	100	1	SEM
10	20	8	8	100	1	COM
11	20	8	10	100	1	SEM
12	20	8	10	100	1	COM
13	20	8	12	100	1	SEM
14	20	8	12	100	1	COM
15	20	8	6	160	1	SEM
16	20	8	6	160	1	COM
17	20	6	6	250	1	SEM
18	20	6	6	250	1	COM
19	20	6	6	500	1	SEM
20	20	6	6	500	1	COM
21	25	6	6	100	1	SEM
22	25	6	6	100	1	COM
23	30	6	6	100	1	SEM
24	30	6	6	100	1	COM
25	20	10	6	100	1	SEM
26	20	10	6	100	1	COM

Tipo 1 – Bases engastadas;

Tipo 2 – Bases rotuladas.

7.1 – Deslocamentos horizontais na direção longitudinal do galpão (Direção x)

Para todos os modelos analisados somente a presença do contraventamento vertical existente em todos eles já foi suficiente para manter os deslocamentos horizontais em níveis muito pequenos, próximos de zero, por esta razão, os valores não serão apresentados.

Nos galpões com contraventamento horizontal estes deslocamentos diminuiram ainda mais. Por este motivo seus valores não foram tabelados neste trabalho.

7.2 – Resultados para os galpões com e sem contraventamento com bases engastadas e rotuladas

As Tabelas 7.2 a 7.25 apresentam os resultados dos vinte e quatro modelos considerados para análise, neste capítulo, da eficiência dos contraventamentos horizontais.

Assim como no exemplo numérico mostrado no capítulo 6, obteve-se os resultados dos deslocamentos e momentos fletores nas bases da seção transversal do galpão, no pórtico onde foram aplicadas as ações da ponte rolante, ou seja:

Os galpões com espaçamento de 6m e 8m entre pórticos possuem dez pórticos num comprimento total igual a 54m e 72m, respectivamente. As ações da ponte rolante foram aplicadas no sexto pórtico.

Os modelos com espaçamento de 10m e 12m possuem seis pórticos num comprimento total igual a 50m e 60m, respectivamente. As ações da ponte rolante foram aplicadas no quarto pórtico.

A escolha dos pórticos centrais dos galpões, para aplicação das ações da ponte rolante foi devido ao fato de que esta condição apresentou maiores valores para os deslocamentos horizontais transversais e maiores valores para os momentos nas bases.

Os valores apresentados para deslocamentos e momentos fletores nas bases, se referem à ação da ponte rolante e do vento. Quanto aos valores referentes à carga permanente e à sobrecarga, estes se mostraram irrisórios e não foram transcritos para as tabelas, pois não apresentaram influência significativa quando comparados aos efeitos da ação da ponte e do vento.

Tabela 7.2 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

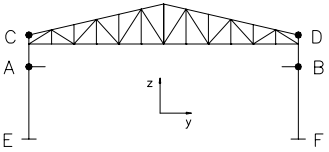
GALPÃO: VÃO = 20m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6m		PONTE ROLANTE = 100kN	
SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases rotuladas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	8,4	14,7	23,1
B	8,5	14,2	22,7
C	11,0	19,0	30,0
D	11,2	18,6	29,8
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	-	-	-
F	-	-	-
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 72.242kg f PESO/m ² : 66,89kgf/m ² PESO/m ³ : 7,65kgf/m ³			

Tabela 7.3 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

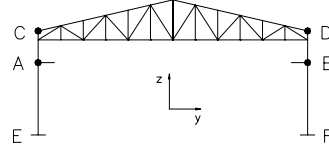
GALPÃO: VÃO = 20m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6m		PONTE ROLANTE = 100kN	
COM CONTRAVENTAMENTO (Bases rotuladas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	3,9	4,4	8,3
B	4,0	4,4	8,4
C	10,8	7,8	18,6
D	10,6	9,8	20,4
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	-	-	-
F	-	-	-
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 59.226 kgf PESO/m ² : 54,83kgf/m ² PESO/m ³ : 5,1kgf/m ³			

Tabela 7.4 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 8m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6m PONTE ROLANTE = 100kN SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	4,7	8,3	13,0
B	5,1	6,5	11,6
C	6,3	10,0	16,3
D	6,2	9,0	15,2
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	33,01	99,95	132,96
F	57,40	57,65	115,05
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 61.030kg f PESO/m ² : 56,51kgf/m ² PESO/m ³ : 5,26kgf/m ³			

Tabela 7.5 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 8m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6m PONTE ROLANTE = 100kN COM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	4,0	9,5	13,5
B	4,0	5,7	9,7
C	3,4	8,9	12,3
D	3,2	7,7	10,9
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	2,75	57,68	60,43
F	26,80	23,7	50,50
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 64.027kgf PESO/m ² : 59,28kgf/m ² PESO/m ³ : 5,52kgf/m ³			

Tabela 7.6 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 8,0 m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m PONTE ROLANTE = 100 kN SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases rotuladas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	12,5	28,5	41,0
B	12,7	27,7	40,4
C	15,4	34,5	49,9
D	15,6	34,1	49,7
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	-	-	-
F	-	-	-
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 82.360 kg f PESO/m ² : 75,25 kgf/m ² PESO/m ³ : 7,10 kgf/m ³			

Tabela 7.7 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 8,0 m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m PONTE ROLANTE = 100 kN COM CONTRAVENTAMENTO (Bases rotuladas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	2,7	9,8	12,5
B	3,3	6,2	9,5
C	2,5	8,5	11,0
D	2,4	7,6	10,0
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	-	-	-
F	-	-	-
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 70.788 kgf PESO/m ² : 65,54 kgf /m ² PESO/m ³ : 6,1 kgf/m ³			

Tabela 7.8 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 8,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 8,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	6,7	10,5	17,2
B	5,2	6,9	12,1
C	6,7	11,5	18,2
D	6,5	10,8	17,3
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	45,29	142,18	187,47
F	71,79	75,88	147,67
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 77.822 kgf PESO/m ² : 54,04 kgf/m ² PESO/m ³ : 4,92 kgf/m ³			

Tabela 7.9 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 8,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 8,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
COM CONTRAVENTAMENTO (Bases rotuladas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	5,3	10,4	15,7
B	3,9	6,9	10,8
C	4,6	11,4	16,0
D	4,4	10,1	14,5
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	31,31	141,37	172,68
F	58,29	75,00	133,29
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 81.759 kgf PESO/m ² : 56,77 kgf/m ² PESO/m ³ : 5,17 kgf/m ³			

Tabela 7.10 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 10,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	5,6	6,3	11,9
B	3,5	2,9	6,4
C	6,1	7,1	13,2
D	5,9	6,4	12,3
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	89,67	89,23	178,90
F	154,24	64,38	218,62
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 64.484 kgf PESO/m ² : 62,48 kgf/m ² PESO/m ³ : 7,36 kgf/m ³			

Tabela 7.11 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 10,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
COM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	3,7	5,3	9,0
B	1,8	1,9	3,7
C	2,5	5,4	7,9
D	2,3	5,1	7,4
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	53,05	135,15	118,20
F	54,56	44,85	99,71
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 78.895 kgf PESO/m ² : 78,89 kgf/m ² PESO/m ³ : 9,29 kgf/m ³			

Tabela 7.12 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 12,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	6,5	6,8	13,3
B	4,8	3,3	8,1
C	7,7	7,6	15,3
D	7,5	7,4	14,9
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	109,32	169,29	278,61
F	117,33	74,56	191,89
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 72.146 kgf PESO/m ² : 60,12 kgf/m ² PESO/m ³ : 6,69 kgf/m ³			

Tabela 7.13 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 12,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
COM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	4,2	7,9	12,7
B	2,4	2,9	5,3
C	3,7	7,2	10,9
D	3,4	6,3	9,7
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	19,98	16,93	36,91
F	7,07	6,55	13,62
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 82.994 kgf PESO/m ² : 69,16 kgf/m ² PESO/m ³ : 7,69 kgf/m ³			

Tabela 7.14 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 8,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m		PONTE ROLANTE = 160 kN	
SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	7,3	9,7	17,0
B	7,7	6,4	14,1
C	9,7	9,6	19,3
D	9,6	9,5	19,1
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	59,91	100,14	160,05
F	82,96	57,69	140,65

PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 62.277 kgf
 PESO/m²: 43,24 kgf/m²
 PESO/m³: 5,25 kgf/m³

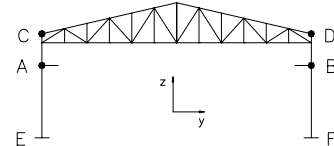


Tabela 7.15 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 8,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m		PONTE ROLANTE = 160 kN	
COM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	5,2	9,5	14,7
B	6,2	5,7	11,9
C	4,9	8,3	13,2
D	4,8	8,2	13,0
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	13,51	57,67	71,18
F	36,23	23,67	59,90

PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 65.269 kgf
 PESO/m²: 45,32 kgf/m²
 PESO/m³: 5,50 kgf/m³

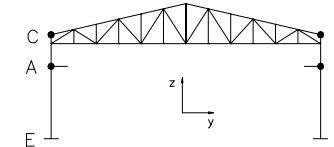


Tabela 7.16 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m		PONTE ROLANTE = 250 kN	
SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	9,4	5,2	14,6
B	7,8	2,4	10,2
C	9,5	5,1	14,6
D	9,4	4,9	14,3
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	96,50	78,84	175,34
F	114,57	30,97	145,54
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 57.467 kgf PESO/m ² : 53,21kgf/m ² PESO/m ³ : 4,79 kgf/m ³			

Tabela 7.17 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m		PONTE ROLANTE = 250 kN	
COM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	6,4	4,7	11,1
B	5,8	2,4	8,2
C	6,0	4,7	10,7
D	5,9	4,6	10,5
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	71,83	73,32	145,15
F	91,35	30,58	121,93
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 66.125 kgf PESO/m ² : 61,22 kgf/m ² PESO/m ³ : 5,51 kgf/m ³			

Tabela 7.18 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m PONTE ROLANTE = 500 kN SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	11,4	3,6	15,0
B	9,7	1,6	11,3
C	11,8	3,4	15,2
D	11,7	3,2	14,9
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	179,82	79,70	259,52
F	207,59	30,29	237,88

PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 63.983 kgf
 PESO/m²: 59,24 kgf/m²
 PESO/m³: 5,95 kgf/m³

Tabela 7.19 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m PONTE ROLANTE = 500 kN COM CONTRAVENTAMENTO (Bases rotuladas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	9,2	3,4	12,6
B	7,5	1,6	9,1
C	7,8	3,3	11,1
D	7,7	3,3	11,0
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	140,25	76,43	216,68
F	168,76	31,24	200,00

PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 72.223 kgf
 PESO/m²: 66,87 kgf/m²
 PESO/m³: 6,72 kgf/m³

Tabela 7.20 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

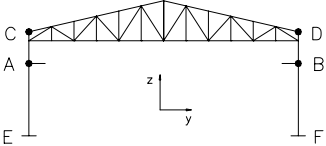
GALPÃO: VÃO = 25 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	5,6	7,3	12,9
B	5,6	4,8	10,4
C	6,6	7,2	13,8
D	6,4	7,2	13,6
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	10,32	58,84	69,16
F	56,48	32,87	89,35
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 61.021 kgf PESO/m ² : 45,20 kgf/m ² PESO/m ³ : 4,90 kgf/m ³			

Tabela 7.21 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

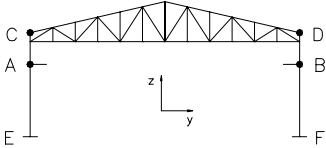
GALPÃO: VÃO = 25 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
COM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	3,5	6,6	10,1
B	3,6	4,0	7,6
C	4,1	6,4	10,5
D	3,9	6,3	10,2
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	4,39	42,41	47,40
F	53,13	26,82	79,95
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 67.173 kgf PESO/m ² : 49,75 kgf/m ² PESO/m ³ : 5,38 kgf/m ³			

Tabela 7.22 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

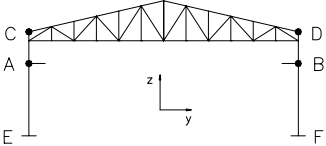
GALPÃO: VÃO = 30 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m PONTE ROLANTE = 100 kN SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	6,8	10,6	17,4
B	5,3	5,2	10,5
C	7,9	10,9	18,8
D	7,7	10,7	18,4
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	20,13	92,62	112,75
F	53,80	33,40	87,20
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 55.419 kgf PESO/m ² : 34,20 kgf/m ² PESO/m ³ : 3,56 kgf/m ³			

Tabela 7.23 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

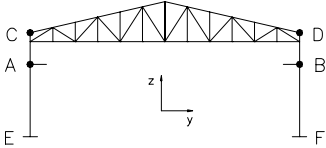
GALPÃO: VÃO = 30 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 6,0 m ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m PONTE ROLANTE = 100 kN COM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	4,6	9,6	14,2
B	3,3	4,2	7,5
C	4,2	9,6	13,8
D	4,0	9,4	13,4
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	0,70	8,74	9,44
F	4,21	2,60	6,81
PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 68.566 kgf PESO/m ² : 42,32 kgf/m ² PESO/m ³ : 4,40 kgf/m ³			

Tabela 7.24 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 10,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
SEM CONTRAVENTAMENTO (Bases engastadas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	7,8	15,4	23,2
B	7,4	11,5	18,9
C	8,4	16,1	24,5
D	8,3	15,5	23,8
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	41,33	161,62	202,95
F	64,10	87,49	151,59

PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 69.237 kgf
 PESO/m²: 69,23kgf/m²
 PESO/m³: 7,70 kgf/m³

Tabela 7.25 – Resultado dos deslocamentos horizontais e momentos fletores

GALPÃO: VÃO = 20 m, ALTURA (TOPO DO TRILHO) = 10,0 m			
ESPAÇAMENTO ENTRE PÓRTICOS = 6,0 m		PONTE ROLANTE = 100 kN	
COM CONTRAVENTAMENTO (Bases rotuladas)			
DESLOCAMENTO HORIZONTAL (DIREÇÃO Y)			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (mm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (mm)	DESLOCAMENTO TOTAL (mm)
A	4,20	11,20	15,40
B	3,90	7,10	11,00
C	3,70	10,50	14,20
D	3,60	10,20	13,80
MOMENTO FLETOR NA BASE			
NÓ	DEVIDO À AÇÃO DA PONTE ROLANTE (kNm)	DEVIDO À AÇÃO DO VENTO (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
E	17,17	127,41	144,58
F	40,54	56,59	97,13

PESO TOTAL DA ESTRUTURA: 83.248 kgf
 PESO/m²: 83,24 kgf/m²
 PESO/m³: 9,26 kgf/m³

As Tabelas 7.26 e 7.27 apresentam os modelos de galpões com o peso da estrutura e os deslocamentos para os modelos, respectivamente, sem contraventamento e com contraventamento horizontal, de forma a permitir uma visualização global da influência do contraventamento horizontal, e a relação com o peso da estrutura.

Cabe ainda salientar que as situações I e II representam o mesmo modelo estrutural, para galpões sem e com contraventamento horizontal, respectivamente.

Tabela 7.26 – Valores dos deslocamentos no topo do trilho da ponte rolante

Modelo N°	Situação I		Situação II		Deslocamento limite – NBR-8800 (mm)
	Deslocamento (mm)	Peso (kgf)	Deslocamento (mm)	Peso (kgf)	
1	15,0	48202			15,0
2			11,7	56537	15,0
3*	23,1	72242			15,0
4*			8,3	59226	15,0
5	13,0	61030			20,0
6			13,5	64027	20,0
7*	41,0	82360			20,0
8*			12,5	70788	20,0
9	17,2	77822			20,0
10			15,7	81759	20,0
11	11,9	64484			15,0
12			9,0	78895	15,0
13	13,3	72146			15,0
14			12,7	82994	15,0
15	17,0	62277			20,0
16			14,7	65269	20,0
17	14,6	54467			15,0
18			11,1	66125	15,0
19	15,0	63983			15,0
20			12,6	72223	15,0
21	12,9	61021			15,0
22			10,1	67173	15,0
23	17,4	55419			15,0
24			14,2	68566	15,0
25	23,2	69237			25,0
26			15,4	83248	25,0

Notas:

Situação I – Galpão sem contraventamento;

Situação II – Galpão com contraventamento;

* Galpão com bases rotuladas (Tipo 2).

Tabela 7.27 – Valores dos deslocamentos no topo da cobertura

Modelo N°	Situação I		Situação II		Deslocamento limite – NBR-8800 (mm)
	Deslocamento (mm)	Peso (kgf)	Deslocamento (mm)	Peso (kgf)	
1	17,0	48202			21,0
2			11,2	56537	21,0
3*	30,0	72242			21,0
4*			18,6	59226	21,0
5	16,3	61030			26,0
6			12,3	64027	26,0
7*	49,9	82360			26,0
8*			11,0	70788	26,0
9	18,2	77822			26,0
10			16,0	81759	26,0
11	13,2	64484			21,0
12			7,9	78895	21,0
13	15,3	72146			21,0
14			10,9	82994	21,0
15	19,3	62277			26,0
16			13,2	65269	26,0
17	14,6	54467			21,0
18			10,7	66125	21,0
19	15,2	63983			21,0
20			11,1	72223	21,0
21	13,8	61021			21,0
22			10,5	67173	21,0
23	18,8	55419			21,0
24			13,8	68566	21,0
25	24,5	69237			31,0
26			14,2	83248	31,0

Notas:

Situação I – Galpão sem contraventamento;

Situação II – Galpão com contraventamento;

* Galpão com bases rotuladas (Tipo 2).

7.3 – Análise dos deslocamentos, dos momentos fletores e do peso da estrutura

7.3.1 – Galpões com bases engastadas – Galpão tipo 1

Evidentemente que outros recursos para se diminuir os deslocamentos podem ser adotados, como, por exemplo, aumentar a inércia da coluna do pórtico transversal, porém, em contrapartida teríamos o aumento dos momentos fletores nas bases e do peso da estrutura traduzindo-se numa solução de maior custo.

Considerando então estes fatos é que entra a vantagem do uso do contraventamento horizontal que contribui para diminuir os deslocamentos, reduz os momentos nas bases com um incremento no peso da estrutura que não compromete o custo da edificação como um todo, já que o seu emprego reverte em outros benefícios como o alívio de custo das fundações.

As Tabelas 7.4, 7.5, 7.8, 7.9, 7.10, 7.11, 7.12, 7.13, 7.20, 7.21, 7.22, 7.23, 7.24 e 7.25, todas referentes ao galpão com bases engastadas (Tipo 1), com vinte metros de vão e com ponte rolante de 100kN, variando-se a altura do topo do trilho e o espaçamento entre pórticos mostram o efeito da presença do contraventamento horizontal colocado ao nível do banzo inferior das tesouras, observando-se que:

- A redução dos deslocamentos horizontais transversais (direção y) entre os modelos sem e com contraventamento.
- A redução dos momentos fletores nas bases provocados pelas ações de ponte rolante e vento concomitantemente.
- O acréscimo de peso entre os dois modelos sem e com contraventamento.

7.3.2 Galpões com bases rotuladas – Galpão tipo 2

Observa-se para esta condição que sem a contribuição do engastamento na base, o conjunto estrutural que constitui o galpão passa a depender mais dos elementos estruturais contidos no plano vertical que contém o pórtico transversal do que dos elementos horizontais. Isto ocorre tanto sob a ação das cargas da ponte rolante quanto da ação do vento, sendo que esta última é preponderante.

Os resultados para os modelos com bases rotuladas para a altura de 6,0m encontram-se apresentadas nas Tabelas 7.2 e 7.3, respectivamente, sem e com contraventamento horizontal. E para os modelos com altura de 8m os resultados estão apresentados nas Tabelas 7.6 e 7.7 respectivamente, sem e com contraventamento, todos para ponte rolante de 100kN.

Observa-se que para manter os deslocamentos em níveis que ainda não atendem aos limites da norma, foi necessário aumentar a inércia do perfil das colunas o que para o galpão com 6,0m de altura, resultou em 72.242kgf de peso da estrutura (Tabela 7.2) que comparado com o mesmo galpão com bases engastadas foi um acréscimo em valor absoluto de 24.040kgf, portanto, uma diferença de 24.040kgf, o que demonstra que o galpão com base rotulada sem contraventamento horizontal não é uma boa solução, apesar dos momentos nulos nas fundações que alivia o custo, pois, a diferença de peso é muito grande.

Após a análise dos resultados pertencentes ao galpão com bases rotuladas, com e sem contraventamento, verifica-se que a presença do contraventamento horizontal possibilita o surgimento de deslocamentos a níveis inferiores aos preconizados pela norma NBR 8800: 1986. Percebe-se também uma redução de peso da ordem de 13.016Kgf conforme ilustra os valores apresentados nas Tabelas 7.2 e 7.3.

7.4 Considerações finais

Verifica-se que o galpão de bases rotuladas com 8m de altura (modelo 7), sem o contraventamento horizontal, apresenta deformações acima do valor limite permitido (ver Tabela 7.6), mesmo usando um perfil com grande inércia para as colunas, que sob o ponto de vista prático não seria conveniente a construção do galpão nestas condições.

O modelo 7, anteriormente discutido, apresentou um peso estrutural igual a 82.360kgf, um valor bastante superior ao modelo 5 que representa um galpão de dimensões semelhantes, porém com as bases engastadas de peso igual a 61.035kgf (ver Tabela 7.4).

O modelo 8 que na realidade representa um galpão com as mesmas dimensões do modelo 7 (de bases rotuladas) com a utilização do contraventamento horizontal, apresenta deslocamentos abaixo dos valores limites permitidos pela normalização e também uma redução do peso total para 70.788kgf (ver Tabela 7.7).

Analisando os resultados obtidos para os deslocamentos horizontais em modelos pertencentes a galpões com as bases engastadas e rotuladas, pode-se verificar que a presença dos contraventamentos é indispensável para ambos os tipos de sistemas estruturais, porém, torna-se mais significativa para os galpões com as bases rotuladas.

A partir da análise dos resultados dos modelos 3, 4, 7 e 8, com as bases rotuladas sem contraventamento e com contraventamento, pode-se observar que ocorre uma diminuição dos deslocamentos e também uma redução do peso total da estrutura, quando se utiliza o c ntraventamento (ver Tabelas 7.2, 7.3, 7.6 e 7.7).

Além do peso de cada modelo de galpão em seu valor absoluto, mostrou-se também, conforme Tabelas 7.2 a 7.25, o valor da taxa de peso por m² de área construída e por m³ referido ao volume do galpão, isto porque, quando aumentamos a altura de 6m

para 8m e 10m, algumas peças como, por exemplo, as colunas do pórtico transversal e até mesmo o próprio contraventamento horizontal tem seus pesos aumentados para atender a nova estrutura do galpão e, então, a relação peso/m² pode não ser tão representativa, uma vez que a área em planta permanece constante, porém, o volume de construção aumenta.

Pode-se perceber uma melhora significativa da relação custo/benefício da estrutura, pois apesar do aumento de peso surge um maior volume e, conseqüentemente, maior espaço disponível para a utilização da edificação.

A Tabela 7.26 mostra que os modelos 3, 7, e 23 (galpões sem contraventamentos) apresentam valores para os deslocamentos horizontais superiores aos valores limites máximos permitidos pela normalização e que para estes mesmos galpões com contraventamentos (modelos 4, 8 e 24) os deslocamentos diminuíram para valores bem inferiores aos valores limites. Esta redução dos deslocamentos para valores abaixo dos limites recomendados pela norma NBR 8800: 1986 indica que a presença dos contraventamentos horizontais é de extrema importância para garantir a estabilidade global dos galpões industriais.

Verifica-se também, a partir da Tabela 7.27 que os deslocamentos no topo da cobertura dos modelos 3 e 7 encontram-se acima dos valores limites recomendados pela normalização e que, portanto, estes galpões não podem ser projetados sem a utilização dos contraventamentos horizontais. Os valores dos deslocamentos abaixo dos valores limites para os modelos 4 e 8 justificam a afirmação anterior.

CAPÍTULO 08

8 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

8.1 – Conclusões

Os resultados mostram que a presença do contraventamento horizontal é influente no comportamento do conjunto estrutural do galpão e se torna mais significativo a partir do aumento da altura das colunas, do espaçamento entre pilares, vão do galpão e da capacidade da ponte rolante.

O aumento de peso produzido pela presença do contraventamento horizontal nos galpões dotados de ponte rolante com 100kN de capacidade foi relativamente da mesma ordem de grandeza, à medida que se variou a altura da coluna, o espaçamento entre os pórticos e o vão do galpão.

Verificou-se que o aumento de peso do contraventamento horizontal devido à utilização de uma ponte rolante com maior capacidade depende da variação de altura das colunas, espaçamento entre os pórticos e aumento do vão o galpão.

Há que se registrar que o aumento de peso da estrutura por conta da introdução do contraventamento horizontal acarreta maior custo, trazendo por outro lado uma redução no custo das fundações que numericamente se sobrepõe ao ônus imposto pelo material do contraventamento, já que a diminuição do momento fletor nas bases do galpão passa a exigir uma fundação menos onerosa.

Observamos que, como a ação da ponte rolante é localizada, isto é, ela surge no ponto em que a ponte está atuando ao longo do galpão, a resposta dada pelo contraventamento horizontal no combate a essas ações foi mais significativa do que com relação às ações do vento, que diferentemente da ponte que é localizada, o vento atua em toda(s) a(s) face(s) do galpão simultaneamente, fazendo com que a estrutura tenha um comportamento diferente.

De qualquer forma, tanto para a ponte como para o vento atuando isoladamente ou concomitantemente, o contraventamento horizontal reage minimizando os deslocamentos colocando-os em valores aceitáveis tanto pelas recomendações normativas quanto pelos aspectos de utilização prática, já que o funcionamento da ponte rolante não pode ser comprometido por um deslocamento além do permitido.

Conclui-se que a utilização do contraventamento horizontal no plano do banzo inferior das treliças de cobertura dos galpões industriais de aço dotados de pontes rolantes contribui de forma participativa na estabilidade global da edificação para os galpões com bases engastadas e rotuladas.

8.2 – Sugestões

Apresentam-se como sugestões para futuros trabalhos de pesquisa na área de construções metálicas, enfatizando principalmente a estabilidade dos edifícios industriais, os seguintes assuntos:

- Eficiência dos contraventamentos horizontais em galpões leves, sem ponte rolante;
- Padronização de galpões, levando em consideração aspectos de peso e custo, inclusive das fundações;
- Análise de galpões com pontes rolantes em dois níveis;
- Análise de galpões geminados com pontes rolantes;
- Uso de perfis tubulares como peça para o contraventamento horizontal, em substituição aos perfis de seção aberta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Allowable stress design (ASD). Chicago, 1989.

AMERICAN OF IRON STEEL ENGINEERS. AISE. N° 13: Guide for the design and construction of mill buildings. Pittsburgh, 1979.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800: 1986: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro, 1986.

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

BELLEI, I. H. Edifícios industriais em aço, projeto e cálculo. Editora Pini, 1ª Edição, São Paulo, 1994.

Deutsche Industrie Normen - DIN – 120

SÀLES, J. J.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M. Edifícios industriais em aço com ponte rolante – Exemplo de cálculo. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1994.

SANTOS, A. F. Estruturas Metálicas - Projeto e detalhes para fabricação. Mc Graw Hill, 3ª Edição, São Paulo, 1977.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

ALVARES, R. A. La estructura metálica Hoy-vol.1,2,3,4. Madrid, Bellisco, 2ª Edição, 1975.

BALLIO, G., MAZZOLANI, F.M. Theory and design of steel structures. London, Chapman and Hall, 1983.

EUROCÓDIGO 3: projetos de estruturas de aço. Parte 1.1: Reglas generales y reglas para edificación. Bruxelles, CEN (ENV 1993-1-1).

FISCHER, JAMES M.: Industrial buildings: Roofs to column anchorage. *In: Steel design Guide Series-7.* Milwaukee, Computerized Structural Design, American Institute of Steel Construction.

FISCHER, JAMES M., West Michael A.: Low rise structural steel buildings. *In: Steel design Guide Series-10.* Milwaukee, Computerized Structural Design, American Institute of Steel Construction.

GALAMBOS, T.V. Guide for stability design criteria for metal structures. N.York, John Wiley e sons, 4ª Edição, 1988.

GALPÕES PARA USOS GERAIS. *In: Bibliografia para o desenvolvimento da construção metálica - vol.1.* Cobrap, USIMINAS, 1987.

PINHEIRO, A. C. F. B. Estruturas Metálicas - cálculos, detalhes, exercícios e projetos. Editora Edgar Blucher Ltda. 1ª Edição, São Paulo, 2001.

QUEIROZ, G. Elementos das estruturas de aço. Imprensa Universitária da Universidade Federal de Minas Gerais. 4ª Edição, Belo Horizonte, 1993.

SALMON, C.G., Johnson, J. E. Steel Structure Design and Behaviour. N.York, Harper Collins. 4ª Edição. 1996.