

**PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO PARANÁ  
ESCOLA POLITÉCNICA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA - PPGEM**

**ACIR BRITO FILHO**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO  
INDUSTRIAL SUBMETIDO À AÇÃO CONJUNTA DE PONTES ROLANTES E  
VENTO**

**CURITIBA  
2015**

**ACIR BRITO FILHO**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO  
INDUSTRIAL SUBMETIDO À AÇÃO CONJUNTA DE PONTES ROLANTES E  
VENTO**

Dissertação apresentada como requisito inicial à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Mecânica, no Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica da Escola Politécnica, Pontifícia Universidade Católica do Paraná.

Orientador: Prof. João Elias Abdalla Filho, Ph. D

**CURITIBA**

**2015**

Dados da Catalogação na Publicação  
Pontifícia Universidade Católica do Paraná  
Sistema Integrado de Bibliotecas – SIBI/PUCPR  
Biblioteca Central

Brito Filho, Acir  
B862a Avaliação do comportamento estrutural de um edifício industrial submetido  
2015 à ação conjunta de pontes rolantes e vento / Acir Brito Filho ; orientador, João  
Elias Abdalla Filho. – 2015.  
177 f. : il. ; 30 cm

Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Paraná,  
Curitiba, 2015  
Bibliografia: f. 174-177

1. Engenharia mecânica. 2. Edifícios industriais. 3. Pontes. 4. Método dos  
elementos finitos. 5. Ventos. 6. Pórticos estruturais. I. Abdalla Filho, João Elias.  
II. Pontifícia Universidade Católica do Paraná. Programa de Pós-Graduação  
em Engenharia Mecânica. III. Título.


CDD 20. ed. – 620.1

## TERMO DE APROVAÇÃO

**Acir Brito Filho**


### **Avaliação do Comportamento Estrutural de um Edifício Industrial Submetido à Ação Conjunta de Pontes Rolantes e Vento**

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Curso de Mestrado em Engenharia Mecânica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, do Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia da Pontifícia Universidade Católica do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

  
Prof. Dr. Fernando Luiz Martinechen Beghetto  
Departamento Acadêmico de Construção Civil, (UTFPR)

  
Prof. Dr. Luiz Russo Neto  
Curso de Engenharia Civil, (PUCPR)

  
Prof. Dr. Roberto Dalledone Machado  
Curso de Engenharia Mecânica, (PUCPR)

  
Prof. Dr. João Elias Abdalla Filho  
Curso de Engenharia Mecânica, (Orientador), PUCPR

Curitiba, 13 de abril de 2022



Dedico este trabalho a todas aquelas e todos aqueles que de alguma forma contribuíram, direta ou indiretamente, para que ele pudesse ser realizado.

A extensão das capacidades físicas do homem, através da ciência, não é, como nos animais, um processo evolucionário contínuo, quase automático; aparece como correlação necessária de modificações sociais e é acompanhada pelas mesmas lutas e conflitos internos das classes que vão sucessivamente emergindo. Sem perder de vista a inseparabilidade da ciência e da sociedade. Ela indica ou mostra às pessoas como fazer aquilo que desejam.

(Artur Ferreira dos Santos, 1977)

Nunca, jamais desanimeis, embora venham ventos contrários.

(Santa Paulina, 1942)

## RESUMO

**Introdução:** a experiência profissional demonstra que o projeto de estruturas em aço de edifícios industriais com pontes rolantes é elaborado, usualmente, com a aplicação de cargas estáticas de vento, combinadas com as ações das pontes rolantes e demais carregamentos; o dimensionamento de barras normalmente atende ao critério das tensões admissíveis. São utilizadas as orientações das Normas americanas. Não foi localizado, até o presente momento, um estudo comparativo entre a aplicação do vento estático e o vento dinâmico – constituído pela resposta média e pela amplitude máxima da resposta flutuante –; igualmente comparando as várias recomendações, nacional – segundo a NBR 8800 (2008) da ABNT – e estrangeiras, para os efeitos combinados das pontes rolantes e dos demais carregamentos; nem a diferença entre as análises segundo o critério das tensões admissíveis quando comparadas com as que utilizam o critério dos estados limites. O presente trabalho se propõe a realizar este estudo comparativo.

**Objetivos:** determinar o efeito das ações das pontes rolantes, quando combinadas com o vento estático e com o vento dinâmico, além dos demais carregamentos, segundo as cinco orientações descritas em quatro Normas distintas e comparar os resultados; realizar e comparar estas análises quando feitas pelo Critério das Tensões Admissíveis e com o Critério dos Estados Limites. **Método:** Definir as cargas de vento e das pontes rolantes segundo os critérios descritos acima; definir esquemas de combinações atendendo as recomendações adotadas; realizar três simulações computacionais da estrutura de um edifício industrial quando submetida às ações de múltiplas pontes rolantes no caminho de rolamento, combinadas com as cargas de vento (estáticas e dinâmicas) e demais carregamentos. Para as análises computacionais, está sendo utilizado o programa SAP 2000<sup>®</sup>, baseado no Método dos Elementos Finitos. **Resultados:** Os resultados apresentados mostraram dois aspectos: i – não houve predominância dos esquemas de combinação de nenhuma das recomendações das Normas adotadas, pois todas figuraram como governantes em algum momento nos resultados obtidos; ii – a análise com vento dinâmico foi a que resultou maiores esforços nas barras, com diferenças que chegaram a 122,3% da relação entre tensão atuante e tensão resistente, entre a 3ª e a 1ª análises.

**Conclusão:** Das três análises realizadas pode-se dizer: i – dentre os esquemas de combinações propostos pelas Normas adotadas, não há nenhuma que possa ser considerada “dispensável”; ii – os efeitos da carga de vento dinâmico pelo Método Simplificado da NBR 6123 (1988), quando combinada com as ações das pontes rolantes e demais carregamentos, mostrou-se consideravelmente mais nociva à estrutura, principalmente quando consideradas cargas de vento acima dos 12 m de altura.

**Palavras-chave:** Edifício Industrial em Aço; Estrutura de Pórtico; Ações de Pontes Rolantes; Resposta Dinâmica de Vento; Método dos Elementos Finitos.

## ABSTRACT

There is a typical procedure used by designers of steel structures for industrial buildings with overhead cranes, which basically consists in applying wind static loads, combined with loads of overhead cranes and other loads and designing members by Allowable Stress Design criteria. Some American Standards are used, as AISE Technical Report N° 13 and ASCE/SEI N° 7. It was not located, so far, a comparative study of the application of static and dynamic wind loads; also comparing the various recommendations, national - according to NBR 8800 (2008) of ABNT - and foreign, to the combined effects of cranes and other loads; or the difference between designing members using Allowable Stress Design (ASD) and Load and Resistance Factor Design (LRFD). This study aims to carry out this comparative study.

**Objectives:** Determine the effects of the overhead crane on a steel structure of mill building, when combined with the static and dynamic wind loads, in addition to other loads, according to the five guidelines described in four different standards and compare the results; make and compare these analyzes and design of members, using ASD and LRFD. **Method:** Setting the wind, overhead cranes and other loads; defining combinations; perform three computer simulations of the structure of an mill building when subjected to the actions of multiple cranes on the runway, combined with wind (static and dynamic) and other loads. This analyses was performed using SAP 2000® steel structures software, based on the Finite Element Method. **Results:** The results showed two aspects: i - there was no predominance of any combination, described on the recommendations of the adopted standards; all of them have figured as rulers sometime in the results obtained; ii - analysis with dynamic wind was the greatest efforts that resulted in bars, with differences that reached 122.3% of the relationship between active tension and resistant strain, between the 3rd and 1st analysis. **Conclusion:** About the three analyzes can say: i – there is no “expendable” standards among which are used; ii - the effects of dynamic wind load above 12 meters tall were considerably more harmful to the structure, as the national standard NBR 6123 (1988) recommends.

**Keywords:** Design of Steel Mill Buildings; Steel Porch; Overhead Traveling Cranes Loads; Dynamic Wind Load; Finite Element Method.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponte rolante dupla viga em um edifício industrial construído com estrutura de aço. ....	26
Figura 2 – Seção transversal do edifício industrial em estudo. ....	34
Figura 3 – Seção transversal do edifício industrial em estudo, com destaque para o posicionamento da ponte rolante no caminho de rolamento. ....	35
Figura 4 – Vista do contraventamento vertical interno e da viga de rolamento. ....	36
Figura 5 – Elevação lateral da Fila A.....	37
Figura 6 – Planta do topo da viga de rolamento, El +44,000 m.....	38
Figura 7 – Rampa coberta N° 4, <i>Chatham Historic Dockyard</i> , Kent, Inglaterra. ....	45
Figura 8 – Ponte <i>Alcántara</i> , Espanha.....	46
Figura 9 – <i>Iron Bridge</i> sobre o Rio <i>Severn</i> , Shropshire, Inglaterra, concluída em 1779. ....	46
Figura 10 – Ponte de Paraíba do Sul, localizada no centro urbano do município de Paraíba do Sul, RJ. ....	47
Figura 11 – Ponte sobre o Rio Paraíba do Sul. Detalhe do meio do vão dos arcos atirantados.....	48
Figura 12 – Oficina da firma de engenharia <i>Moisant-Laurent-Savey</i> , Paris, c. 1880.49	
Figura 13 – <i>Galérie des Machines</i> , Exposição Universal, Paris, 1887-89. Engeheiro: Victor Contamin; arquiteto: Ferdinand Dutert. ....	51
Figura 14 – <i>Galérie des Machines</i> . Interior: é possível observar a base, configurada como uma rótula perfeita. Ao centro, as duas partes do arco uniam-se também em rótula perfeita. ....	52
Figura 15 – Edifício da <i>Equitable Life Assurance Society</i> , 1868-70. Arquiteto e engenheiro: George B. Post.....	53
Figura 16 – <i>Home Insurance Building</i> , Chicago, 1883-85. Engenheiro e arquiteto: William LeBaron Jenney.....	54
Figura 17 – Edifício industrial da década de 1970 em fase de montagem. ....	55
Figura 18 – Edifício industrial destinado a uma aciaria. ....	56
Figura 19 – Usina de cobre e latão em Katowice, Polônia. ....	57
Figura 20 – O interior de uma fábrica de estruturas de aço. ....	57
Figura 21 – Isopletas da velocidade básica do vento $V_0$ . ....	61

Figura 22 – Alteração do perfil vertical do vento em morros e taludes.....	63
Figura 23 – Perfil vertical do vento para morros.....	64
Figura 24 – Perfil vertical do vento para taludes. ....	64
Figura 25 – Habitações em um vilarejo nos Pirineus, na Espanha, na cordilheira que faz divisa natural com a França. Um exemplo de perfil topográfico constituído por morro.....	66
Figura 26 – Um exemplo de região considerada como “mar calmo”, que se enquadra na Categoria I de rugosidade do terreno, conforme Item 5.3.1 da NBR 6123 (1988, p. 8).....	67
Figura 27 – Caso de rugosidade de terreno que se enquadra na Categoria V, descrita no item 5.3.1 da NBR 6123 (1988, p. 8). ....	67
Figura 28 – Tabela de Parâmetros Meteorológicos.....	70
Figura 29 – Parâmetros $b$ , $F_{r,II}$ e $p$ .....	72
Figura 30 – Perfis da velocidade média do vento (km/h), segundo Davenport. ....	73
Figura 31 – Planta da cobertura do edifício industrial em estudo, sob a atuação do vento longitudinal. ....	74
Figura 32 – Planta da cobertura do edifício industrial em estudo, sob a atuação do vento transversal. ....	74
Figura 33 – Planta da cobertura do edifício industrial em estudo, sob a atuação do vento transversal, na possibilidade de haver uma junta de dilatação na metade do seu comprimento.....	75
Figura 34 – Tabela dos valores de $S_3$ mínimos para determinados Grupos de edificações ou parte das edificações.....	76
Figura 35 – Tabela dos valores de $S_3$ para determinados tempos $m$ de exposição e probabilidades $P_m$ .....	77
Figura 36 – Curvas isobáricas obtidas com vento oblíquo. Ensaios de <i>Iowa</i> .....	79
Figura 37 – Influência da forma do fluxo nas pressões.....	80
Figura 38 – Perfis de pressão nas paredes e coberturas. Ensaios de <i>Iowa</i> .....	81
Figura 39 – Edifício estruturado em aço durante a montagem das telhas.....	83
Figura 40 – Determinação das dimensões $l_1$ e $l_2$ , de acordo com a direção do vento considerada.....	86

Figura 41 – Planta da cobertura do edifício industrial em estudo, sob a atuação do vento longitudinal, na possibilidade de haver junta de dilatação.....	87
Figura 42 – Esquema para modelo dinâmico discreto. ....	90
Figura 43 – Tabela com os valores da forma modal $\gamma$ , da razão de amortecimento crítico $\zeta$ e o período fundamental $T_1$ , para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento segundo o Método Simplificado.....	92
Figura 44 – Tabela com os valores para o expoente $p$ e parâmetro $b$ de acordo com a rugosidade do terreno. ....	93
Figura 45 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação $l_1$ e $h$ igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional $V_p/(f_j.L)$ , para terrenos de categoria I. ....	94
Figura 46 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação $l_1$ e $h$ igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional $V_p/(f_j.L)$ , para terrenos de categoria II. ....	94
Figura 47 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação $l_1$ e $h$ igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional $V_p/(f_j.L)$ , para terrenos de categoria III. ....	95
Figura 48 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação $l_1$ e $h$ igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional $V_p/(f_j.L)$ , para terrenos de categoria IV. ....	95
Figura 49 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação $l_1$ e $h$ igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional $V_p/(f_j.L)$ , para terrenos de categoria V. ....	96
Figura 50 – Tabela com dimensões básicas a serem consideradas para pontes rolantes com capacidades de 150, 200 e 250 toneladas. ....	98
Figura 51 – Tabela com dimensões básicas a serem consideradas para pontes rolantes com capacidades de 150, 200 e 250 toneladas. ....	99
Figura 52 – Trem tipo para pontes rolantes com oito rodas por cabeceira, vista da cabeceira da ponte.....	100
Figura 53 – Imagem de uma ponte rolante industrial com capacidade máxima de 200 tf, por meio de dois guinchos elétricos no trole, com capacidade de 100 tf cada um. ....	101
Figura 54 – Como é constituída uma ponte rolante (principais componentes).....	102

Figura 55 - Traçado da Linha de Influência para a determinação da Reação de Apoio em B, para uma única Ponte Rolante ( $C_{vs}$ , $C_{is}$ ).	103
Figura 56 - Traçado da Linha de Influência para a determinação da Reação de Apoio em B, para múltiplas Pontes Rolantes ( $C_{vm}$ , $C_{im}$ ), composição com quatro pontes rolantes.	104
Figura 57 – Planta das bases, El +0,000.	107
Figura 58 – Planta da viga de rolamento, El + 44,000 m.	108
Figura 59 – Planta da cobertura.	109
Figura 60 – Seção típica: elevação do pórtico típico.	110
Figura 61 – Vista do contraventamento vertical interno e das vigas de rolamento.	111
Figura 62 – Elevação lateral da Fila A.	111
Figura 63 – Composição rodoviária carregada com estruturas metálicas.	113
Figura 64 – Dimensões de carroceria para “carga seca”.	114
Figura 65 – Pesos do caminhão trator modelo Axor 3344 S da Mercedes Benz do Brasil.	115
Figura 66 – Modelagem computacional do pórtico.	116
Figura 67 – Coeficientes de flambagem.	117
Figura 68 – Detalhe das vigas de cobertura.	119
Figura 69 – Detalhe da segmentação da baioneta no modelo computacional.	119
Figura 70 – Detalhe da segmentação da coluna inferior.	120
Figura 71 – Quadro das cargas de impacto das pontes rolantes, segundo as normas adotadas.	127
Figura 72 – Exemplo de um lanternim <b>clássico</b> ou <b>convencional</b> .	131
Figura 73 – Lanternim do tipo “fluxo ascendente”.	131
Figura 74 – Representação do fluxo de ar em um lanternim do tipo “fluxo ascendente”.	132
Figura 75 – Esquema de combinações para Estados Limites Últimos.	140
Figura 76 – Rótulos de nós e barras.	148
Figura 77 – Relação entre tensão atuante e tensão admissível ( <i>ratio</i> ), Método das Tensões Admissíveis ( <i>ASD</i> ) e carga estática de vento.	149
Figura 78 – Relação entre tensão atuante e tensão resistente ( <i>ratio</i> ), Método dos Estados Limites ( <i>LFRD</i> ) e carga estática de vento.	150

Figura 79 – Relação entre tensão atuante e tensão resistente ( <i>ratio</i> ), Método dos Estados Limites ( <i>LRFD</i> ) e carga dinâmica de vento, pelo segundo método da Norma. ....	151
Figura 80 – Comparativo entre as três análises, com as relações entre tensões atuantes e admissíveis/resistentes, indicando as combinações de origem.....	152
Figura 81 – Vento estático $W_s$ , resposta média $W_a$ e a soma da resposta média com a amplitude máxima da resposta flutuante, $W_f$ , para vento transversal ( $90^\circ$ ). ....	162

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Símbolos e nomenclatura dos efeitos diretos e secundários, oriundos da operação das pontes rolantes. ....	124
Quadro 2 – Recomendações para consideração de impactos, efeitos secundários oriundos da operação das pontes rolantes, segundo AISE 13 (2003), ASCE 7 (2005), NBR 8800 (2008) e CISC (2007).....	126
Quadro 3 – Padrões de Carga que compõem o Caso de Carregamento para Carga Permanente (D).....	128
Quadro 4 – Padrões de Carga para sobrecargas de cobertura e passadiço. ....	128
Quadro 5 – Padrões das ações das pontes rolantes.....	129
Quadro 6 – Padrões da ação do vento.....	133
Quadro 7 – Casos de carregamento para a ação do vento.....	134
Quadro 8 – Combinações segundo AISE 13 (2003). ....	136
Quadro 9 – Combinações segundo ASCE 7 (2005) para ASD. ....	137
Quadro 10 – Esquema de combinações segundo ASCE 7 (2005) ASD, mescladas com as recomendações para combinações com ações das pontes rolantes do CISC (2007), transcritas no Quadro 11.....	138
Quadro 11 – Esquema de combinações para as ações das pontes rolantes segundo CISC (2007). ....	139
Quadro 12 – Esquema de combinações segundo CISC (2007).....	141
Quadro 13 – Esquema de combinações segundo NBR 8800 (2008), mescladas com as do CISC (2007) para as ações das pontes rolantes. ....	143
Quadro 14 – Combinações segundo ASCE 7 (2005) para LRFD. ....	143
Quadro 15 – Esquema de combinações segundo ASCE 7 (2005) LRFD, mescladas com as recomendações para combinações com ações das pontes rolantes do CISC (2007), transcritas no Quadro 11.....	144
Quadro 16 – Identificação das combinações – e os casos de carregamento de que são compostas – que originaram as maiores tensões nas barras que constituem as vigas da cobertura, em cada análise.....	153
Quadro 17 – Identificação das combinações – e os casos de carregamento de que são compostas – que originaram as maiores tensões nas barras mais representativas <sup>40</sup> que constituem as baionetas, em cada análise.....	154

Quadro 18 – Identificação das combinações – e os casos de carregamento de que são compostas – que originaram as maiores tensões nas barras mais representativas que constituem os banzos da coluna inferior, em cada análise. ....	155
Quadro 19 – Identificação das combinações – e os casos de carregamento de que são compostas – que originaram as maiores tensões nas barras mais representativas que constituem os banzos da coluna inferior, em cada análise. ....	156
Quadro 20 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem as vigas de cobertura.....	157
Quadro 21 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem as baionetas.....	158
Quadro 22 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem os banzos das colunas inferiores. ....	159
Quadro 23 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem as diagonais da coluna inferior, que apresentaram as maiores tensões. ....	160
Quadro 24 – Resumo das cargas externas de vento transversal (90°), estáticas e dinâmicas. ....	161
Quadro 25 – Resumo dos esforços axiais na barra LCc-001 por caso de carregamento, para as diferentes análises.....	168
Quadro 26 – Resumo das tensões atuantes e tensões admissíveis ou resistentes, na barra LCc-001 por "combinação governante", para as diferentes análises. ....	169

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Color.	Colorido
comp.	Compilador
coord.	Coordenador
DVD	<i>Digital Video Disc</i>
ed.	Edição
Ed.	Editor
f.	Folha
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ideal.	Idealizador
il.	Ilustrador
ISBN	<i>International Standard Book Number</i>
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i> <sup>i</sup>
AISE	<i>Association of Iron and Steel Engineers</i> <sup>ii</sup>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i> <sup>iii</sup>
ASD	<i>Allowable Stress Design</i> <sup>iv</sup>
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i> <sup>v</sup>
CISC	<i>Canadian Institute of Steel Construction</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentar
P&b	Preto e branco
p.	Página
PUCPR	Pontifícia Universidade Católica do Paraná
SIBI	Sistema Integrado de Bibliotecas
trad.	Tradutor

---

<sup>i</sup> Instituto Americano da Construção em Aço (tradução nossa).

<sup>ii</sup> Associação dos Engenheiros [Especialistas em Construções de] Ferro e Aço (tradução nossa).

<sup>iii</sup> Associação Americana dos Engenheiros Civis (tradução nossa).

<sup>iv</sup> Método das Tensões Admissíveis (tradução nossa, em correspondência à expressão corrente no Brasil).

<sup>v</sup> Método dos Estados Limites (tradução nossa, em correspondência à expressão corrente no Brasil).



MCE      Modelo Computacional Estático  
MCD      Modelo Computacional da Análise Dinâmica

## LISTA DE SÍMBOLOS

### a) Letras romanas maiúsculas

A	Área de uma determinada abertura na edificação
$A_{pl}$	Área das paredes laterais
$A_{ven}$	Área de venezianas fixas
B	<i>Beam</i> ou viga da cobertura
$C_{bs}$	Impacto no batente devido à ação de uma única ponte rolante no caminho de rolamento
$C_d$	Peso próprio de todas as pontes rolantes que atuam no caminho de rolamento, posicionadas de modo a ocasionar o maior efeito sísmico
$C_{im}$	Impacto vertical devido à ação de múltiplas pontes rolantes no caminho de rolamento
$C_{is}$	Impacto vertical devido à ação de uma única ponte rolante no caminho de rolamento
$C_{lm}$	Impacto longitudinal devido á ação de múltiplas pontes rolantes no caminho de rolamento
$C_{ls}$	Impacto longitudinal devido á ação de uma única ponte rolante no caminho de rolamento
$C_{pe}$	Coefficiente de pressão externa
$C_{pi}$	Coefficiente de pressão interna
$C_{sm}$	Impacto transversal devido à ação de múltiplas pontes rolantes no caminho de rolamento
$C_{ss}$	Impacto transversal devido à ação de uma única ponte rolante no cainho de rolamento
$C_{vm}$	Carga vertical devido à ação de múltiplas pontes rolantes no camino de rolamento
$C_{vs}$	Carga vertical devido á ação de uma única ponte rolante no camino de rolamento
D	<i>Dead load</i> ou carga permanente
$F_r$	Fator de rajada

$F_{r,II}$	Fator de rajada para determinação do fator $S_2$ pelo Anexo A da NBR 6123:1988 da ABNT
$F'$	Força de atrito do vento na superfície externa da edificação
$I_{pr}$	Capacidade da ponte rolante (ou carga içada)
$K$	Coeficiente de vazão
$L$	Maior dimensão entre altura e largura de uma superfície de barlavento de uma edificação ou parte de uma edificação
	Sobrecargas
$LCb$	<i>Lower segment, building column</i> ou segmento inferior, coluna do edifício (banzo externo)
$LCc$	<i>Lower segment, crane column</i> ou segmento inferior, coluna do equipamento (banzo interno)
$LCd$	<i>Lower segment, diagonal</i> ou diagonal da coluna inferior
$L_r$	<i>Live load on the roof</i> ou sobrecarga na cobertura
$L_w$	<i>Live load on the catwalk</i> ou sobrecarga no passadiço
$Mot$	Peso de mecanismos de translação (motores, rodas, engrenagens) de pontes rolantes
$P_m$	Probabilidade de uma certa velocidade do vento ser excedida pelo menos uma vez em um período de $m$ anos
$S_1$	Fator topográfico segundo NBR 6123:1988 da ABNT
$S_2$	Fator definido em função da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, segundo a NBR 6123:1988 da ABNT
$S_{2,i}$	Fator definido em função de uma determinada rugosidade do terreno $i$ , da velocidade média $V_{t,i}(z)$ a uma determinada altura $z$ sobre o terreno, e da velocidade básica $V_0$ , segundo o Anexo A da NBR 6123:1988 da ABNT
$S_3$	Fator estatístico segundo a NBR 6123:1988 da ABNT
$T_1$	Período fundamental de vibração da edificação
$U$	<i>Upper segment</i> ou segmento superior da coluna (baioneta)
$V$	Velocidade do ar em uma determinada abertura na edificação
$V_g$	Velocidade gradiente do vento
$V_g^*$	Velocidade do vento na camada limite atmosférica
$\bar{V}_p$	Velocidade de projeto determinada pelo Modelo Contínuo

Simplificado da NBR 6123:1988 da ABNT

$V_t(h)$	Velocidade média do vento sobre $t$ segundos, no topo da edificação ou parte da edificação
$V_k$	Velocidade característica do vento
$V_{t,i}(z)$	Velocidade média do vento para um tempo de rajada $t$ , em um terreno de rugosidade $i$ , a uma determinada altura $z$ em relação ao nível médio do terreno
$V_z$	Velocidade média do vento a uma altura $z$ em relação ao nível médio do terreno
$V_0$	Velocidade básica do vento, para um tempo de rajada $t = 3$ s, medida a 10 m de altura em relação ao nível médio do terreno, para terrenos de Categoria II
$V^*$	Velocidade do vento amplificada no topo de morros ou taludes, a uma altura $z$ em relação ao nível médio do terreno
$W$	<i>Wind load</i> ou Carga de vento
$W_f$	<i>Floating Wind load</i> ou carga de vento dinâmico
$W_s$	<i>Static Wind load</i> ou carga de vento estático

## b) Letras romanas minúsculas

$b$	A menor dimensão horizontal de uma edificação de planta retangular Parâmetro meteorológico empregado para a determinação do fator $S_2$
$d$	Altura de um morro ou talude em relação à altura média de uma região considerada
$h$	Altura medida da superfície média do terreno até o topo da edificação ou parte da edificação
$h_i$	Altura do nível do terreno até o ponto de alteração do perfil vertical do vento, em morros ou taludes
$i$	Categoria de rugosidade do terreno
$l_1$	Dimensão horizontal da edificação ortogonal à direção do vento
$l_2$	Dimensão horizontal da edificação paralela à direção do vento

m	Tempo em anos de exposição de uma determinada edificação
p	Expoente da lei potencial de variação de $S_2$
x	Primeiro modo de vibração admitido
z	Altura do nível médio do terreno até um determinado ponto da edificação
$z_g$	Altura gradiente, medida do nível médio do terreno até a camada limite atmosférica
$z_r$	Altura de referencia para determinação da resposta média do vento, equivalente a 10 m

**c) Letras gregas**

$\Delta_{pe}$	Pressão efetiva externa
$\Delta_{pi}$	Pressão efetiva interna
$\gamma$	Forma modal para determinação do efeito dinâmico
$\theta$	Ângulo de inclinação média do talude ou encosta de um morro
$\zeta$	Razão de amortecimento crítico
$\xi$	Coefficiente de amplificação dinâmica
$\rho$	Massa específica do ar

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	24
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	25
1.2. OBJETIVOS.....	30
1.2.1. Objetivo geral .....	30
1.2.2. Objetivos específicos .....	30
1.2.2.1. Cargas de vento.....	30
1.2.2.2. Ações das pontes rolantes.....	30
1.2.2.3. Combinações .....	31
1.2.2.4. Método de cálculo para o dimensionamento de barras .....	31
1.3. ESCOPO .....	31
1.3.1. Cargas estáticas .....	31
1.3.1.1. Carga permanente e sobrecargas .....	31
1.3.1.2. Falha de drenagem, sismo e neve.....	31
1.3.2. Cargas de vento .....	32
1.3.3. Cargas das pontes rolantes .....	32
1.3.4. Combinações .....	32
1.3.4.1. Combinações para o Método das Tensões Admissíveis (ASD).....	32
1.3.4.2. Combinações para o Método dos Estados Limites (LRFD) .....	33
1.3.5. Dimensionamento de barras .....	33
1.4. METODOLOGIA .....	33
1.4.1. Definição da geometria básica.....	33
1.4.2. Cálculo de cargas e carregamentos, combinações e modelagem computacional .....	35
1.4.2.1. Cargas estáticas .....	35
1.4.3. Esquemas de combinação .....	38
1.4.4. Modelagem computacional .....	39
1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	40
2. O AÇO NO CONEXTO DA EVOLUÇÃO HUMANA.....	41
2.1. SOBREVIVÊNCIA E EVOLUÇÃO .....	41
2.2. O FERRO E A SOCIEDADE CAPITALISTA.....	43
2.3. MERCADOS E O IMPULSO À INDÚSTRIA .....	44

2.4. O AÇO E A INDÚSTRIA MODERNA.....	49
3. EFEITOS DA AÇÃO DO VENTO.....	58
3.1. A ORIGEM DO MOVIMENTO DO AR.....	58
3.2. VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO.....	60
3.3. FATOR TOPOGRÁFICO.....	62
3.4. RUGOSIDADE DO TERRENO.....	66
3.5. TEMPO DE RAJADA.....	68
3.6. PERFIL VERTICAL DO VENTO.....	69
3.7. ESTATÍSTICA DA VIDA ÚTIL DA EDIFICAÇÃO.....	75
3.8. FORÇAS ESTÁTICAS DEVIDAS AO VENTO.....	77
3.9. AÇÕES DO VENTO EM EDIFICAÇÕES.....	78
3.9.1. As pressões externas.....	82
3.9.2. As pressões internas.....	82
3.9.3. Atrito.....	86
3.10. EFEITO DE VIZINHANÇA.....	88
3.11. RESPOSTA MÉDIA E AMPLITUDE MÁXIMA DA RESPOSTA FLUTUANTE	
88	
4. AÇÕES DAS PONTES ROLANTES.....	97
5. PROCEDIMENTO PARA ANÁLISE COMPUTACIONAL.....	105
5.1. PROGRAMA DE CÁLCULO.....	105
5.2. GEOMETRIA BÁSICA.....	105
5.2.1. Vigas de rolamento.....	112
5.2.2. Características gerais do pórtico típico.....	112
5.2.2.1. Segmentação da estrutura.....	112
5.2.2.2. Esbeltez.....	116
5.2.2.3. Coeficientes e comprimentos efetivos de flambagem.....	116
5.2.2.4. Vigas de cobertura.....	118
5.2.2.5. Colunas.....	119
5.2.3. Estabilização longitudinal e transversal.....	120
5.3. PERFIS E MATERIAIS ADOTADOS.....	121
5.4. CARGAS.....	122
5.4.1. Cargas concentradas e distribuídas.....	122
5.4.2. Vento.....	123
5.4.3. Pontes rolantes.....	123

5.4.4.	Casos de carregamento ( <i>load cases</i> ) e padrões de carga ( <i>load patterns</i> ).	127
5.4.4.1.	Ações permanentes .....	127
5.4.4.2.	Sobrecargas.....	128
5.4.4.3.	Ações das pontes rolantes.....	128
5.4.4.4.	Ações de vento .....	130
5.5.	COMBINAÇÕES .....	134
5.5.1.	Combinações para ASD.....	135
5.5.2.	Combinações para LRFD.....	139
5.6.	SEQUÊNCIA DA ANÁLISE.....	144
6.	RESULTADOS, INTERPRETAÇÃO E CONCLUSÕES.....	146
6.1.	RESULTADOS OBTIDOS .....	147
6.2.	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	160
6.2.1.	As ações de vento estático e dinâmico .....	160
6.2.2.	Comentários sobre a análise ASD .....	163
6.2.3.	Comentários sobre a análise LRFD com vento estático.....	163
6.2.4.	Comentários sobre a análise LRFD com vento dinâmico.....	164
6.2.5.	Comparativo entre as três análises .....	164
6.2.5.1.	Vigas de cobertura.....	165
6.2.5.2.	Baionetas .....	165
6.2.5.3.	Coluna inferior.....	166
6.2.5.4.	Deslocamentos .....	166
6.2.5.5.	Comparando as análises na barra LCc-001.....	167
6.3.	CONCLUSÕES.....	171
6.4.	FUTURAS ABORDAGENS.....	173



## 1. INTRODUÇÃO

Desde o princípio a humanidade é desafiada, em maior ou menor proporção, a conhecer e controlar os efeitos dos fenômenos da natureza. A engenharia, em particular, faz um esforço incessante para aprimorar suas técnicas de avaliação destes fenômenos e a maneira como atuam nas edificações, principalmente a água, o ar, o fogo, o solo e a ação da gravidade.

Além de ter que lidar com os efeitos de ordem natural, a engenharia estrutural se vê desafiada a analisar e compreender os efeitos, diretos ou indiretos, da ação de veículos em movimento sobre sistemas estruturais.

Há ainda outros fatores que devem ser levados em consideração nos projetos estruturais. Primeiramente, o peso particular dos elementos utilizados na construção e dos que fazem parte de revestimentos e acabamentos – cujos valores podem variar em função de diversos fatores. As sobrecargas de utilização, nem sempre tão previsíveis e, portanto, passíveis de revisão nas considerações de cargas para o cálculo de estruturas, a exemplo das cargas de multidão em estádios: atualmente, durante as partidas ou seções esportivas, torcedores pulam cadenciadamente e em conjunto, situações que levaram a uma revisão nas considerações de cargas de multidão, que eram muito mais comportadas no passado.

A criatividade arquitetônica, os desafios socioeconômicos e ambientais e a pressão por redução de custos constituem – também, mas não somente – fatores que impulsionam o arrojo estrutural. As estruturas concebidas possuem comportamentos nem sempre bem conhecidos – mesmo aquelas de uso corrente e projeto convencional –, a destacar as deformações, a fadiga e particularmente o comportamento dinâmico – como as vibrações, movimentos pendulares, aceleração, etc.

Particularmente sobre a importância da avaliação da ação do vento sobre edificações, Blessmann (1978, p. 9 e 10) destaca que:

o avanço do grau de refinamento dos projetos estruturais conseguido com o emprego de computadores, torna necessário um conhecimento mais preciso das cargas e dos esforços que agem sobre as estruturas;  
o emprego de materiais de alta resistência conduz a estruturas mais leves e mais esbeltas, nas quais a ação do vento passa a ter uma importância relativa maior, podendo inclusive surgir efeitos dinâmicos de importância, além dos efeitos estáticos;  
as vedações de muitas estruturas são constituídas por painéis leves, susceptíveis de serem danificados ou arrancados por fortes rajadas de

vento, principalmente em partes da edificação sujeitas a fortes sucções [, o que altera radicalmente as considerações iniciais do projeto].

Portanto, faz-se necessário investigar o comportamento estrutural de edificações para uso industrial, equipadas com pontes rolantes para movimentação de cargas, quando sujeitas a cargas dinâmicas de vento.

### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

É comum nas instalações industriais de qualquer porte a presença de equipamentos de movimentação de carga, dos quais é possível destacar alguns tipos: transportadores contínuos (de esteira, de caneco, outros), veículos industriais (como guinchos e empilhadeiras) e pontes rolantes (FIESP - Federação das Indústrias do Estado de São Paulo, 2011); um exemplo deste equipamento é mostrado na Figura 1. Há também outros tipos de equipamento de operação mais simples, mas também com capacidade limitada, como as talhas fixas ao piso ou à estrutura.

Dos vários tipos de equipamentos disponíveis no mercado, as pontes rolantes sobre trilhos operam totalmente vinculadas à estrutura da edificação e apresentam uma eficiência bem superior, por suas características próprias de funcionamento, pois são capazes de movimentar as cargas verticalmente e horizontalmente, trasladando-as tanto no sentido transversal quanto no longitudinal, cobrindo assim quase que a totalidade da planta fabril.

Maior eficiência significa maior capacidade de transporte de carga, que gera carregamentos de maior magnitude. Por esta razão, os efeitos das pontes rolantes serão incorporados nas considerações que serão utilizadas para a realização do presente trabalho. Nos equipamentos com maior capacidade, sua estrutura é formada por duas vigas paralelas e em sentido transversal à maior dimensão do edifício, conforme pode ser também observado na Figura 1.



Figura 1 – Ponte rolante dupla viga em um edifício industrial construído com estrutura de aço.

Fonte: Mecalux Logismarket. Disponível no site <<http://www.logismarket.ind.br/industrial-brasil-equipamentos/ponte-rolante-univiga/3520061347-1179618443-p.html>>. Acesso em: 28/nov/2014.

O desenvolvimento e a expansão da indústria brasileira nas últimas décadas contribuiu com uma dupla demanda por edifícios industriais com pontes rolantes: i – as indústrias de diversos segmentos produtivos, que investem em ampliações e novas instalações de seus parques fabris, que utilizam estes equipamentos para movimentar seus produtos ou componentes dos produtos que fabricam, dentro e fora dos edifícios industriais; ii – os próprios fabricantes de estruturas de aço, que fazem o mesmo para atender ao incremento da demanda e ampliar suas participações particulares no mercado.

No Brasil, frequentemente os projetos dos edifícios industriais com pontes rolantes seguem as orientações do AISE: *Association of Iron and Steel Engineers, Technical Report N° 13: Guide for the Design and Construction of Mill Buildings*, de 2003, comumente chamado “AISE 13” (pronunciado em português), que “[...] fornece aos proprietários, engenheiros e construtores [ou empreiteiros] uma abordagem racional para a concepção e construção de edifícios industriais e outros tipos de

edifícios e estruturas que tenham aplicação similar”<sup>6</sup> (AISE/TR 13: Guide for the Design and Construction of Mill Buildings, 2003, p. 1).

Esta Norma de projeto para edifícios industriais orienta como aplicar as cargas provenientes do uso de pontes rolantes, bem como combiná-las com as demais ações – como carga permanente, sobrecargas e vento –, além daquelas decorrentes por exemplo, da falha de drenagem, a ocorrências de sismo e precipitação em forma de neve, quando aplicáveis.

Também conforme a prática corrente, todas as combinações são escritas para atender ao Critério das Tensões Admissíveis, ou ASD – *Allowable Stress Design*, conforme orientações do AISE/TR 13: *Guide for the Design and Construction of Mill Buildings* (2003, p. 12).

Em muitos casos, a prática corrente faz com que as combinações indicadas pelo AISE 13 sejam complementadas com as indicadas no ASCE: *American Society of Civil Engineers*, em sua publicação Nº 7: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, onde as “[...] cargas e combinações de cargas adequadas, foram desenvolvidas para serem utilizadas em conjunto, e estabelecidas para serem empregadas tanto para o Método dos Estados Limites [ou LRFD – *Load and Resistance Factor Design*] quanto pelo das Tensões Admissíveis [ou *Allowable Stress Design*]” (ASCE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2005, p. 1).<sup>7</sup>

O dimensionamento das barras é usualmente desenvolvido atendendo aos requisitos do *Specification for Structural Steel Buildings – Allowable Stress Design (ASD) and Plastic Design* do AISC (*American Institute of Steel Construction*), de 1989, ou simplesmente “ASD 1989”, que “[...] evoluiu através de numerosas versões a partir da 1ª edição, publicada em 1º de junho de 1923”<sup>8</sup> (AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1989, p. Contra-capá).

Para algumas verificações específicas, como a verificação ao cisalhamento de ligações parafusadas (*block shear strength*), ou até o dimensionamento de

---

<sup>6</sup> Tradução do original: “*This report provides owners, engineers and contractors with a rational approach to the design and construction of mill buildings and other buildings or structures having related or similar usage*”.

<sup>7</sup> Tradução do original: “*Loads and appropriate load combinations, which have been developed to be used together, are set forth for strength design and allowable stress design*”.

<sup>8</sup> Tradução do original: “*(...) has evolved through numerous versions from the 1st Edition, published June 1, 1923.*”

ligações parafusadas e soldadas, utiliza-se as recomendações do *Specification for Structural Steel Buildings* de 2005, que “[...] substituiu o *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, de 1999 e o *Specification for Structural Steel Buildings – Allowable Stress Design and Plastic Design* de 1989 [...]”<sup>9</sup> (AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2005, p. Contracapa), chamado frequentemente de “ASD/LRFD 2005” (dito em português).

Ou seja, mesmo que haja uma Norma do AISC mais recente (e a referência anterior não é a última, pois há ainda uma versão de 2010), há uma preferência inconteste pelo conservador Método das Tensões Admissíveis, ou “ASD 1989” (com os complementos citados), que é uma evolução do primeiro lançado em 1923.

A metodologia corrente, anteriormente descrita, é reforçada por um ilustre representante desta categoria, o veterano Engenheiro Ildony H. Bellei, que no Prefácio de seu livro *Edifícios industriais em aço* (1998) justifica:

Na parte de orientação e de cálculo, nos baseamos na especificação do AISC – American Institute of Steel Construction, no método das tensões admissíveis, por se tratar de processo de cálculo bem sedimentado, no qual tivemos a maior parte de nossa experiência.

Portanto, com frequência todas as etapas do projeto, especialmente após a definição da geometria básica – determinação de cargas, combinações, análise estrutural e dimensionamento de barras –, são desenvolvidas para uma análise estática da edificação. Também, não foi localizada, até o presente momento, a existência, especialmente a nível acadêmico, de uma avaliação computacional do comportamento de uma estrutura de um edifício industrial, quando submetida à ação conjunta de pontes rolantes e vento.

Uma breve busca revelou não terem sido encontrados quaisquer registros de colapsos de edifícios industriais, equipados com pontes rolantes, após a incidência de uma ação de vento relevante (pelo menos 80% da velocidade de projeto, ou superior). Já com torres de transmissão de energia e telecomunicações não se pode dizer o mesmo. “Alguns colapsos associados, principalmente, à ação de vento são

---

<sup>9</sup> Tradução do original: “(...) *Supersedes the Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings dated December 27, 1999, the Specification for Structural Steel Buildings – Allowable Stress Design and Plastic Design dated June 1, 1989.*”

comuns a esse tipo de solução estrutural [torres e postes treliçados em aço]” (OLIVEIRA, 2006, p. 1).

Se comparadas com torres treliçadas e edifícios altos de múltiplos pavimentos, as estruturas dos edifícios industriais não são nem esbeltas como aquelas, nem altas como estes. Entretanto, não foi localizado um estudo sobre o comportamento de um edifício industrial, equipado com pontes rolantes, quando submetido a cargas dinâmicas de curta duração devidas à ação do vento, que no caso específico deste estudo referem-se à parcela flutuante, que se sobrepõe à resposta média do vento, quando combinada com os efeitos oriundos das ações das pontes rolantes (cargas verticais e horizontais), considerado “desnecessário” por profissionais experientes que atuam neste segmento.

A evolução tecnológica dos sistemas de fabricação das estruturas em aço, bem como as constantes pesquisas que possibilitam atualizações nas normas, “[...] conduzem a tensões de serviço cada vez mais elevadas” que, juntamente com novos conceitos construtivos e materiais com resistência mecânica maior, permitem a racionalização do projeto, o que pode estimular os profissionais de projeto e cálculo a desenvolver “[...] inovações, às vezes excessivamente otimistas, preocupação que não ocorria nas construções antigas pelo seu dimensionamento excessivo” (SANTOS, 1977, p. XIX).

Ainda no final da década de 1980, Pitta (1987, p. 32) enfatizou que “a grande maioria das estruturas, ou parte delas, não é sensível aos efeitos dinâmicos devidos ao vento o que, porém, **não diminui a importância destes estudos** [...]”.<sup>10</sup>

Não há nada absolutamente estático; todas as estruturas estão sujeitas a deformações e deslocamentos, mediante a atuação de cargas. Este comportamento somente é detectado quando a estrutura está submetida à ação de cargas de curta duração com repetições aleatórias. Num dia de temporal, por exemplo, é possível notar o balançar das luminárias presas à estrutura da cobertura de um grande supermercado.

---

<sup>10</sup> Grifo nosso.

## 1.2. OBJETIVOS

### 1.2.1. Objetivo geral

O objetivo geral do presente trabalho é estudar o comportamento de um pórtico estruturado em aço, em um vão não-contraventado e intermediário – ou seja, que não esteja situado nas extremidades da edificação, os oitões –, de um edifício industrial equipado com pontes rolantes, quando submetido a cargas estáticas e dinâmicas de vento; comparar diferentes orientações para combinações e também as diferenças entre o dimensionamento de barras pelo Método das Tensões Admissíveis (ASD) e pelo Método dos Estados Limites (LRFD).

### 1.2.2. Objetivos específicos

#### 1.2.2.1. Cargas de vento

Determinar as cargas de vento estático e dinâmico, segundo a NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações (ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) e comparar as diferenças.

#### 1.2.2.2. Ações das pontes rolantes

Estabelecer as cargas principais e secundárias devido às ações das pontes rolantes, comparando as diferenças entre as recomendações de quatro normas diferentes: a NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios (ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008); a norma canadense para o projeto de estruturas de aço de edifícios industriais, *Guide for the design of crane-supporting steel structures* (CISC - CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2007); a norma estadunidense voltada também para o projeto de estruturas de aço de edifícios industriais, *Guide for the design and construction of mil buildings* (AISE - ASSOCIATION OF IRON AND STEEL ENGINEERS, 2003); e por último, a norma também estadunidense, voltada para a construção civil de uma maneira geral, *Minimum design loads for buildings and other structures* (ASCE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2005).

### 1.2.2.3. Combinações

Elaborar esquemas de combinações de carregamentos obedecendo às mesmas quatro normas citadas no item anterior, buscando identificar qual das orientações é a mais adequada.

### 1.2.2.4. Método de cálculo para o dimensionamento de barras

Dimensionar uma estrutura pelo Método das Tensões Admissíveis (ASD, 1989), e comparar com o dimensionamento executado segundo o Método dos Estados Limites (LRFD, 2005).

## 1.3. ESCOPO

Para definir cargas e combinações, bem como o dimensionamento de barras, serão adotadas as normas usualmente empregadas para estas situações, conforme descrito a seguir;

### 1.3.1. Cargas estáticas

#### 1.3.1.1. Carga permanente e sobrecargas

As cargas correspondentes ao peso próprio da estrutura serão determinadas automaticamente por meio de um recurso disponibilizado pelo programa que será utilizado, o SAP 2000<sup>®</sup> (CSI - COMPUTER & STRUCTURES INC., 2011). As que são resultantes dos demais elementos de caráter permanente, como telhas, rufos e arremates, terças e longarinas, contraventamentos, viga de rolamento, viga auxiliar e passadiço, serão pré-dimensionadas com base em casos reais já executados.

As sobrecargas serão determinadas de acordo com as orientações da NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980).

#### 1.3.1.2. Falha de drenagem, sismo e neve

A carga proveniente da falha de drenagem não está sendo utilizada, já que o edifício não possui calha, seguindo exemplo de muitos edifícios industriais já construídos.

Já as ações de sismo e precipitação na forma de neve, como constituem fenômenos raramente registrados no Brasil e ou são restritos a regiões muito particulares, não fazem parte do estudo realizado no presente trabalho.



### 1.3.2. Cargas de vento

As cargas de vento que atuam na edificação em estudo serão determinadas pela NBR 6123 (1988). As cargas estáticas serão definidas segundo o item 4 da referida norma. Já os efeitos dinâmicos, devidos à turbulência atmosférica, serão definidos conforme o Método Simplificado.

Os demais efeitos dinâmicos, como o desprendimento de vórtices alternados, o martelamento ou a instabilidade dinâmica por galope, que são decorrência da proximidade com outras edificações e indicados para edificações altas e esbeltas, não serão abordados no presente trabalho, já que usualmente as plantas industriais situam-se em terrenos relativamente abertos e distantes de outras edificações ou grandes centros densamente edificadas.

### 1.3.3. Cargas das pontes rolantes

Os dados necessários para a determinação das ações das pontes rolantes, diretas e indiretas (reações por roda, máximas e mínimas), serão definidos segundo as orientações da publicação *WHITING CRANE HADBOOK* (GREINER, 1967).

As ações secundárias destes equipamentos serão definidas para o pior caso dentre as seguintes normas: ASCE/SEI 7-05: *Minimum design loads for buildings and other structures* (ASCE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2005); AISE Technical Report N° 13: *Guide for the design and Construction of mil buildings* (AISE - ASSOCIATION OF IRON AND STEEL ENGINEERS, 2003); NBR 8800: *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios* (ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) e CISC 2007: *Guide for the design of crane-supporting steel structures* (CISC - CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2007).

### 1.3.4. Combinações

Os esquemas de combinação serão determinados conforme as seguintes orientações:

#### 1.3.4.1. Combinações para o Método das Tensões Admissíveis (ASD)

Atenderão às orientações do AISE Technical Report N° 13 (2003) e as destinadas ao dimensionamento pelo ASD, presentes na norma ASCE/SEI 7-05 (2005).

#### 1.3.4.2. Combinações para o Método dos Estados Limites (LRFD)

Serão seguidas as orientações destinadas ao dimensionamento pelo LRFD do ASCE/SEI 7-05 (2005), juntamente com os esquemas de combinação propostos pelo CISC 2007 (2007) e pela NBR 8800 (2008).

#### 1.3.5. Dimensionamento de barras

Para o dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis (ASD) será utilizada a norma americana *Manual of steel construction: allowable stress design* (AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1989).

O dimensionamento pelo Método dos Estados Limites (LRFD) atenderá aos requisitos de outra norma americana, o *Steel construction manual*, 13<sup>th</sup> ed. (AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2005).

### 1.4. METODOLOGIA

A análise estrutural, objeto deste trabalho, será elaborada de acordo com os seguintes passos: definição da geometria básica; cálculo de cargas e carregamentos; estabelecimento de esquemas de combinação; modelagem computacional; apresentação dos resultados, interpretação, discussão e conclusões.

#### 1.4.1. Definição da geometria básica

Edifícios industriais em aço equipados com pontes rolantes costumam ter dimensões bem diversificadas. Os que se destinam a determinadas atividades fabris, que necessitam de pontes rolantes com capacidade de carga mais elevada – acima de 150,0 tf –, costumam ter altura em torno dos 50,00 m e largura por volta dos 30,00m.

Com base nestes parâmetros, será definida uma geometria básica para a estrutura em estudo, bem como todos os sistemas de estabilização pertinentes. A Figura 2 representa a seção transversal do edifício industrial em estudo.

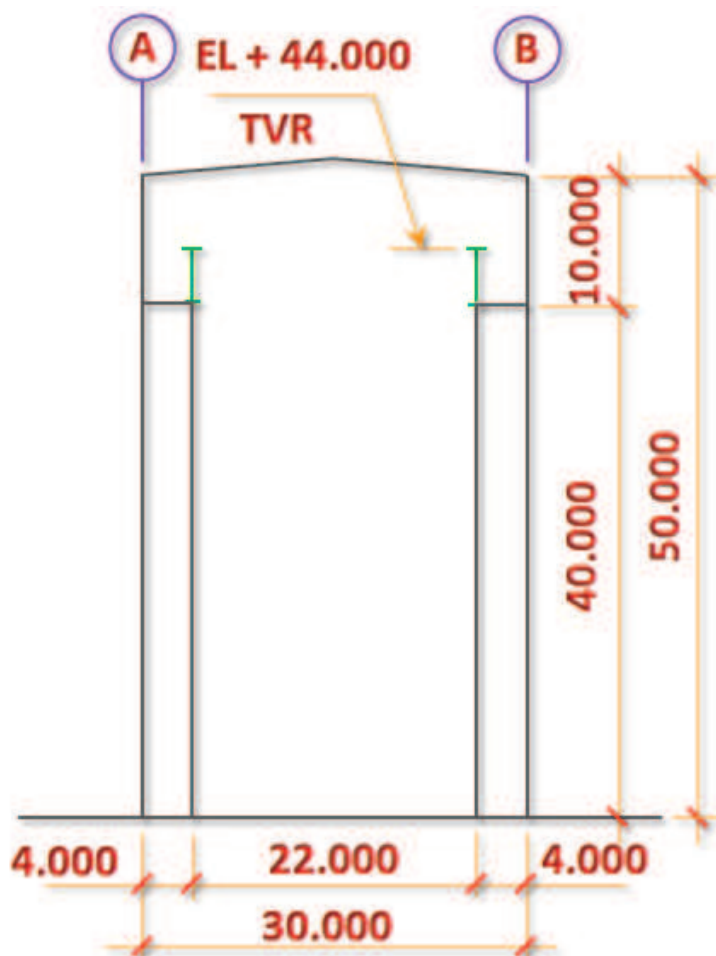


Figura 2 – Seção transversal do edifício industrial em estudo.

Fonte: o autor, 2015.

Nota: Todas as dimensões estão em milímetro. TVR significa Topo da Viga de Rolamento.

Na imagem da seção transversal do edifício industrial em estudo, representada na Figura 2, pode-se observar as vigas de rolamento – na cor verde –, a cota do topo da referida viga está na El +44,000 m e o espaçamento entre elas é de 22,00 m. Destas duas informações básicas dependem todas as outras dimensões, que delineiam a geometria da seção transversal.

A altura total das colunas é de 50,00 m; as colunas inferiores, onde as vigas de rolamento são assentadas, têm altura total de 40,00 m e largura de 4,00 m cada uma, o que determina a largura total do edifício em 30,00 m; as baionetas são o segmento mais estreito das colunas, e possuem 10,00 m de altura total.

É importante destacar que a cota de topo da viga de rolamento é determinada em função da necessidade de movimentação da carga que será transportada dentro da edificação. A Figura 3 ilustra o posicionamento da ponte rolante no caminho de

rolamento, bem como o espaço que deve ser reservado a este equipamento, para que possa operar com sua capacidade máxima de movimentação de cargas.

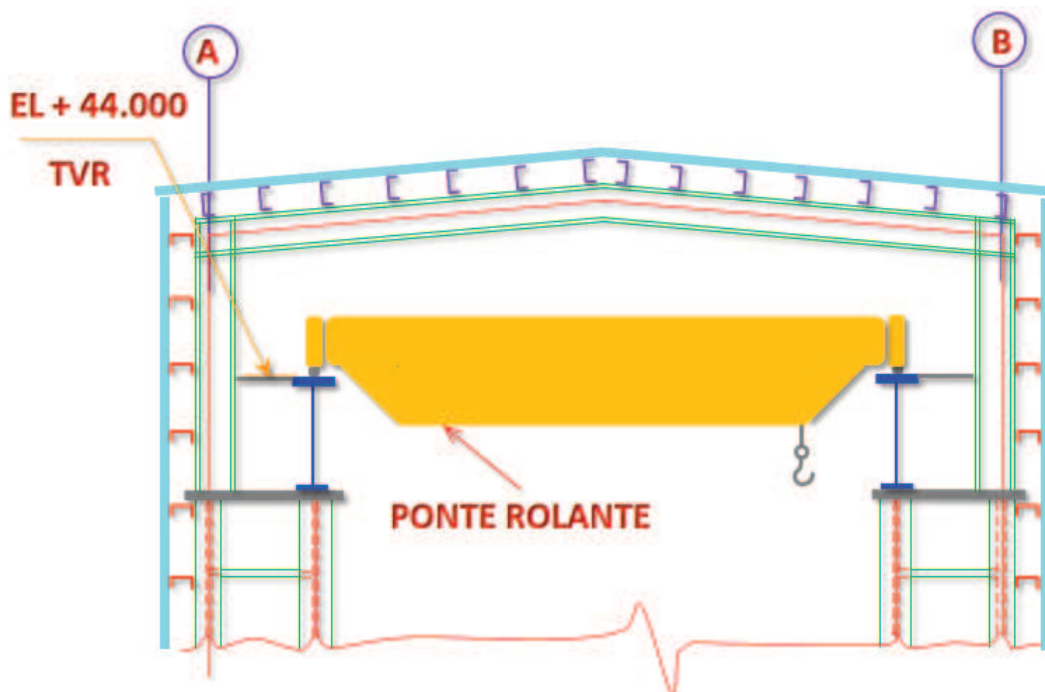


Figura 3 – Seção transversal do edifício industrial em estudo, com destaque para o posicionamento da ponte rolante no caminho de rolamento.

Fonte: o autor, 2015.

Nota: a cota de topo da viga de rolamento está em milímetro.

O posicionamento do gancho da ponte rolante no ponto mais alto – no limite de encolhimento do cabo –, conforme mostrado na Figura 3, é que determinará a cota de topo das vigas de rolamento e a altura das baionetas.

O comprimento total da edificação é determinado em função da necessidade produtiva. O edifício industrial em estudo tem comprimento total de 120,00 m.

## 1.4.2. Cálculo de cargas e carregamentos, combinações e modelagem computacional

### 1.4.2.1. Cargas estáticas

A carga permanente resultante do peso próprio da estrutura, conforme mencionado anteriormente, será gerada automaticamente por meio de um recurso disponibilizado pelo programa de cálculo a ser utilizado, acrescida de 5% para prever o peso das ligações.

As cargas provenientes do peso das telhas e as terças de cobertura, correspondentes à área de influência da cobertura de cada pórtico, serão aplicadas nas vigas do pórtico, equivalentes a uma carga uniformemente distribuída, ou seja, uma aproximação resultante da aplicação de várias cargas concentradas – em cada apoio de terça – ao longo destas vigas.

O peso das telhas e das longarinas de fechamento lateral, analogamente correspondentes à área de influência do fechamento lateral de cada pórtico, será transformado em uma única carga concentrada, a ser aplicada no topo de cada baioneta.

A viga de rolamento será pré-dimensionada com base em casos reais de edifícios com dimensões e cargas semelhantes, já projetados e executados. O seu peso será aplicado no topo da coluna inferior, que é treliçada, alinhado axialmente com o perfil do banzo interno, que é afinal o próprio alinhamento das vigas de rolamento.

A Figura 4 representa o contraventamento vertical interno, alinhado com o banzo interno da coluna inferior. Este sistema de estabilização absorve os esforços longitudinais, oriundos do deslocamento das pontes rolantes no percurso do caminho de rolamento, conduzindo-os, em associação com os banzos internos, à base.

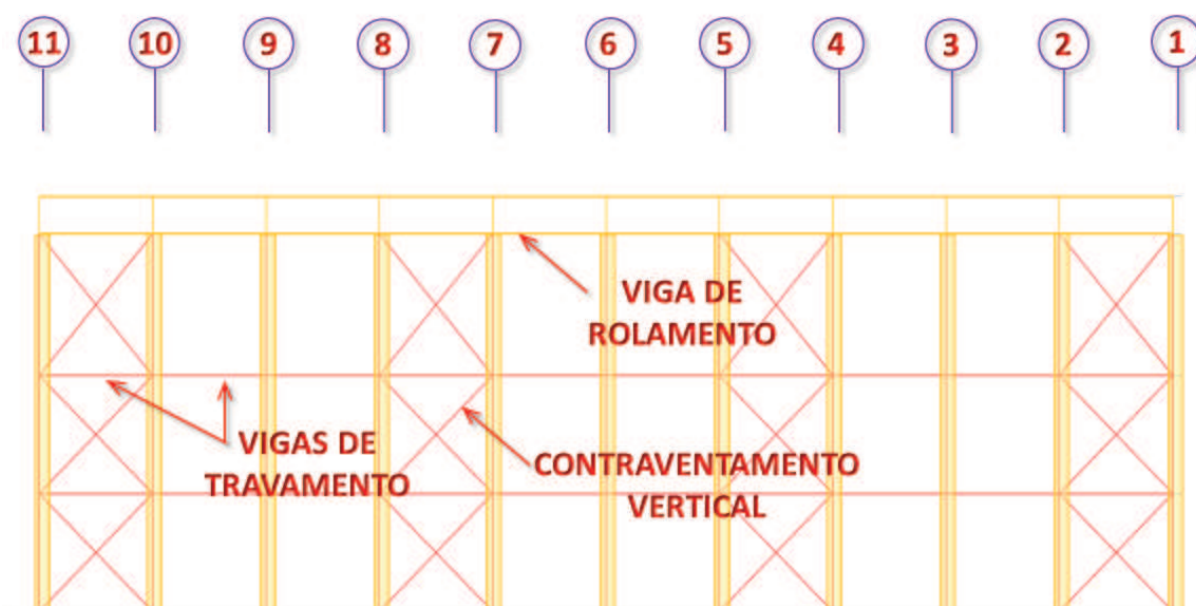


Figura 4 – Vista do contraventamento vertical interno e da viga de rolamento.

Fonte: o autor, 2015.

Para enrijecer a viga de rolamento no sentido transversal, há uma viga auxiliar treliçada, mostrada na Figura 5, que está alinhada com o eixo das baionetas. Seu peso foi estimado também com base em casos semelhantes de projeto, e será aplicado no topo do banzo externo da viga inferior.



Figura 5 – Elevação lateral da Fila A.

Fonte: o autor, 2015.

Na elevação lateral da Fila A, mostrada na Figura 5, pode-se observar que a viga auxiliar estende-se ao longo de toda a edificação, do Eixo 1 ao 11, e também integra o sistema de contraventamento vertical.

A planta do topo das vigas de rolamento está representada na Figura 6, onde é possível observar que a mesa superior das vigas de rolamento – em destaque na cor verde – está acoplada às vigas auxiliares – próximas às Filas A e B – por meio de uma treliça horizontal, em todo o comprimento.

A carga proveniente do seu peso – estimado com base em casos semelhantes – será aplicada no segmento inferior das baionetas. O passadiço, instalado lateralmente às vigas de rolamento, terá determinação do valor e aplicação de carga do mesmo modo que ocorre com a treliça horizontal.

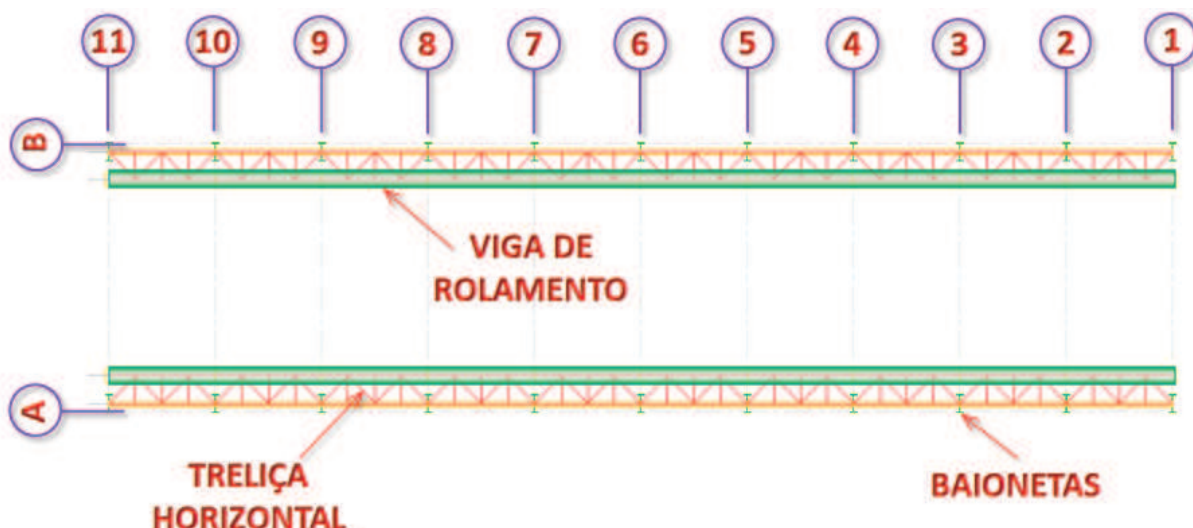


Figura 6 – Planta do topo da viga de rolamento, El +44,000 m.

Fonte: o autor, 2015.

Todas as considerações de carga foram obtidas através de uma programação em MS Excel<sup>®</sup>, para que seja possível o desenvolvimento deste e possivelmente de trabalhos futuros, que possam vir a ser desenvolvidos segundo outros parâmetros de geometria básica da estrutura e carregamento, de modo mais breve.

#### 1.4.3. Esquemas de combinação

Os esquemas de combinação atenderão as orientações de quatro normas – citadas na seção 1.3.4 –, sendo uma brasileira, a NBR 8800 (2008) e três estrangeiras – uma canadense e duas norte-americanas.

As normas estrangeiras já trazem os esquemas de combinação prontos, indicando quais ações podem atuar simultaneamente, bem como seus respectivos coeficientes de ponderação, ou seja, o fator multiplicador que determina a probabilidade de que determinadas ações ocorram ao mesmo tempo.

A norma brasileira traz uma formulação geral para as ações, que divide as ações variáveis em principais e secundárias; as ações variáveis secundárias recebem um coeficiente de ponderação, que se traduz na probabilidade de que ocorram em conjunto com as ações permanentes e com a ação variável considerada a principal numa determinada combinação. Não há, até o presente momento, uma publicação alternativa que oriente combinações entre as ações das pontes rolantes com os demais carregamentos.

Desta forma, para gerar os esquemas de combinação segundo a norma brasileira, os coeficientes de ponderação e de combinação, bem como a alternância entre ação variável principal e demais ações variáveis, foram mescladas com as combinações propostas pela norma canadense, que orienta quais as ações – principais e secundárias – das pontes rolantes devem ser consideradas, atuando em conjunto ou não com as demais ações.

A norma canadense (CISC, 2007) foi eleita para este caso por ser, dentre as normas estrangeiras adotadas, a única que traz combinações com efeitos secundários para duas pontes rolantes, atuando em conjunto no mesmo caminho de rolamento, além das combinações que já são apresentadas também pelas outras duas normas (ASCE 7, 2005 e AISE 13, 2003).

Estas questões estão desenvolvidas com maiores detalhes no item 5.5.2, página 139.

#### **1.4.4. Modelagem computacional**

O programa de cálculo utilizado que emprega o Método dos Elementos Finitos é o SAP 2000<sup>®</sup>. A estrutura será modelada no ambiente virtual deste programa, incluindo todos os elementos de barras, suas restrições nodais, comprimentos e coeficientes efetivos de flambagem, dentre outros.

Serão configurados os casos de carregamento e todos os padrões de carga que os constituem (por exemplo, o caso de carregamento Sobrecargas é composto pelos padrões de carga Sobrecarga de Cobertura e Sobrecarga no Passadiço).

As combinações serão definidas no programa de acordo com os esquemas propostos pelas normas em uso.

Depois de verificadas todas as entradas de dados, o programa será acionado para calcular os esforços nas barras e efetuar o dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis (ASD) com vento estático, apenas com as combinações originadas para este método.

Num segundo momento, todas as combinações originadas para o dimensionamento em ASD serão removidas e substituídas por outras, que são as que foram escritas para o dimensionamento pelo Método dos Estados Limites (LRFD) com vento estático. O programa será acionado para o cálculo pela segunda vez e as barras anteriormente dimensionadas pelo ASD serão verificadas pelo LRFD, mas não substituídas. Os resultados serão anotados.



O terceiro passo compreenderá remover apenas as combinações escritas para o dimensionamento em LRFD que contenham vento, para substituí-las por outras, cujos casos de carregamento de vento estático serão substituídos pelos que contenham vento dinâmico. O primeiro dimensionamento feito pelo ASD será novamente verificado pelo LRFD, só que agora com o vento dinâmico. Os resultados serão igualmente anotados e comparados com os dois anteriores.

A quarta etapa consistirá na apresentação de todos os resultados, comparando-os entre si, para que seja possível retirar algumas conclusões.

### 1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Na segunda Seção deste trabalho, há um breve comentário sobre alguns aspectos da evolução humana e como o ferro atua como elemento crescentemente essencial neste processo evolutivo, juntamente com a organização social, o surgimento do Mercado e do processo de industrialização que desenvolveu o aço, esta liga metálica largamente utilizada na construção civil atual.

A terceira Seção identifica os critérios da NBR 6123 (1988) para a determinação de cargas de vento que podem atuar em uma edificação de planta retangular e com cobertura duas águas.

Na quarta Seção serão comentadas algumas particularidades sobre os elementos e o funcionamento de equipamentos utilizados para transporte de cargas sobre trilhos elevados, as pontes rolantes; também como o seu funcionamento origina ações (cargas) sobre a estrutura.

Os critérios adotados para a definição do modelo estrutural, para a aplicação das cargas e para as combinações são tratados na quinta Seção.

A sexta seção revela os resultados obtidos e faz uma breve comparação entre eles.

## 2. O AÇO NO CONEXTO DA EVOLUÇÃO HUMANA

Por mais restrita que seja a abordagem do tema em questão, não há como negligenciar o fato de que a humanidade é fruto de uma evolução de caráter biológico, mais lento, e também de caráter cultural, que envolve mudanças de hábitos por vezes muito velozes e que esta evolução influi, direta ou indiretamente, no que a sociedade classifica como “necessário” e “fundamental”.

A seguir, será tratado de forma muito expedita um breve histórico da organização humana em sociedades e como, nestas sociedades organizadas, surge o ferro e o aço com suas respectivas contribuições à indústria, dentro do contexto de crescimento de mercados.

Os aspectos da indústria bélica e seu avanço tecnológico durante o trágico período 1914-1945, não serão tratados neste trabalho, por não fazer parte do cenário de influência do crescimento econômico (pacífico!) na demanda por profissionais da engenharia, que se deseja abordar e enfatizar; também em respeito a milhões de vidas civis inocentes que foram brutalmente ceifadas nesta época, que já mereceram e continuarão a merecer a dedicação exclusiva ao tema.

### 2.1. SOBREVIVÊNCIA E EVOLUÇÃO

É crível que a vida na Terra tenha surgido há cerca de dois bilhões de anos, “[...] ao passo que o animal que se pode definir como homem só surgiu há dois milhões de anos” e que é “[...] o produto da evolução biológica” (GOMES, 1983, p. 17). Desde então a humanidade é desafiada diariamente a superar suas limitações, para a garantia da sobrevivência da espécie, criando uma herança viva e em constante transformação, chamada Evolucionismo Cultural, semelhante “[...] à Teoria da Evolução biológica a partir das premissas delimitadas por Charles Darwin (1809 – 1882) em ‘*Origem das Espécies*’ (1859) [...]” (PEDROSA, 2008, p. 9).

Mas se compararmos a biologia e a cultura, os esquemas evolucionários são profundamente diferentes. Todas as formas estão geneticamente relacionadas na evolução biológica. Mas os jogos culturais não estão relacionados e não passam por sequências paralelas, em diversas partes do mundo e em sua gênese, na Evolução Cultural, o que é “[...] consequência [sic] direta da diferenciação de ambientes locais [...]” (PEDROSA, 2008, p. 9 e 10).

Os fenômenos meteorológicos – num planeta onde até pedras de gelo caem do céu – com intensidades distintas para as diferentes partes do Planeta, foram os primeiros agentes da evolução nesta cultura primitiva, pois “nos primórdios da civilização, o homem sentiu a necessidade de se abrigar das intempéries da natureza, procurando refúgio nas cavernas [...]” (FERREIRA, 2005, p. 18).

Com o passar do tempo, esta sobrevivência humana, que nos primórdios tinha por elementar a “tomada de decisões” de modo predominantemente instintivo, onde a prioridade era o estabelecimento de métodos rudimentares de defesa – inclusos ingênuos planos de fuga – de seus predadores naturais e abrigo para se proteger das forças da natureza, passou a ganhar contornos dramaticamente diferentes.

Era então inevitável a formação de agrupamentos humanos. Imediatamente as prioridades compostas pela dualidade alimento e defesa deixaram de ser exclusivas. Desde as primeiras organizações sociais houve sempre uma necessidade de produção de bens – exclusivamente alimentares no princípio –; a humanidade, desde então, busca um aperfeiçoamento contínuo dos meios de produção para a obtenção destes bens e as motivações para esta evolução variaram, desde os tempos mais remotos até a atualidade.

Mas isso passa a acontecer em um período historicamente recente, pois: “A civilização propriamente dita tem seis mil anos” (GOMES, 1983, p. 19), apenas. O abandono do nomadismo e a opção por introduzir melhorias no local de estabelecimento de comunidades é ainda mais recente. Foi um período em que o Homem passou a empregar sua inteligência a serviço da sobrevivência, buscando a segurança e o conforto num processo de intervenção no meio ambiente (FERREIRA, 2005, p. 18).

Pode-se destacar, em períodos distintos, três momentos onde as prioridades de produção de bens podem ser classificadas de três maneiras distintas. Na primeira delas, a prioridade é eminentemente agrícola, como é possível verificar quando nos detemos aos aspectos históricos relatados na Bíblia cristã sobre a trajetória do Povo de Israel, por volta do Século VII a.C., cuja motivação centrava-se no caráter divino: produzir mais para agradar a Deus.

Num segundo momento, pode-se destacar o sistema feudal de produção da Era Medieval, onde o pouco excedente da produção rural e manufatureira mantinha pequenos núcleos urbanos e uma instituição monárquica de poder.

Já em um terceiro momento, que pode ser chamada de **revolução capitalista**,<sup>11</sup> os meios de produção de bens de capital da modernidade e pós modernidade passam por uma profunda transformação. A partir deste ponto, o excedente de produção é direcionado para o crescimento dos próprios meios de produção, em um ambiente institucional predominantemente republicano.

## 2.2. O FERRO E A SOCIEDADE CAPITALISTA

Os períodos de evolução do Homem, do ponto de vista cultural, podem ser simplifadamente classificados como Idade da Pedra, Idade do Bronze e Idade do Ferro. O Ferro, em particular, constituiu um salto na evolução histórica da civilização, mas demandou um longo processo de aperfeiçoamento. “A constituição de processos para extrair o ferro e fabricar suas ligas usuais a partir dos óxidos e ocasionalmente do carbonato (siderita) só se fez nos tempos históricos [...]”, mas a evolução da indústria primitiva até a que conhecemos hoje, que transformou o ferro em “metal da civilização”, é decorrência de muitos acontecimentos e muito tempo (GOMES, 1983, p. 22).

As ligas de ferro ocuparam lugar de destaque na construção civil, tornando obsoletas as técnicas construtivas anteriores e, em meados do século XVIII, o setor da construção estava sendo beneficiado pelos avanços no pensamento matemático e científico, sendo que ambos foram fundamentais para a Era da Razão. Os novos modos de pensamento dariam impulso ao desenvolvimento e melhoramento contínuo do ferro como material inovador na construção (ADDIS, 2009, p. 245).

Então, as estruturas de madeira, suscetíveis a incêndios, perderam terreno para as produzidas com ferro. Além de sua maior resistência à exposição em incêndios, a “[...] resistência mecânica e a versatilidade foram imediatamente descobertas e exploradas intensamente, principalmente em estruturas de telhado de leveza e complexidade arquitetônica sem precedentes [...]” (ADDIS, 2009, p. 295).

O uso em escala comercial do ferro ocorre aproximadamente no mesmo período em que as transformações econômicas, políticas e sociais do século XVIII – cujo marco preponderante pode ser considerado o movimento que resultou na Revolução Francesa – e do século XIX, sobretudo o conjunto de transformações que contribuíram para a Revolução Industrial, iniciadas no século anterior, determinaram

---

<sup>11</sup> Expressão cunhada por filósofos clássicos do séc. XIX. Grifo nosso.

um *modus operandi* radicalmente diferente para as relações comerciais existentes anteriormente a este período, com destaque à “economia de escala”, que busca conciliar a maior produtividade com custos tão baixos quanto seja possível. O ponto ótimo destas duas relações é chamado “máxima eficiência e eficácia”.

Então, a busca crescente e incansável pela maior eficiência impulsionou também a expansão da infra-estrutura. As atividades deixaram de ser realizadas em pequenas oficinas domiciliares, passando para locais maiores onde era possível reunir um número maior de pessoas e equipamentos. Dá-se início ao processo de êxodo do campo rumo aos centros urbanos, muitas vezes com o uso de muita violência. Surgem as organizações fabris primitivas em um processo **incontrolavelmente voltado para a expansão**.<sup>12</sup>

Também, a produção necessitava chegar a seus compradores, situados em mercados igualmente em expansão, uns próximos, outros nem tanto. Nos países industrializados e nos chamados “mercados emergentes” da época, num período onde a aviação comercial ainda não existia, estradas – de maneira expressiva as ferrovias –, portos e estaleiros receberam pesados investimentos para reestruturação das instalações já existentes e construção de novas.

### 2.3. MERCADOS E O IMPULSO À INDÚSTRIA

Portos passaram a atender um número sempre crescente de atracções de embarcações cada vez maiores – ou seja, com maior capacidade de carga – e, conseqüentemente, com um volume maior de produtos para embarcar e desembarcar. Isto demandava a construção de armazéns, com dimensões e vãos livres cada vez maiores, que passaram a ser construídos em peças pré-fabricadas de ferro, fundido e forjado, por proporcionar estruturas mais eficientes e fáceis de montar que as trabalhosas e semi-artesanais construções em madeira.

A Figura 7 retrata o Estaleiro Chatham, em Kent, Inglaterra, construído por Jorge Bakcer (c. 1810-60). Suas estruturas, compostas por ferro fundido e forjado, foram as primeiras a utilizarem pilares de seção H, muito comuns até a atualidade.

---

<sup>12</sup> A expressão é originária da filosofia econômica da atualidade, quando trata do processo de expansão dos meios de produção capitalistas. Grifo nosso.



Figura 7 – Rampa coberta N° 4, *Chatham Historic Dockyard*, Kent, Inglaterra.

Fonte: ADDIS, 2009, Fig. 386 p.355.

Por outro lado, a reestruturação das estradas existentes e abertura de novas implicavam num fator intrínseco: para a transposição de obstáculos, urbanos ou geográficos, necessitava-se de viadutos e pontes. O modelo romano, com seus arcos formados por blocos de pedra de seção trapezoidal, simplesmente encaixados (ver Figura 8), já não atendia a demanda, por constituir um modo trabalhoso, arriscado e demorado de construção.

As pontes construídas em madeira demandavam menor tempo de construção, mas a capacidade de tráfego – tanto pela quantidade de veículos quanto pelo limite de carga – ficava restrita e sua durabilidade era reduzida. As pontes construídas em ferro fundido, formadas por peças de dimensões menores – o que facilitava sobremaneira o transporte e a montagem de sua estrutura – unidas com o uso de pequenos conectores,<sup>13</sup> foram a alternativa encontrada para aliar o custo de produção com um menor tempo de construção e uma maior capacidade de tráfego.

---

<sup>13</sup> Inicialmente eram utilizados os rebites a quente e posteriormente parafusos usinados.



Figura 8 – Ponte *Alcántara*, Espanha.

Fonte: Wikipedia. **Roman Engineering: bridges** (2014). Disponível em <[http://en.wikipedia.org/wiki/Roman\\_engineering](http://en.wikipedia.org/wiki/Roman_engineering)>. Acesso em 19 nov 2014.

A primeira ponte em ferro fundido de que se tem registro histórico foi a *Iron Bridge* na vila de *Coalbrookdale*, sobre o Rio *Severn*, na cidade de *Shropshire* na Inglaterra (ver Figura 9), construída com um único arco com vão de 30 metros (PFEIL; PFEIL, 2000, p. 1).



Figura 9 – *Iron Bridge* sobre o Rio *Severn*, Shropshire, Inglaterra, concluída em 1779.

Fonte: The Ironbridge & Toolhouse. **The Birthplace of Industry** (The Iron Bridge & Tollhouse). Disponível em <<http://www.ironbridge.org.uk>>. Acesso em 18 nov 2014.

No Brasil as construções em ferro fundido chegaram também por ocasião dos empreendimentos de Irineu Evangelista de Souza, o Barão e mais tarde Visconde de Mauá. Dentre seus empreendimentos, pode-se destacar a ponte sobre o Rio Paraíba do Sul (ver Figura 10) na cidade de mesmo nome, no estado do Rio de Janeiro.

antigo desejo da população da vila de Paraíba do Sul, fundada em 1623 pelo bandeirante Garcia Rodrigues Paes, a obra passou por diversas etapas até ser entregue, em 1854, ao industrial Irineu Evangelista de Souza, o barão de Mauá. Utilizava um sistema original de amortecimento – criado pelo engenheiro responsável, o inglês Thomas Butler Dodgson – constituído de cinco pilares de alvenaria fundados sobre o leito rochoso do rio e um elaborado sistema de vigamento metálico treliçado. Inaugurada em 1857, foi a primeira ponte do país a cobrar pedágio a fim de compensar o elevado custo da obra . (SECRETARIA DE CULTURA DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO)



Figura 10 – Ponte de Paraíba do Sul, localizada no centro urbano do município de Paraíba do Sul, RJ.

Fonte: (Anon., s.d.) Secretaria de Estado de Cultura do Estado do Rio de Janeiro. Instituto Estadual de Patrimônio Cultural. **Patrimônio Cultural: bens tombados**. Disponível em <<http://www.inepac.rj.gov.br/>>. Acesso em 25 nov 2014.

É possível que uma interpretação leiga do modelo estrutural entenda que há um sistema de amortecimento. Na realidade, trata-se de um “atirantamento” ou



“vagonamento”<sup>14</sup> das longarinas (vigas longitudinais) treliçadas da ponte. Neste sistema, quando a ponte é carregada, as vigas são forçadas para baixo, mas o acoplamento dos tirantes inferiores, bem ao centro, conforme pode ser observado na Figura 11, faz com que a deformação para baixo das longarinas seja contida, gerando um esforço de tração que é absorvido pelos tirantes e conduzidos até sua extremidade, próxima à coluna.

Seus arcos venciam vãos sucessivos de 30 metros. No detalhe da Figura 11 é possível observar o sistema atirantado. É impressionante observar como as peças se encaixam numa harmoniosa combinação entre engenharia e arte.

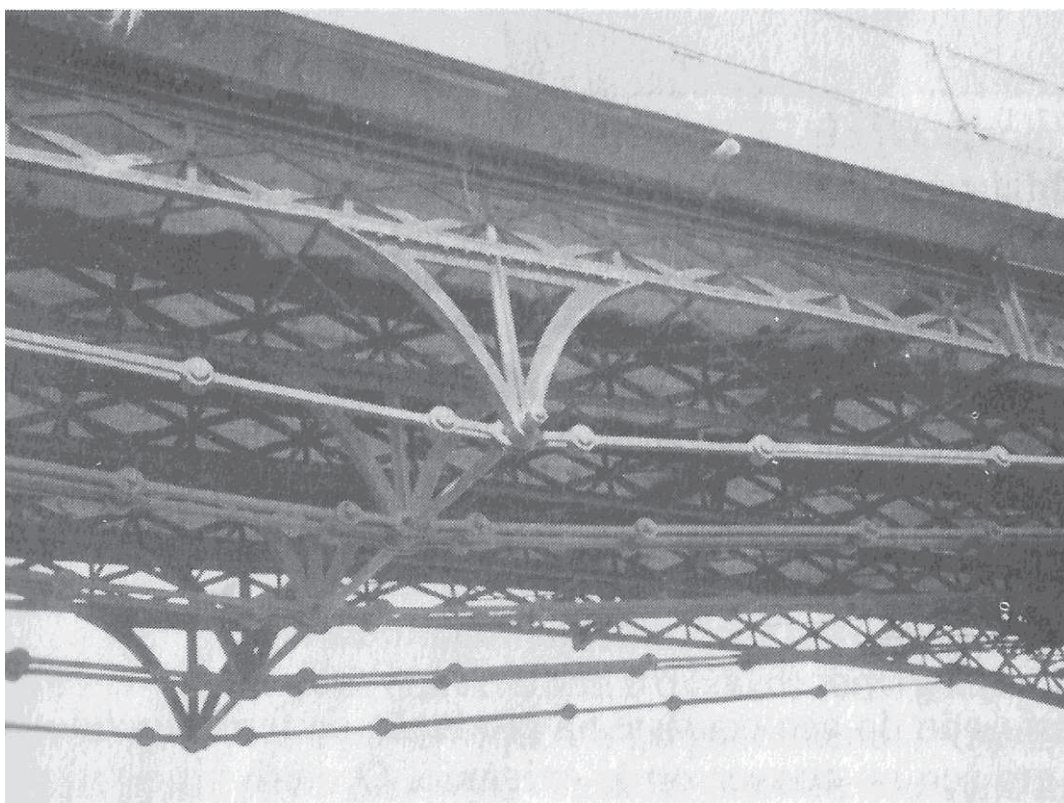


Figura 11 – Ponte sobre o Rio Paraíba do Sul. Detalhe do meio do vão dos arcos atirantados.

Fonte: PFEIL & PFEIL, 2000, Fig. 1.2.b, p. 3.

---

<sup>14</sup> O uso destas expressões é corrente no meio da construção em aço, mas não foi localizada referência em dicionários da língua portuguesa.

## 2.4. O AÇO E A INDÚSTRIA MODERNA

A demanda por edificações de infra-estrutura e industriais suscitava um aperfeiçoamento nos sistemas industrializados de produção. A chamada Indústria de Bens de Capital desenvolveu uma logística de produção que, inspirada no modelo da indústria automobilística concebido pelo norte-americano Henry Ford, fez investimentos em equipamentos de produção e de movimentação de carga dentro de seus edifícios industriais. O trabalho físico humano era gradativamente substituído pela força e agilidade das potentes máquinas de transporte de carga, que a partir de um dado momento já contavam com a eletricidade para seu funcionamento. Neste contexto surgiram as Pontes Rolantes (ver Figura 12).

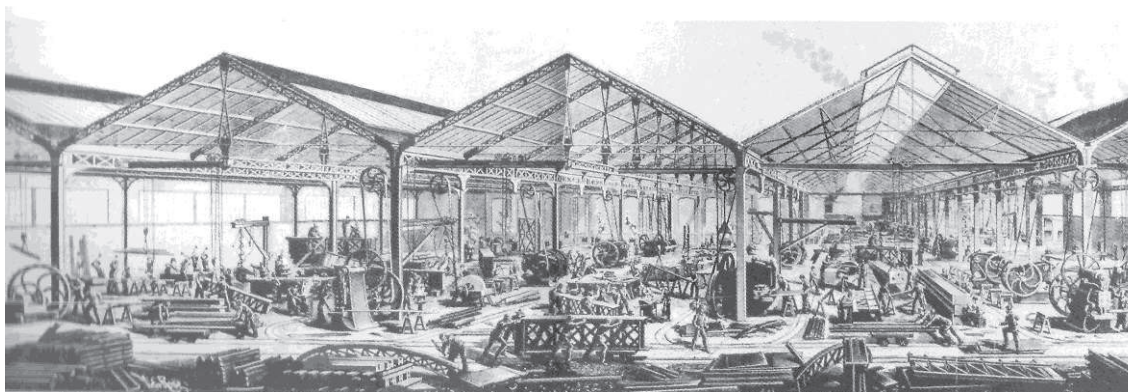


Figura 12 – Oficina da firma de engenharia *Moisant-Laurent-Savey*, Paris, c. 1880.

Fonte: ADDIS, 2009, Fig. 426 p.383

As estruturas de ferro passaram a não atender mais às necessidades postas pelos desafios estruturais. As usinas cresceram, desenvolveram e aprimoraram a tecnologia de produção de uma liga metálica com teor de carbono mais baixo, o aço, que “[...] se tornou mais barato de manufaturar e sua qualidade aumentou [...]” (ADDIS, 2009, p. 382). Dois processos foram desenvolvidos neste período, o Bessemer, em 1856 na Grã-Bretanha e o Siemens-Martin, em 1863-64 na Alemanha. Ambos permitiram a produção de aço em maiores quantidades e com controle mais preciso do teor de carbono. Com este avanço, o aço substituiu o ferro forjado na indústria ferroviária, num primeiro momento. Posteriormente, nas caldeiras de alta pressão para máquinas a vapor, e a partir de 1870 na construção civil (ADDIS, 2009, p. 382).

As usinas siderúrgicas se readequaram para a produção desta nova liga metálica, aprimorando o sistema de produção até chegar no sistema que existe atualmente.

Por definição, a diferença entre ferro e aço, é que o ferro apresenta várias fases alotrópicas; o aço é a liga de ferro e carbono, este em quantidades entre 0,008 a 2,11 % e outros elementos (CHIAVERINI, 1994, p. 21).

As propriedades mecânicas do aço carbono possibilitaram a realização de projetos mais arrojados de engenharia civil, permitindo a existência de vãos maiores. Suas peças eram produzidas de maneira menos artesanal que suas similares em ferro, moldadas em fôrmas de areia.

Entretanto, mesmo com suas vantagens mecânicas, o ferro não é imediatamente substituído pelo aço, pois “[...] ele corroía mais rapidamente que o ferro quando exposto à água [...]”, principalmente a salgada. Para evitar este problema, o aço necessitava de uma boa proteção, que era cara. (ADDIS, 2009, p. 382).

Mas os custos de produção e aplicação desta proteção anticorrosiva baixaram com o avanço das pesquisas, que resultaram no desenvolvimento de tintas apropriadas para aplicação sobre superfície metálica, com custo mais reduzido que aquelas empregadas na indústria automobilística. Então, não havia mais obstáculo real para que o aço se tornasse o material preferido para a construção de grandes obras.

A primeira edificação de grande porte – da qual se tem registro histórico – em que o aço foi utilizado foi a *Galérie des Machines* (Galeria das Máquinas), uma construção temporária construída na ocasião da Exposição Universal de 1889 (ver Figura 13), em Paris “[...] [que] estava entre as primeiras a usar um arco triarticulado [...]” (ADDIS, 2009, p. 382), mostrado no detalhe do apoio articulado na Figura 14.



Figura 13 – *Galérie des Machines*, Exposição Universal, Paris, 1887-89. Engeheiro: Victor Contamin; arquiteto: Ferdinand Dutert.

Fonte: ADDIS (2009), Fig. 428, p.384.

O próximo passo era substituir as imensas paredes portantes nos edifícios de múltiplos andares por estruturas de aço. No início, os projetos seguiram fiéis a tradição arquitetônica da época, mas a forma de executar os fechamentos externos em alvenaria mudou radicalmente, consumindo bem menos material.

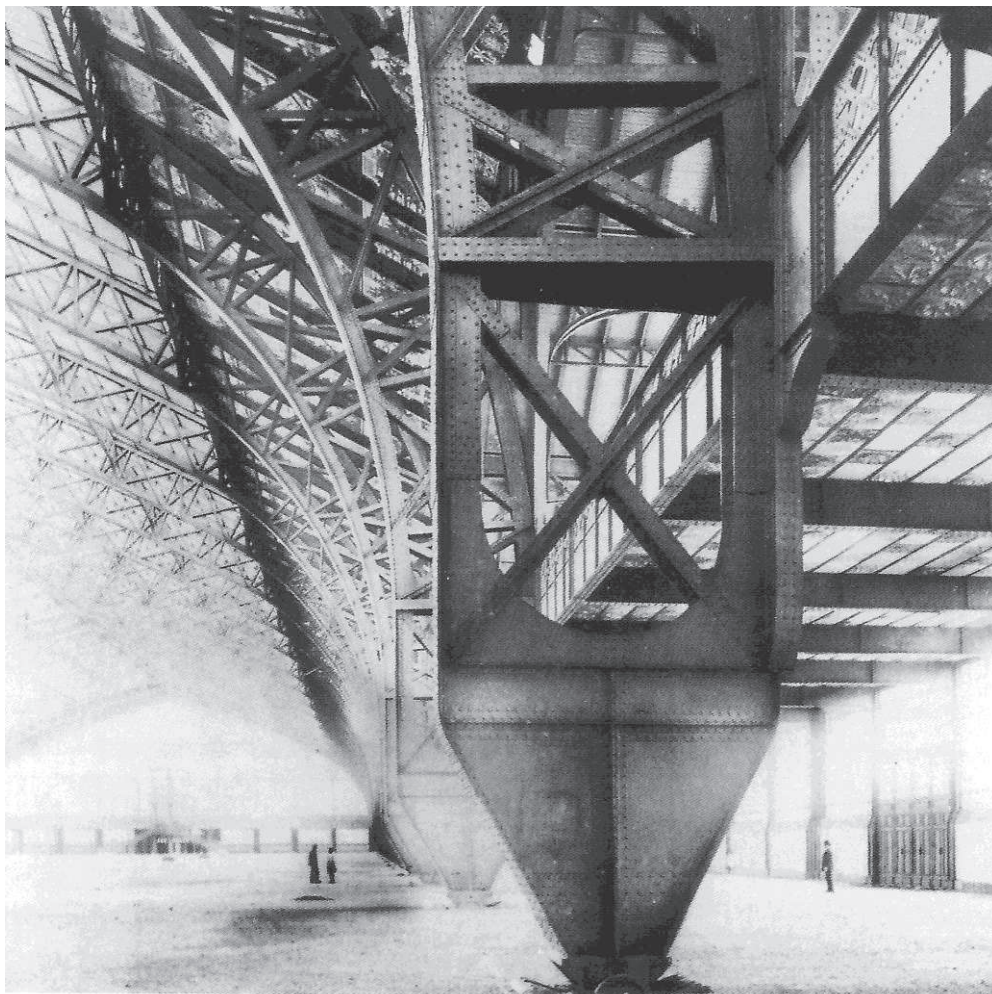


Figura 14 – *Galérie des Machines*. Interior: é possível observar a base, configurada como uma rótula perfeita. Ao centro, as duas partes do arco uniam-se também em rótula perfeita.

Fonte: ADDIS (2009), Fig. 430, p.384.

A conclusão das obras ocorria em um tempo consideravelmente menor, com um ganho incrível de área útil por pavimento – principalmente os inferiores –, já que as colunas em aço possuíam seção transversal muito mais exígua que as monstruosas paredes de alvenaria portante. Com paredes menores e sem a função estrutural, as janelas ficaram mais largas e o pé-direito<sup>15</sup> mais baixo, influenciando nas tendências arquitetônicas da época, diferença perceptível quando se compara o edifício da *Equitable Life Assurance Society*, de 1870, ilustrado na Figura 15 com o *Home Insurance Building*, de 1885, mostrado na Figura 16.

---

<sup>15</sup> Altura livre de cada pavimento.

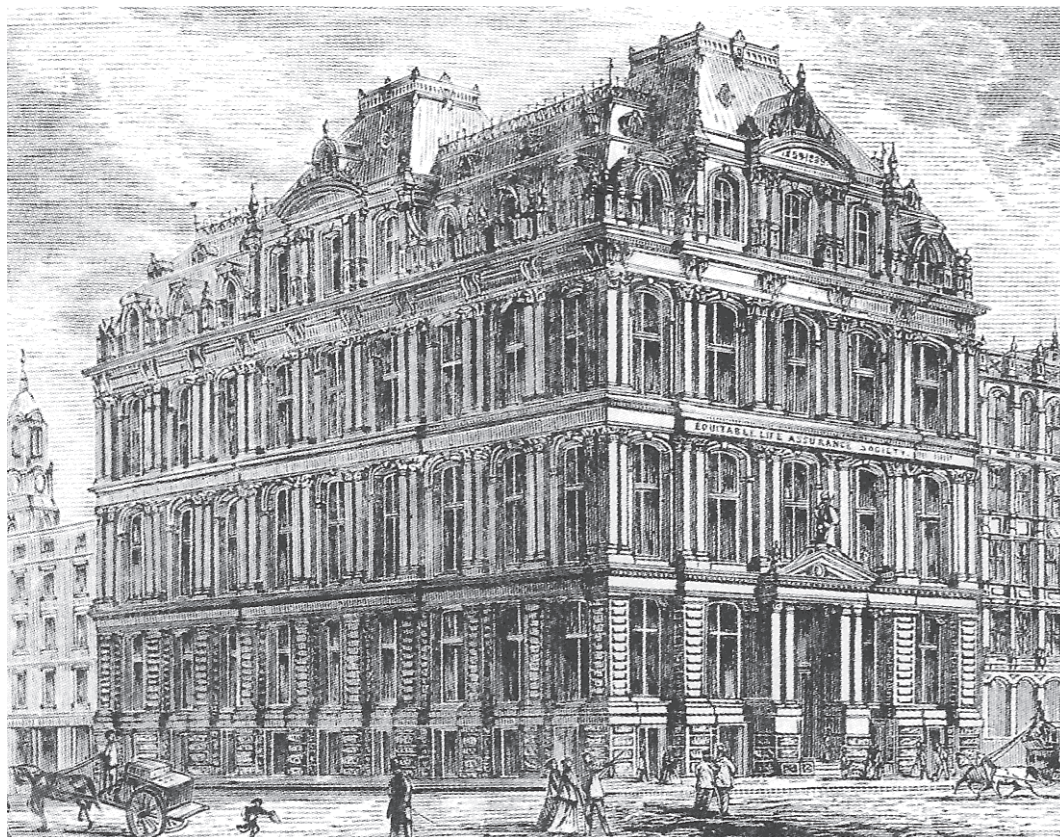


Figura 15 – Edifício da *Equitable Life Assurance Society*, 1868-70. Arquiteto e engenheiro: George B. Post.

Fonte: ADDIS (2009), Fig. 435, p. 389.

Evolução semelhante ocorreu no segmento de transmissão de energia elétrica, que com o uso do aço pode criar estruturas mais altas e espaçadas, o que melhorou sobremaneira a eficiência do sistema.



Figura 16 – *Home Insurance Building*, Chicago, 1883-85. Engenheiro e arquiteto: William LeBaron Jenney.

Fonte: ADDIS (2009), Fig. 442, p. 390.

Em outra análise, edifícios industriais com pontes rolantes são instalações muito comuns. Os vãos tornaram-se maiores, igualmente às cargas, em virtude da maior capacidade das pontes rolantes; numa proporção inversa, no entanto, seus elementos tornaram-se relativamente mais esbeltos.

Na Figura 17 é possível observar um edifício industrial em fase de montagem, por volta da década de 1970. Neste edifício pode-se notar a existência de colunas escalonadas, onde no segmento inferior, que neste caso é treliçado e chamado de coluna inferior, dá-se o apoio da viga de rolamento no topo do banzo interno da coluna; a baioneta é o segmento superior, de menor dimensão, que projeta para cima e na sua extremidade superior, faz conexão com as vigas de cobertura, neste caso de alma cheia e seção variável.



Figura 17 – Edifício industrial da década de 1970 em fase de montagem.

Fonte: SANTOS (1977), Foto 9, p. XXX.

Tanto nas vigas de cobertura quanto nas de rolamento, nota-se a existência de nervuras verticais, que permitem espessuras de alma menores. Este recurso aumenta o trabalho em fábrica, mas reduz bastante o peso dos elementos que recebem este tipo de enrijecimento.

A Figura 18 é o retrato de um edifício industrial destinado a uma aciaria, em uma usina siderúrgica, durante a sua montagem. Se a imagem for observada com maior atenção, percebe-se a proporção entre a estrutura como um todo e os montadores, posicionados em cima da viga de rolamento à esquerda da imagem, que tem várias vezes a altura de uma pessoa adulta.



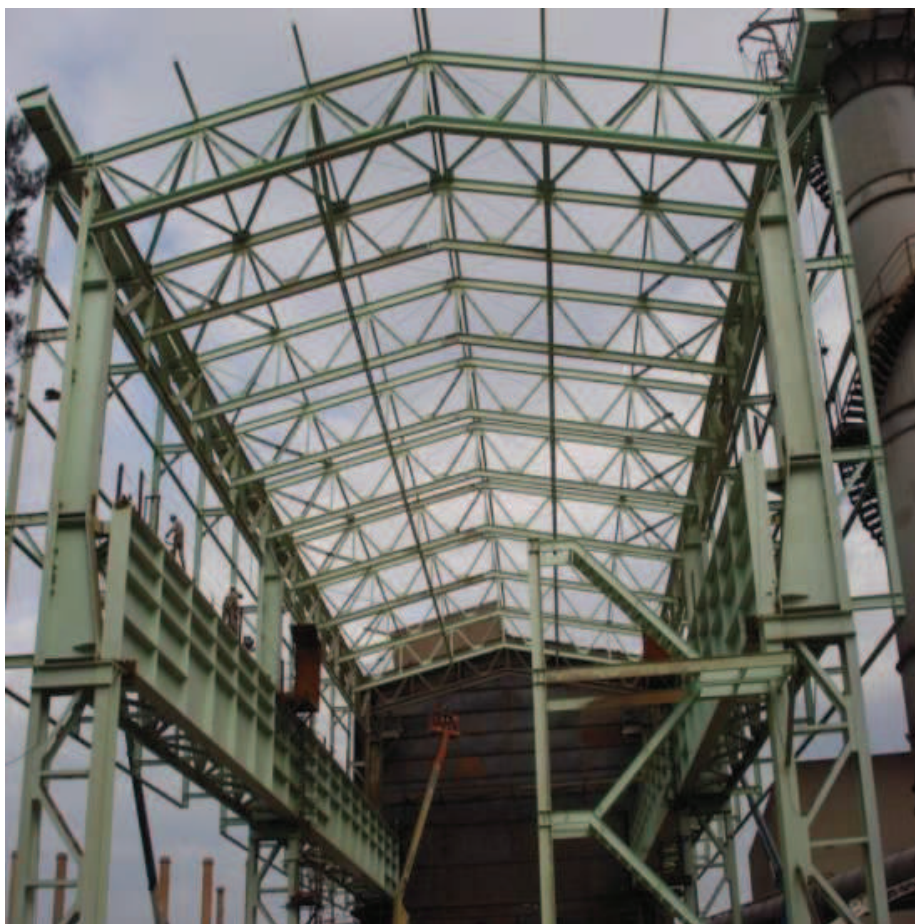


Figura 18 – Edifício industrial destinado a uma aciaria.

Fonte: Emalto Estruturas Metálicas. Disponível no site: <http://www.emalto.com.br/estruturas/produtos/>. Acesso em: 28/nov/2014.

Na Figura 19, observa-se uma usina de cobre e latão na cidade de Katowice, na Polônia. Apesar da cobertura possuir apenas duas águas, há uma divisão de naves internas, o que diminui o vão das pontes rolantes e em consequência o seu custo final.



Figura 19 – Usina de cobre e latão em Katowice, Polônia.

Fonte: Lima & Zanette Engenharia e Consultoria Ltda. Disponível no site: <<http://www.limaezanette.com/projetos.php>>. Acesso em: 28/nov/2014.

A Figura 20 é uma imagem que foi capturada do interior de uma fábrica de estrutura de aço na atualidade.

Como é possível observar, os edifícios industriais mais atuais não diferem muito daquele que foi mostrado na Figura 13, construído há quase quarenta anos, mesmo que existam atualmente aços com desempenho estrutural melhor. Também, a forma de concepção de projeto e cálculo estrutural, descrita na primeira sessão, continua praticamente a mesma.



Figura 20 – O interior de uma fábrica de estruturas de aço.

Fonte: Equipe de Obra. Pini. Disponível no site: <<http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/42/artigo241682-1.aspx>>. Acesso em: 28/nov/2014.

### 3. EFEITOS DA AÇÃO DO VENTO

Para bem avaliar os efeitos das ações devidas ao vento nas estruturas de edificações, é necessário compreender como este fenômeno atmosférico surge e as formas nas quais ele se manifesta. Há vários fatores que determinam com qual intensidade o vento na região considerada atinge a estrutura; outros definirão como o vento se comporta especificamente quando atinge a estrutura. Os itens a seguir tratam destas questões.

#### 3.1. A ORIGEM DO MOVIMENTO DO AR

Todos os dias o Planeta passa por períodos de alternância entre a incidência ou não das radiações solares, conforme se apresentam o dia ou a noite. Segundo Blessmann (1995, p. 9), a radiação solar, composta de ondas eletromagnéticas, em sua maior parte não é calorífica, mas se transforma em calor ao ser absorvida pela superfície terrestre. Aproximadamente 42% na energia solar incidente na Terra é refletida pela atmosfera – por gases que formam o ar que respiramos (basicamente 21% de oxigênio, 78% de nitrogênio e 1% de outros gases), pelas nuvens e pelas partículas sólidas em suspensão (poeira) –, os 58% restantes são absorvidos parte pela própria atmosfera (cerca de 15%), por meio dos vapores d'água, pelas nuvens, pelas moléculas de Ozônio ( $O_3$ ) e partículas de aerossol e também pela crosta (cerca de 43%), que provoca seu aquecimento:

[a] absorção e [a] irradiação dependem das características do solo. Por exemplo, a absorção da energia solar é de cerca de 25% para a neve, 80 a 90% para campos gramados, 95% para florestas densas, 75% para areia seca, 75 a 95% para terreno arado e 60 a 90% para água (depende do ângulo de incidência dos raios solares) (BLESSMANN, 1995, p. 9).

Então, a atmosfera acaba funcionando como uma estufa, onde a energia solar que penetra sobre a camada atmosférica incide sobre a superfície terrestre e reflete radiação infravermelha (calor), mas grande parte desta radiação é impedida de escapar pela mesma camada atmosférica, sendo que a presença de dois componentes é determinante para isso: o vapor d'água, em quantidade variável e o dióxido de carbono ( $CO_2$ ), em proporção aproximada de 0,03%. Estes dois elementos são permeáveis à radiação solar, mas não à infravermelha, fazendo com

que esta seja contida, o que aquece a superfície terrestre (BLESSMANN, 1995, p. 9 e 10).

A diferença de temperatura nas camadas de ar, em virtude da variação de aquecimento entre regiões circunvizinhas (aquecimento não uniforme, portanto), faz com que haja diferenças de massa e com essas surgem diferenças de pressão, que originam o movimento do ar de regiões de maior pressão atmosférica para outras de menor pressão. Influi também o movimento de rotação da Terra, que interfere na aceleração e na trajetória das partículas de ar, chamada de força de Coriolis (BLESSMANN, 1995, p. 11).

A cada diminuição de pressão, ou seja, expansão do ar, há uma diminuição de temperatura, um resfriamento. A cada aumento de pressão, ou seja, compressão do ar, há uma elevação de temperatura, um aquecimento da massa de ar, “[...] de acordo com as leis da termodinâmica [...]” (BLESSMANN, 1995, p. 15).

Este movimento do ar é designado por **vento**, ou **vento natural**.

A expressão **vento natural** foi cunhada para caracterizar a referência ao **vento atmosférico**, diferenciando-o do **vento simulado**, produzido em túneis de vento para fins de estudo. O vento natural é constituído por “[...] um fluxo de ar médio ao qual se sobrepõe flutuações do fluxo. Estas flutuações são conhecidas pelo nome de *rajadas* ou *turbulência*” (BLESSMANN, 1978, p. 11).<sup>16</sup>

O vento natural tem um comportamento aleatório. Ventos fortes com estabilidade neutra são os que sopram mantendo sua velocidade média aproximadamente constante, por vários minutos ou até mesmo por várias horas.

As flutuações do escoamento do ar são quase que integralmente causadas por agitação mecânica do ar, formando um grande número de **turbilhões**, também designados **redemoinhos**. Os turbilhões originam as **rajadas** de vento, que ocorrem em uma seqüência [sic] aleatória de freqüências [sic] e intensidades. (BLESSMANN, 1995, p. 29).

Então, de todas as formas de manifestação de fenômenos meteorológicos relacionados com o movimento do ar, é importante, para a engenharia, o conhecimento da **velocidade média** e das flutuações em torno dessa média, determinadas em intervalos de tempo entre 10 min e 1 h. “As flutuações

---

<sup>16</sup> Grifo do autor na citação direta. Grifo nosso na paráfrase.

instantâneas em torno da média são designadas por **rajadas** [...]” (BLESSMANN, 1995, p. 19).<sup>17</sup>

A velocidade do ar e a intensidade das rajadas variam com a altura, até a “camada limite atmosférica” (BLESSMANN, 1995, p. 29). “Em alturas da ordem de 500 m as massas de ar movem-se a uma velocidade aproximadamente constante: é a chamada **velocidade gradiente**” (PITTA, 1987, p. 13),<sup>18</sup> que determina a **camada limite atmosférica**.

A intensidade com que estes deslocamentos de ar atingem a edificação e os efeitos que nela produzem dependem de vários fatores, que serão explanados a seguir.

### 3.2. VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO

Em 1976 foi constituída a Comissão de Estudo de Revisão da NB-5 “Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edifícios” da ABNT, momento em que houve um aumento considerável das pesquisas no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) (FERREIRA, 2005, p. 29). As 49 estações da FAB (Força Aérea Brasileira):

[...] localizadas em terreno plano e aberto dos aeroportos e equipadas com anemômetros do tipo “*Aeronave*”, de marca *Bendix-Friez*, instalados a uma altura de 10 metros, registram máximas velocidades médias do vento medidas sobre 30 segundos, além das velocidades de rajadas. Essas velocidades são avaliadas através da corrente elétrica gerada pela rotação da hélice do anemômetro. As medições são feitas de hora em hora, ou quando se observa uma variação acentuada na leitura desses equipamentos. Essas estações contribuíram para o levantamento dos registros de velocidades até 1974, com o máximo de 25 anos (FERREIRA, 2005, p. 29).

Velocidade média do vento é “[...] a distância percorrida por uma partícula de ar durante a unidade de tempo [...]” medida com o uso de um anemômetro (ou anemógrafo) – já que não há outro meio conhecido que possibilite acompanhar o movimento de uma partícula de ar e medir seu deslocamento – e com isso determinar a velocidade média de escoamento de ar com a variação de tempo (FERREIRA, 2005, p. 29).

---

<sup>17</sup> Grifo do autor.

<sup>18</sup> Grifo nosso.

A velocidade básica do vento ( $V_0$ ) é a máxima velocidade que pode ser medida para um tempo de 3 s, com a possibilidade de ser excedida ao menos uma vez em um período total de 50 anos – que é o **tempo de recorrência** –, medida a uma altura de 10,0 m sobre um terreno em lugar aberto e plano. As 49 estações meteorológicas espalhadas pelo país permitiram a coleta de dados, que serviram de base para a definição do mapa de isopletas da NBR 6123 (1988), transcrito na Figura 21.

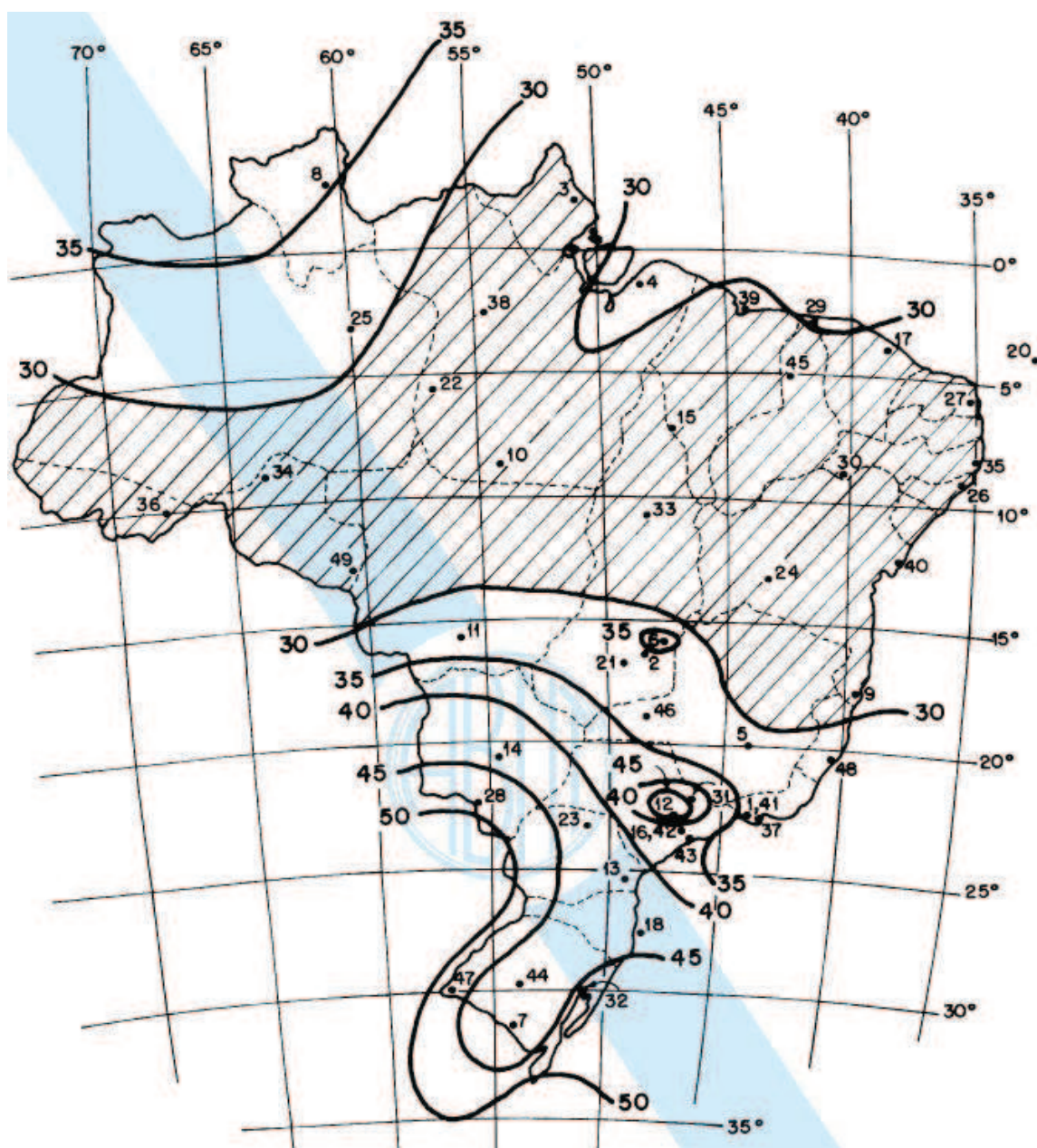


Figura 21 – Isopletas da velocidade básica do vento  $V_0$ .

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988). Figura 1, p. 6.

A localização das estações meteorológicas que fazem esta medição está compilada em uma tabela no ANEXO C, p. 46 da Norma.

É admitido que o vento básico possa soprar de qualquer direção, exceto se houver direções preferenciais justificadas.

### 3.3. FATOR TOPOGRÁFICO

Em um terreno razoavelmente plano ou com inclinações muito baixas (em torno de  $3^\circ$ ), o perfil da velocidade do vento mantém-se inalterado. Mas quando há alterações significativas do terreno, com inclinações ascendentes a partir de  $6^\circ$  e uma altura  $d$ , a velocidade do vento aumenta “em virtude de um efeito venturi” (BLESSMANN, 1995, p. 74).<sup>19</sup>

Portanto:

a forma e as dimensões do morro interferem no perfil vertical do vento, que é acelerado. Há uma altura de influência  $h_i$ , medida a partir da base do morro ou talude, até a qual as linhas de corrente sofrem uma deflexão sensível no plano vertical e o vento é acelerado (BLESSMANN, 1995, p. 74)

Na Figura 22 Blessmann (1995) ilustra a deflexão do perfil vertical do vento sob influência de um morro de altura  $d$  em um fluxo de ar de altura  $h_i$ . Nesta figura, a dimensão  $h_i$  não está representada; ela é a distância do nível do terreno até o ponto onde o perfil vertical do vento é alterado (na figura central, sobre morro e na da direita, no topo do talude). Nesta figura, é possível observar o perfil original do vento, em linha tracejada, e em linha cheia o perfil alterado.

---

<sup>19</sup> Grifo do autor.

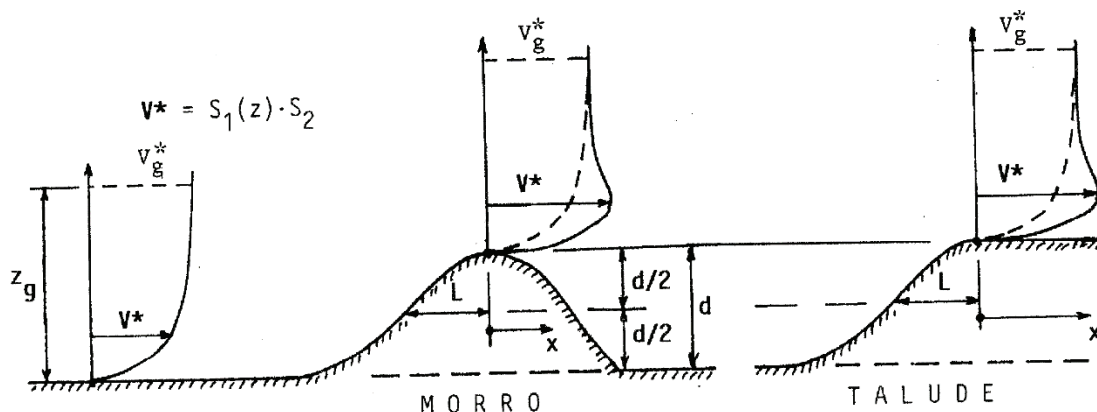


Figura 22 – Alteração do perfil vertical do vento em morros e taludes.

Fonte: Blessmann (1995), Fig. 3.20 p. 78.

Onde:

$z_g$ : altura gradiente, medida do nível do terreno até a camada limite atmosférica;

$V_g^*$ : velocidade do vento na camada limite atmosférica;

$V^*$ : velocidade do vento amplificada no topo de morros ou taludes, a uma altura  $z$  do nível do terreno;

$S_1(z)$ : fator topográfico;

$S_2$ : fator definido em função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno.

Esta altura  $h_i$ , para ventos fortes em estabilidade neutra, varia entre três e quatro vezes a altura do morro ou talude, ou seja,  $3 \times d$  a  $4 \times d$  (1995, p. 74). “[...] a NBR 6123 (1988) adotou, com pequenas modificações, a recomendação da Convenção Europeia da Construção Metálica [CECM]” (BLESSMANN, 1995, p. 75).

A seguir, a Figura 23 mostra as considerações da NBR 6123 (1988) para a definição do Fator Topográfico  $S_1$  em morros alongados.



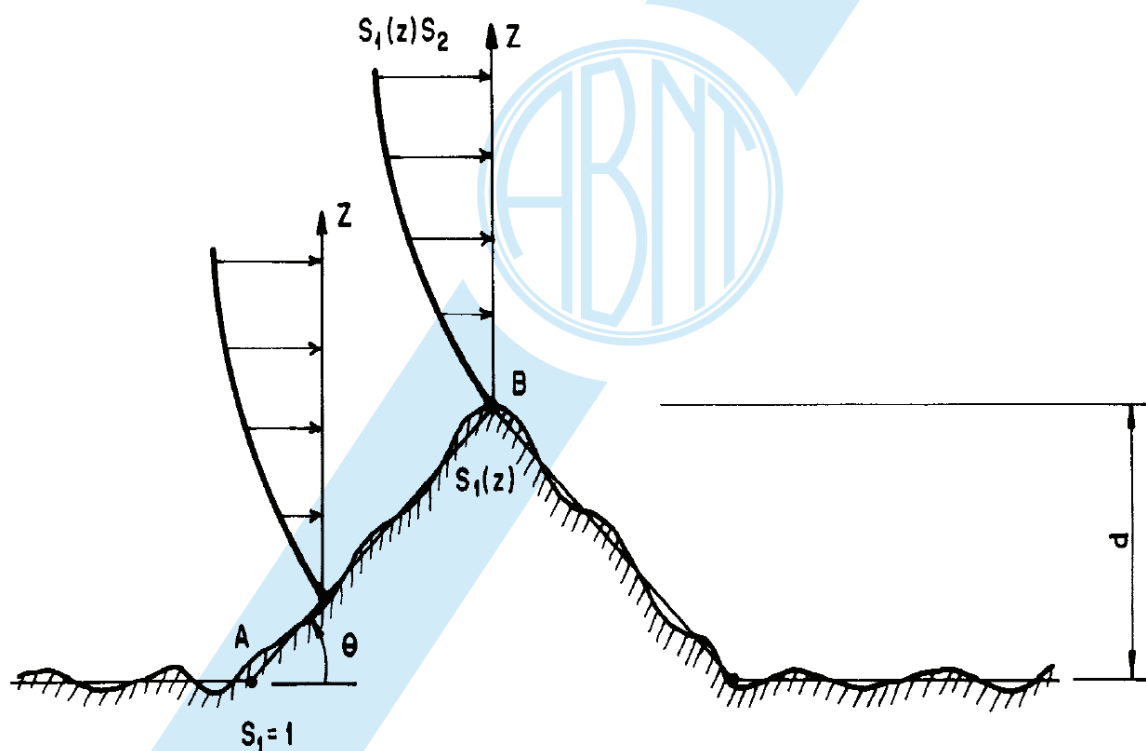


Figura 23 – Perfil vertical do vento para morros.

Fonte: NBR 6123 (1988), Figura 2.b, p. 7.

A Figura 24, a seguir, mostra as considerações da NBR 6123 (1988) para a definição do Fator Topográfico  $S_1$  em taludes.

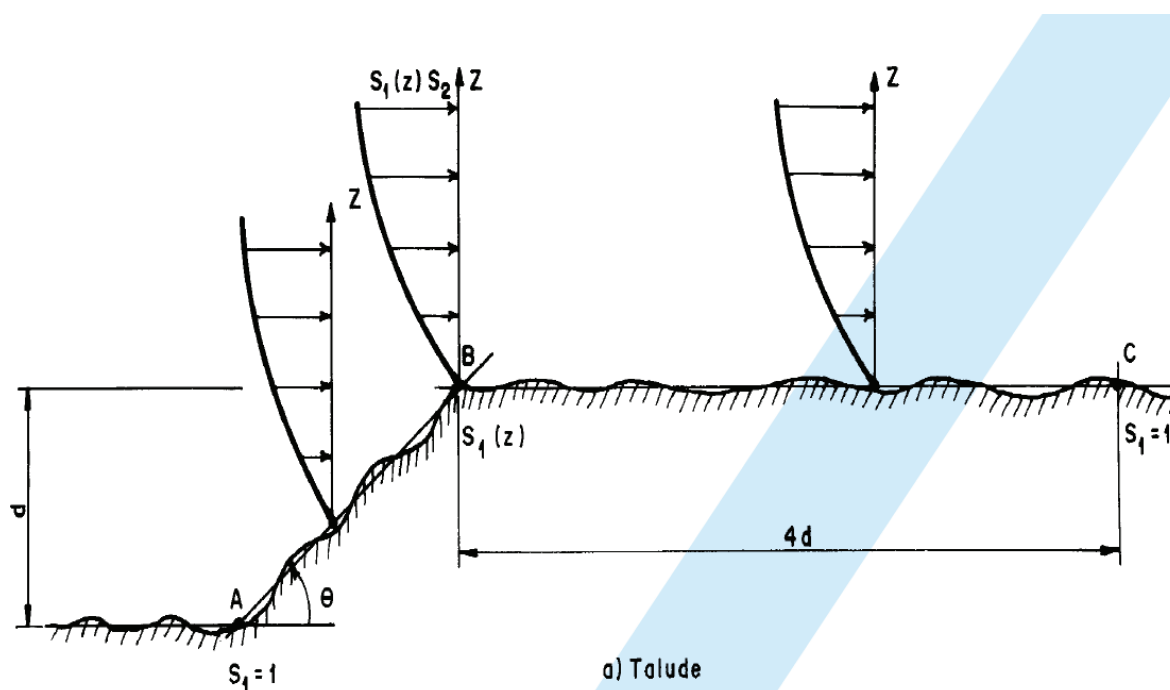


Figura 24 – Perfil vertical do vento para taludes.

Fonte: NBR 6123 (1988), Figura 2.a, p. 7.

Para a determinação do fator  $S_1$  em morros ou taludes, a NBR 6123 (1988), atendidas as condições de direção do vento de fluxo bidimensional, faz as seguintes considerações:

- No ponto A, da Figura 23 e da Figura 24 e no ponto C da Figura 24:

$$S_1 = 1,0 \quad (3.1)$$

- No ponto B da Figura 23 e da Figura 24, o fator topográfico  $S_1$  é uma função de  $z$ , conforme segue:

$$S_1(z) = 1,0 \quad \text{para } \theta \leq 3^\circ \quad (3.2)$$

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1,0 \quad \text{para } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad (3.3)$$

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1,0 \quad \text{para } \theta \geq 45^\circ \quad (3.4)$$

Onde:

$z$ : altura medida a partir do terreno até o ponto considerado (da edificação);

$d$ : diferença de altura entre a base e o topo do talude ou morro;

$\theta$ : ângulo de inclinação média do talude ou encosta de um morro.

Ainda segundo a norma, deve-se:

- Interpolar linearmente para valores intermediários de  $\theta$ ;
- Entre A e B, na Figura 23 e na Figura 24 e entre B e C, na Figura 24, o valor deve ser obtido por interpolação linear;
- Em vales profundos, protegidos de ventos de quaisquer direções:

$$S_1 = 0,9 \quad (3.5)$$

Um exemplo de morro ou encosta de talude é mostrado na Figura 25.



Figura 25 – Habitações em um vilarejo nos Pirineus, na Espanha, na cordilheira que faz divisa natural com a França. Um exemplo de perfil topográfico constituído por morro.

Fonte: Site CUMBICÃO. “Dicas de Andorra: um vilarejo-chique nos Pirineus” (AVILA, 2012). Disponível no site: <<http://www.cumbicao.com.br/2012/10/dicas-de-andorra-um-vilarejo-chique-nos.html>>. Acesso em: 06/dez/2014.

### 3.4. RUGOSIDADE DO TERRENO

A velocidade do vento varia com a altura e o seu perfil é determinado pela quantidade de obstáculos, naturais ou artificiais, que existem na superfície atmosférica, chamados de “rugosidade superficial” (BLESSMANN, 1995, p. 33).

A rugosidade, conforme Blessmann (1995, p. 33 e 34):

[...] é definida pela forma, dimensões e densidade dos elementos que a constituem (terrenos naturais e cultivados, vegetação rasteira e alta, bosques e florestas, lagos e mares, muros, casas, pavilhões industriais e agrícolas, edifícios, etc).

De modo prático, os obstáculos presentes no terreno, naturais ou artificiais, dispersam o vento próximo à superfície e influenciam o perfil vertical do vento bidimensional.

A NBR 6123 (1988) define cinco categorias de terreno. A Figura 26 ilustra um caso de regiões costeiras, com superfícies lisas, classificada na Norma como sendo de categoria I.



Figura 26 – Um exemplo de região considerada como “mar calmo”, que se enquadra na Categoria I de rugosidade do terreno, conforme Item 5.3.1 da NBR 6123 (1988, p. 8).

Fonte: Mitula (Fortaleza terrenos beira mar). Disponível no site: <<http://imoveis.mitula.com.br/imoveis/fortaleza-terrenos-beira-mar>>. Acesso em: 06/dez/2014.

A Figura 27 mostra um caso típico de regiões com obstáculos densos, pouco espaçados e altos, como os centros de grandes cidades. A Norma classifica este tipo de rugosidade de terreno como sendo de categoria V.



Figura 27 – Caso de rugosidade de terreno que se enquadra na Categoria V, descrita no item 5.3.1 da NBR 6123 (1988, p. 8).

Fonte: Guia Turismo Curitiba. Vista panorâmica do centro de Curitiba a noite. (SZCZEPANSKI, 2011).

A Norma estabelece a altura média dos obstáculos para determinar qual a categoria do terreno. As superfícies lisas (altura 0), “[...] com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente [...]” (ABNT NBR

6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988, p. 8) se enquadram na Categoria I. As demais categorias estabelecem como altura média dos obstáculos 1, 3, 10 e 25 m, respectivamente.

### 3.5. TEMPO DE RAJADA

Para a determinação da parcela de vento que atingirá a edificação, é necessário estipular uma razão entre as dimensões da edificação e o tempo necessário para que o fluxo envolva-a totalmente, na direção do vento que está sendo considerada.

A velocidade máxima instantânea do vento não tem aplicação prática na engenharia, pois é necessário um certo tempo de atuação de uma força para que possa ser solicitada toda a estrutura resistente; além disso, a duração da rajada deve ser suficiente para abranger todo o campo aerodinâmico no entorno da construção. Quanto mais veloz a rajada, menor seu tempo de atuação e menor o seu turbilhão correspondente (PITTA, 1987, p. 15).

A NBR 6123 (1988) estabelece três classes de edificação, em relação às suas dimensões: para a maior dimensão vertical ou horizontal da edificação, na direção e sentido do vento considerado – ou seja, a superfície ortogonal à direção do vento –, não excedendo 20 m, Classe A, tempo  $t=3s$ ; entre 20 e 50 m, Classe B, tempo  $t=5s$ ; quando a maior dimensão vertical ou horizontal exceder 50m até o limite de 80 m, Classe C, tempo  $t=10s$ . Quando a maior dimensão superar 80 m, a Norma indica o cálculo do tempo  $t$  pelo seu ANEXO A (p. 42).

Blessmann (1995, p. 33), no entanto, não recomenda a adoção de tempos superiores a 10 s para edificações com dimensões superiores a 80 m:

Devido à grande influência da velocidade no valor de  $t$  [...], não nos parece recomendável especificar outras Classes de edificações na Norma (para  $h$  acima de 80 ou 100 m, por exemplo), pois as diferenças contra a segurança podem ser importantes.

No entanto, a Norma indica o cálculo do fator  $S_2$  pelo seu ANEXO A, que resulta em tempos de rajada mais precisos, para qualquer vento, resultando em cargas mais próximas da realidade. Dentro de uma mesma Classe da edificação, cujo tempo de rajada é tabelado, o tamanho do turbilhão é ligeiramente distinto. Edificações cuja maior dimensão horizontal ou vertical da superfície ortogonal à

direção do vento seja superior a 80 m, quando o fator  $S_2$  for determinado pelo ANEXO A, resultará cargas menores.

### 3.6. PERFIL VERTICAL DO VENTO

Conforme comentado anteriormente, o perfil vertical da velocidade do vento varia desde zero, junto à superfície, até a velocidade máxima, no limite da camada atmosférica. A rugosidade do terreno, natural ou artificial, determina a intensidade da turbulência e, conseqüentemente, o tamanho do turbilhão. Admite-se que um turbilhão tenha uma forma elipsoide, que sua seção transversal seja circular e que seu eixo maior coincida com a direção do vento médio (BLESSMANN, 1995, p. 30). Quanto maior a edificação, maior o tempo necessário para que este turbilhão atinja todo o seu entorno.

O Fator Topográfico, a Rugosidade do Terreno e as dimensões da edificação são determinantes para a definição do fator  $S_2$  na NBR 6123 (1988). Para as edificações que se enquadram nas Classes A, B ou C, o fator  $S_2$  é governado pela equação:

$$S_2(z) = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3.6)$$

Onde:

b: parâmetro meteorológico;

p: expoente da lei potencial de variação de  $S_2$

$F_r$ : fator de rajada correspondente à Categoria II de rugosidade, aplicável a todas as demais;

z: altura do terreno até a parte da edificação que está sendo considerada.

A Figura 28 apresenta os valores para os parâmetros meteorológicos e o fator de rugosidade, necessários para o cálculo de  $S_2(z)$  pela equação (3.6).

**Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos**

Categoria	$z_g$ (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Figura 28 – Tabela de Parâmetros Meteorológicos.

Fonte: NBR 6123 (1988, p. 9).

Na Tabela 1 da NBR 6123 (1988, p. 9), transcrita na Figura 28,  $z_g$  indica a altura gradiente, que é medida a partir da superfície do terreno até a camada limite atmosférica.

Entretanto, conforme já citado, o fator  $S_2$  pode ser determinado com mais precisão para as maiores dimensões específicas de cada superfície ortogonal à direção do vento, entre os intervalos estabelecidos para as classes de edificações A, B ou C e também para edificações cuja maior dimensão da superfície ortogonal à direção do vento exceda os 80,0 m.

Segundo o Anexo A da NBR 6123 (1988, p. 42), o fator  $S_2$ , para uma determinada categoria de rugosidade do terreno  $i$ , pode ser determinado pela expressão:

$$S_{2,i} = \frac{\bar{v}_{t,i}(z)}{V_0} \quad (3.7)$$

Onde:

i: categoria de rugosidade do terreno;

$\bar{V}_{t,i}(z)$ : velocidade média sobre t segundos, na altura z acima do terreno, para a categoria i.

Para a determinação de t:

$$t = 7,5 \cdot \frac{L}{V_t(h)} \quad (3.8)$$

Onde:

L: altura ou largura da superfície frontal da edificação ou parte da edificação em estudo, adotando-se o maior dos valores;

h: altura medida da superfície do terreno até o topo da edificação, ou até o ponto ou parte da edificação que está sendo estudado;

$V_t(h)$ : velocidade média do vento sobre t segundos, no topo da edificação ou parte da edificação em estudo;

Sendo que:

$$V_t(h) = S_1 \cdot S_2(h) \cdot V_0 \quad (3.9)$$

O cálculo de  $V_t(h)$  deve ser feito por aproximações sucessivas.

O fator  $S_2$  pode então ser obtido pela expressão:

$$S_2 = b \cdot F_{r,II} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3.10)$$

Onde:

$F_{r,II}$ : fator de rajada para determinação do fator  $S_2$  pelo ANEXO A da Norma.

Os valores de **b**,  **$F_{r,II}$**  e **p**, para a determinação do fator  $S_2$  pela equação (3.10), podem ser obtidos através da Tabela 21 da NBR 6123 (1988, p. 42), transcrita na Figura 29.



Tabela 21 - Parâmetros b, p, F<sub>r,II</sub>

Cat.	t(s)	3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
I	b	1,10	1,11	1,12	1,13	1,14	1,15	1,16	1,17	1,19	1,21	1,23	1,25
	p	0,06	0,065	0,07	0,075	0,075	0,08	0,085	0,085	0,09	0,095	0,095	0,10
II	b	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	p	0,085	0,09	0,10	0,105	0,11	0,115	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16
	F <sub>r</sub>	1,00	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,77	0,72	0,69	0,65
III	b	0,94	0,94	0,93	0,92	0,92	0,91	0,90	0,90	0,89	0,87	0,86	0,85
	p	0,10	0,105	0,115	0,125	0,13	0,14	0,145	0,15	0,16	0,175	0,185	0,20
IV	b	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82	0,80	0,79	0,76	0,73	0,71	0,68
	p	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16	0,17	0,175	0,195	0,215	0,23	0,25
V	b	0,74	0,73	0,71	0,70	0,69	0,67	0,64	0,62	0,58	0,53	0,50	0,44
	p	0,15	0,16	0,175	0,185	0,19	0,205	0,22	0,23	0,255	0,285	0,31	0,35

Figura 29 – Parâmetros b, F<sub>r,II</sub> e p.

Fonte: ANEXO A da NBR 6123 (1988, p. 42).

Davenport (apud PITTA, 1987, p. 13) propõe uma lei exponencial para a determinação da velocidade média do vento conforme a altura em relação ao nível do terreno, até a cota limite atmosférica, onde se atinge a velocidade gradiente de 160 km/h (ou 100 mph), definida pela expressão a seguir:

$$V_z = V_g \cdot \left( \frac{z}{z_g} \right)^\alpha \quad (3.11)$$

Onde:

V<sub>z</sub>: velocidade média do vento na altura z;

V<sub>g</sub>: velocidade gradiente do vento;

z<sub>g</sub>: altura gradiente ou altura limite da camada atmosférica, que depende da rugosidade do terreno, cujos valores encontram-se representados na Figura 30;

α: constante que depende da rugosidade do terreno, cujos valores também estão representados na Figura 30.

O perfil do vento bidimensional e sua variação com a altura e com a rugosidade do terreno, proposto por Davenport (PITTA, 1987, p. 14) é mostrado na Figura 30.

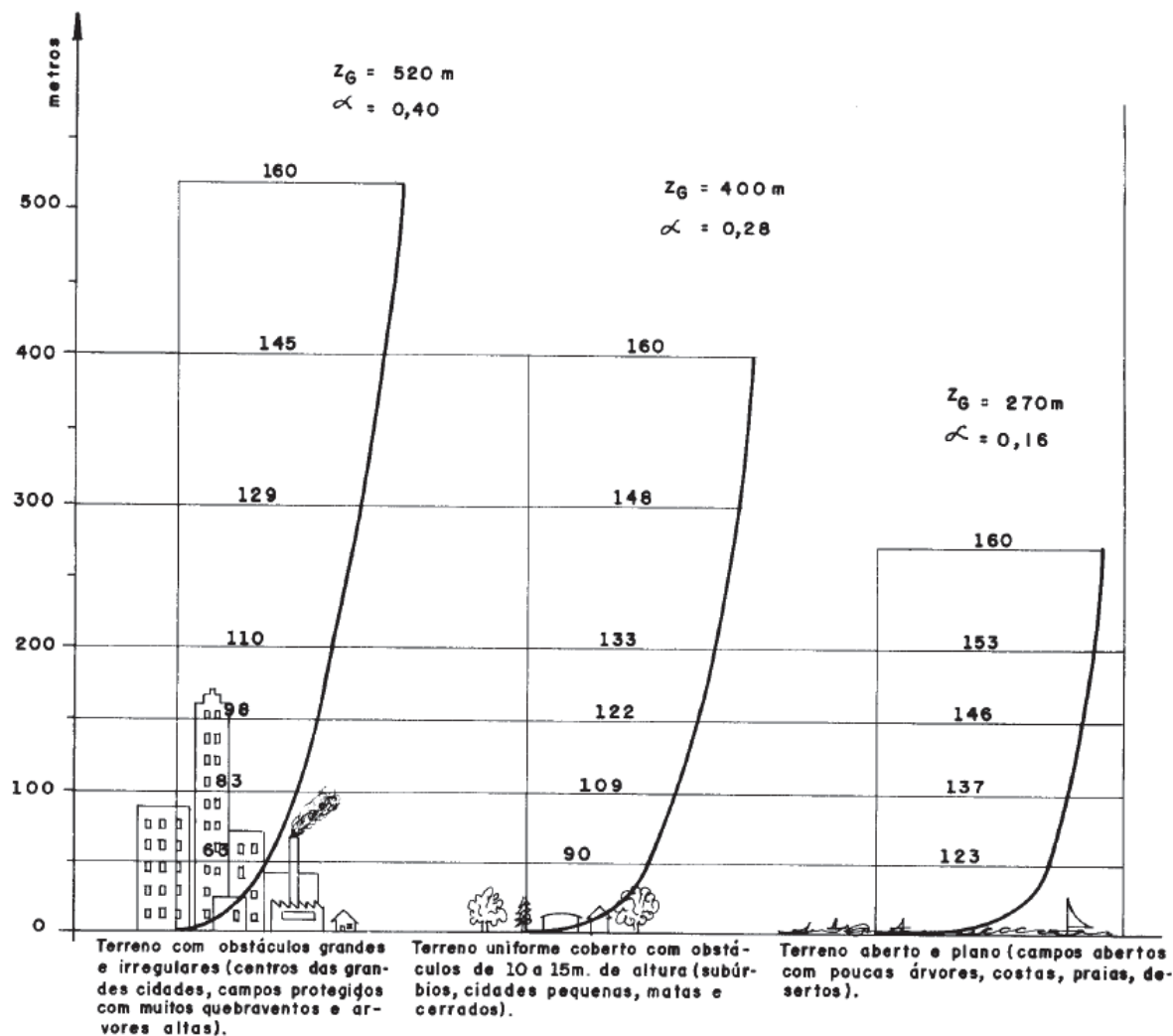


Figura 30 – Perfis da velocidade média do vento (km/h), segundo Davenport.

Fonte: Davenport, A. G., 1961: The application of statistical concepts to the wind loading of structures. Proceedings Institution of Civil Engineers, London, 19: 449 – 472 (apud PITTA, 1987, p. 14).

A existência de juntas de dilatação no edifício interfere no tempo de rajada do vento transversal ou ortogonal ( $90^\circ$ ), ou seja, o vento que incide na superfície lateral do edifício. Explica-se. A Figura 31 representa a planta da cobertura do edifício industrial em estudo, sob a atuação do vento longitudinal ( $0^\circ$ ). Nesta situação, a dimensão da superfície frontal na direção do vento considerado, que determinará o tempo de rajada, é a vertical, ou seja, pouco mais de 50,00 m, que é a distância do piso até o topo da cumeeira (conforme foi visto na Figura 2).

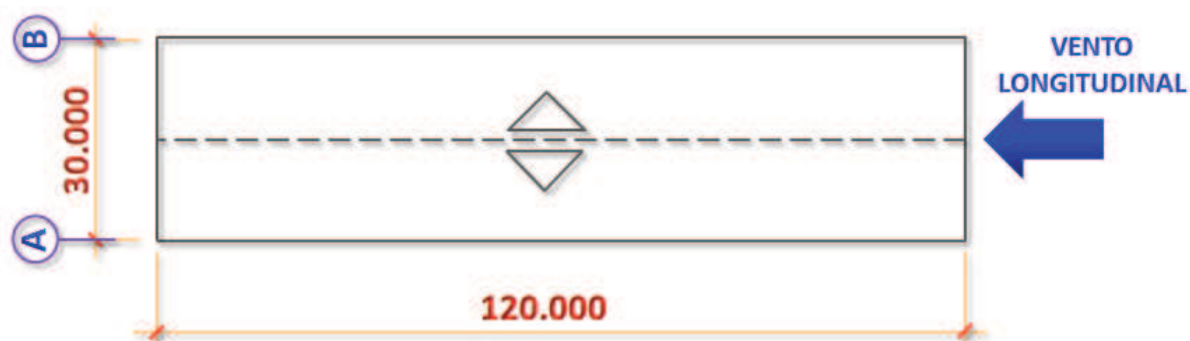


Figura 31 – Planta da cobertura do edifício industrial em estudo, sob a atuação do vento longitudinal.

Fonte: o autor, 2015.

Nota: dimensões em milímetro.

Na Figura 32, o edifício industrial em estudo – cuja vista também é a planta da cobertura – está submetido à ação do vento transversal (90°). Neste caso, a maior dimensão da superfície frontal na direção do vento considerado é o seu comprimento, igual a 120,00 m.

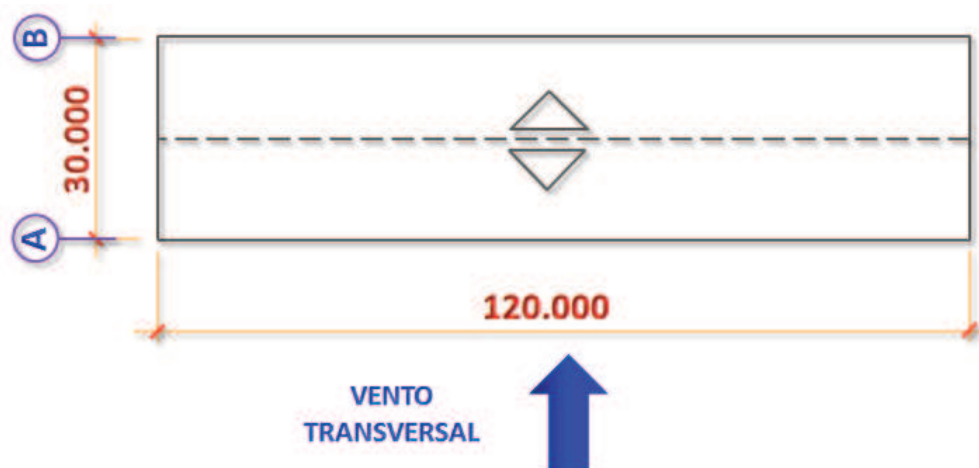


Figura 32 – Planta da cobertura do edifício industrial em estudo, sob a atuação do vento transversal.

Fonte: o autor, 2015.

Nota: dimensões em milímetro.

É importante destacar que o edifício industrial em estudo não apresenta juntas de dilatação. Se houvesse uma junta de dilatação exatamente na metade do seu comprimento, conforme ilustrado pela Figura 33, a maior dimensão da superfície frontal na direção do vento seria igualmente a longitudinal, mas neste caso deve-se considerar 60,00 m e não 120,00 m, pois as duas partes do edifício são completamente independentes, sob o aspecto estrutural.

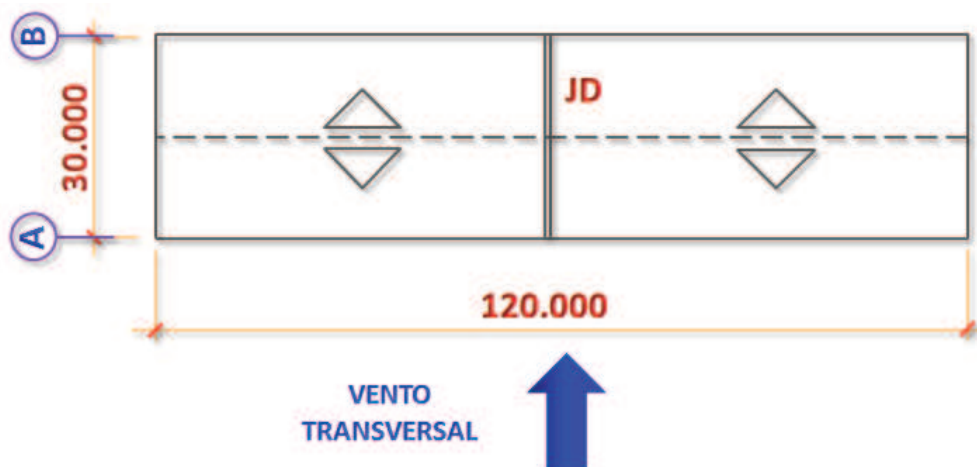


Figura 33 – Planta da cobertura do edifício industrial em estudo, sob a atuação do vento transversal, na possibilidade de haver uma junta de dilatação na metade do seu comprimento.

Fonte: o autor, 2015.

Segundo a NBR 6123 (1988), o tempo de rajada será tanto menor quanto menor for a dimensão horizontal ou vertical da superfície ortogonal à direção do vento. Aliás, em edifícios industriais a dimensão horizontal da superfície lateral é predominantemente maior que a altura da edificação.

### 3.7. ESTATÍSTICA DA VIDA ÚTIL DA EDIFICAÇÃO

Conforme explanado na Seção 3.2, a velocidade básica do vento  $V_0$  é definida para um tempo de recorrência de 50 anos. A probabilidade de que este vento seja igualado ou excedido neste período é de 63%. O tempo de recorrência e a probabilidade são considerados valores adequados pela NBR 6123 (1988) para edificações destinadas a hotéis, residências, escritórios e instalações comerciais e industriais com alto fator de ocupação. Estes valores determinam o fator estatístico  $S_3$  igual a 1,00.

São estabelecidos valores mínimos para cinco grupos de edificações ou partes das edificações na Tabela 3 da NBR 6123 (1988, p. 10), que foram transcritos na Figura 34 a seguir.

**Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$** 

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Figura 34 – Tabela dos valores de  $S_3$  mínimos para determinados Grupos de edificações ou parte das edificações.

Fonte: NBR 6123 (1988, p. 10).

Entretanto, o valor de  $S_3$  pode ser determinado para quaisquer níveis de probabilidade e períodos de exposição das edificações à ação do vento, segundo as orientações presentes no ANEXO B da Norma, pela expressão:

$$S_3 = 0,54. \left[ -\frac{\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (3.12)$$

$P_m$ : probabilidade de uma certa velocidade do vento ser excedida pelo menos uma vez em um período de  $m$  anos;

$m$ : tempo em anos de exposição da edificação que está sendo considerado.

Valores tabelados de  $S_3$  para determinados tempos de exposição  $m$  e probabilidades  $P_m$  estão na Tabela 23 do ANEXO A da Norma, transcrita na Figura 35.

Tabela 23 - Fator estatístico  $S_3$ 

m	Valores de $S_3$ para $P_m$					
	0,10	0,20	0,50	0,63	0,75	0,90
2	0,86	0,76	0,64	0,60	0,57	0,53
10	1,10	0,98	0,82	0,78	0,74	0,68
25	1,27	1,13	0,95	0,90	0,85	0,79
50	1,42	1,26	1,06	1,00	0,95	0,88
100	1,58	1,41	1,18	1,11	1,06	0,98
200	1,77	1,57	1,31	1,24	1,18	1,09

Figura 35 – Tabela dos valores de  $S_3$  para determinados tempos  $m$  de exposição e probabilidades  $P_m$ .  
Fonte: NBR 6123 (1988, p. 45).

Os valores calculados pela equação (3.12), entretanto, não podem ser inferiores aos apresentados na Tabela 3 (transcrita na Figura 34).

### 3.8. FORÇAS ESTÁTICAS DEVIDAS AO VENTO

A velocidade básica do vento  $V_0$  definida para um tempo de 3 s, 10 m acima da cota de um terreno de Categoria de rugosidade II, conforme visto na Seção 3.2, é um parâmetro inicial para determinar a carga de vento sobre a edificação.

A NBR 6123 (1988) define no seu item 4, p. 4, o “Procedimento para o cálculo das forças devidas ao vento nas edificações”.

O processo que a norma brasileira NBR-6123 apresenta para a determinação da ação estática equivalente do vento, embora baseada no método da vibração aleatória proposto por Davenport, difere dele na determinação dos parâmetros que definem essa ação, além de destacar que a vibração da estrutura em seus modos naturais dá-se em torno da posição deformada definida pelas pressões causadas pela componente estática do vento (isto é, pela velocidade média) [...] (BLESSMANN, 1998, p. 93).

O item 4.2 da Norma, sobre a “Determinação das forças estáticas devidas ao vento”, determina que as características particulares da topografia, a rugosidade do terreno, a altura sobre o terreno, as dimensões da edificação na parte considerada e a estatística de uso da edificação irão determinar qual é a parcela deste vento básico que incide sobre a edificação ou parte da edificação que está sendo considerada, resultando na velocidade característica do vento  $V_k$ , governada pela expressão:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.13)$$

A carga de vento resultante da velocidade característica do vento, nas condições específicas do projeto, é dada pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad [q: \text{N/m}^2; V_k: \text{m/s}] \quad (3.14)$$

Ou ainda:

$$q = \frac{V_k^2}{16} \quad [q: \text{kgf/m}^2; V_k: \text{m/s}] \quad (3.15)$$

### 3.9. AÇÕES DO VENTO EM EDIFICAÇÕES

As edificações representam um obstáculo ao fluxo do vento, que as contorna, gerando pressões positivas e negativas em suas faces, conforme o ângulo de incidência.

A inclinação da cobertura e as relações dimensionais entre a altura e a largura da face considerada, são determinantes para estas relações entre as pressões externas.

Um estudo realizado pelo *Iowa Institute of Hydraulic Research* (1951) definiu linhas isobáricas na superfície de um modelo convencional de edificação, de planta retangular e com cobertura a duas águas, quando submetida a vento oblíquo. A Figura 36 (BLESSMANN, 1991a, p. 82) mostra o resultado obtido no respectivo estudo, onde os valores positivos indicam sobrepessão e os negativos sucção.

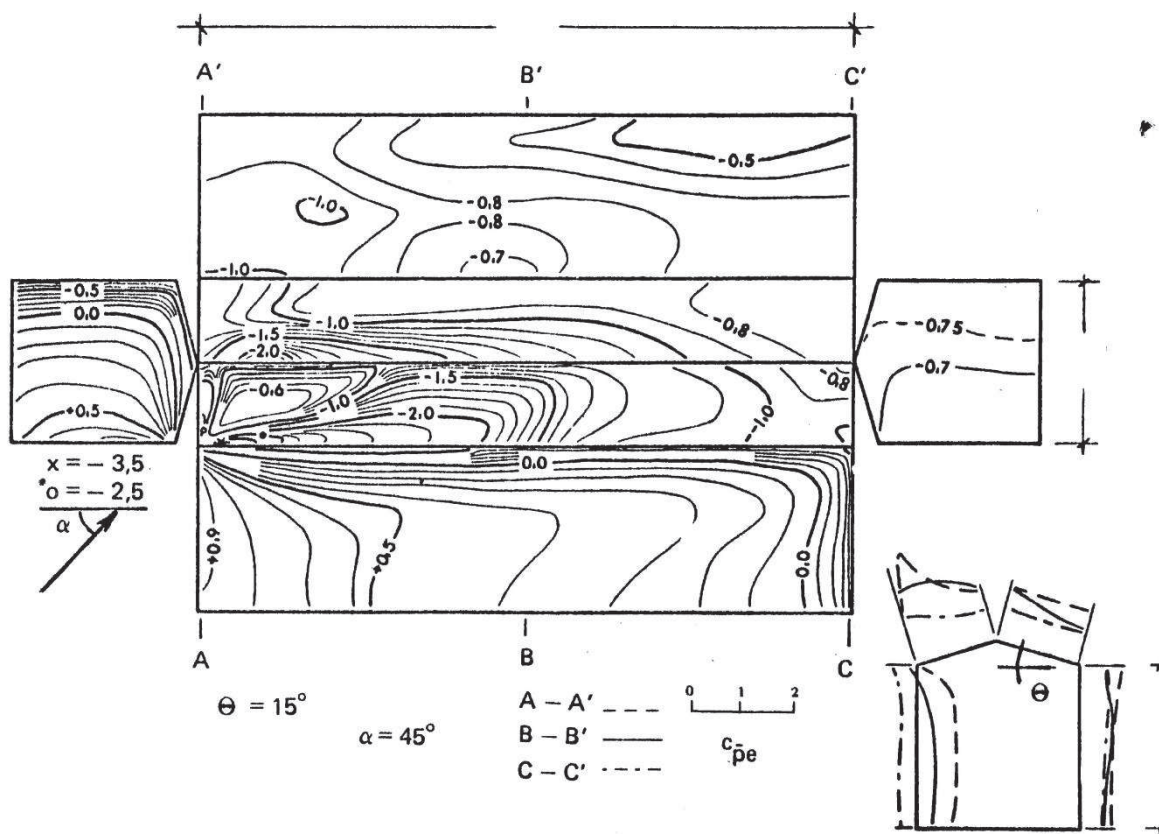


Figura 36 – Curvas isobáricas obtidas com vento oblíquo. Ensaios de *Iowa*.

Fonte: CHIEN, N.; FENG, Y.; WANG, H. e SIAO, T. *Wind-tunnel studies of distribution on elementary building forms. Iowa, Iowa Institute of Hydraulic Research, 1951, apud Blessmann (1991a, p. 82).*

A inclinação da cobertura e as dimensões das paredes influem na maneira como o fluxo de ar será alterado quando interceptar a edificação:

A barlavento da construção podemos distinguir duas regiões: uma de fluxo fortemente influenciado pela rugosidade do terreno e pelo campo de sobrepensões existente na parede a barlavento, originando redemoinhos cônicos que escapam lateralmente e são lançados na esteira (são os chamados *vórtices de base*). A outra região é a do *fluxo livre*, com as linhas de corrente desviadas pela edificação e pelo vórtice de base. Estas duas regiões são separadas por uma *superfície de separação*, variável com o tempo (BLESSMANN, 1991a, p. 83)

A Figura 37 ilustra bem as diferenças entre o efeito do vento transversal ( $90^\circ$ ) em coberturas com inclinação de  $45^\circ$  (a) e  $30^\circ$  (b), além de ilustrar a citação anterior.



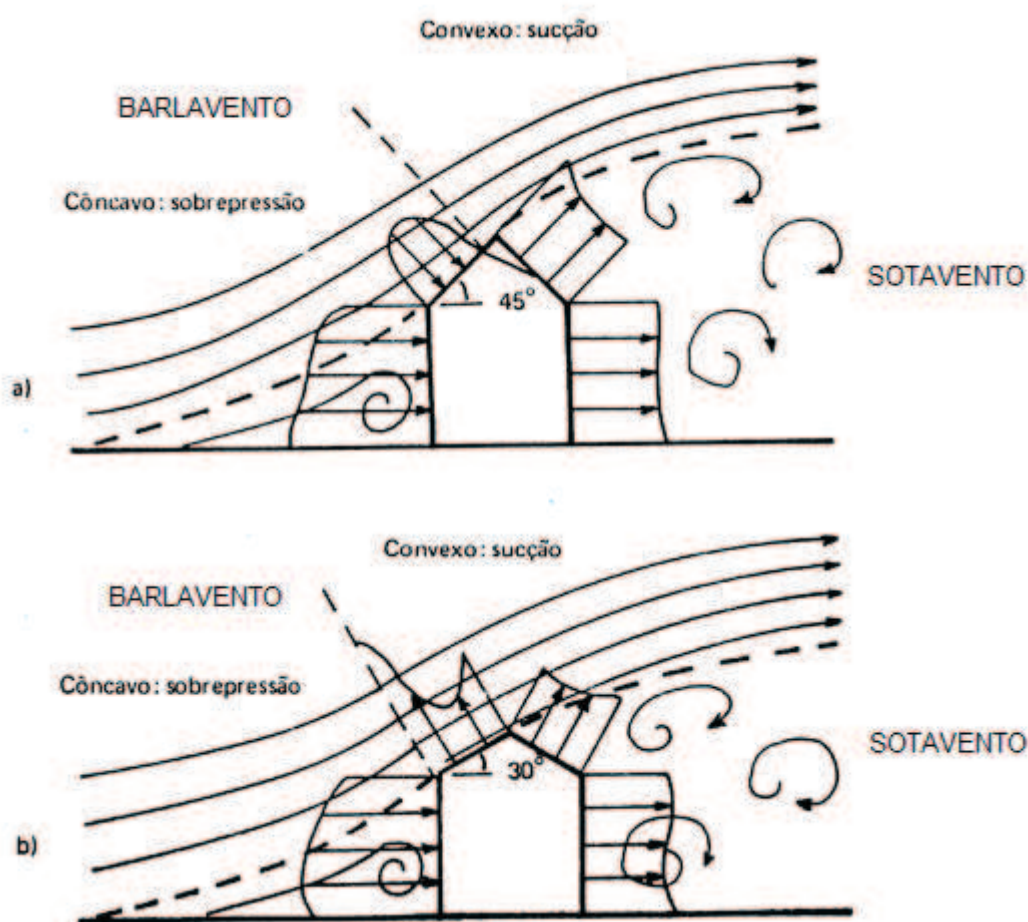


Figura 37 – Influência da forma do fluxo nas pressões.

Fonte: Fig. 1.2, Blessmann (1991a, p. 83). Legenda "BARLAVENTO" e "SOTAVENTO" nossa.

O efeito do vento em paredes é influenciado também pelas dimensões da edificação. Para os casos de planta retangular em vento longitudinal ( $0^\circ$ ), quanto maior for o comprimento do edifício, menor será a sucção na face de sotavento, conforme pode ser observado na Figura 38.

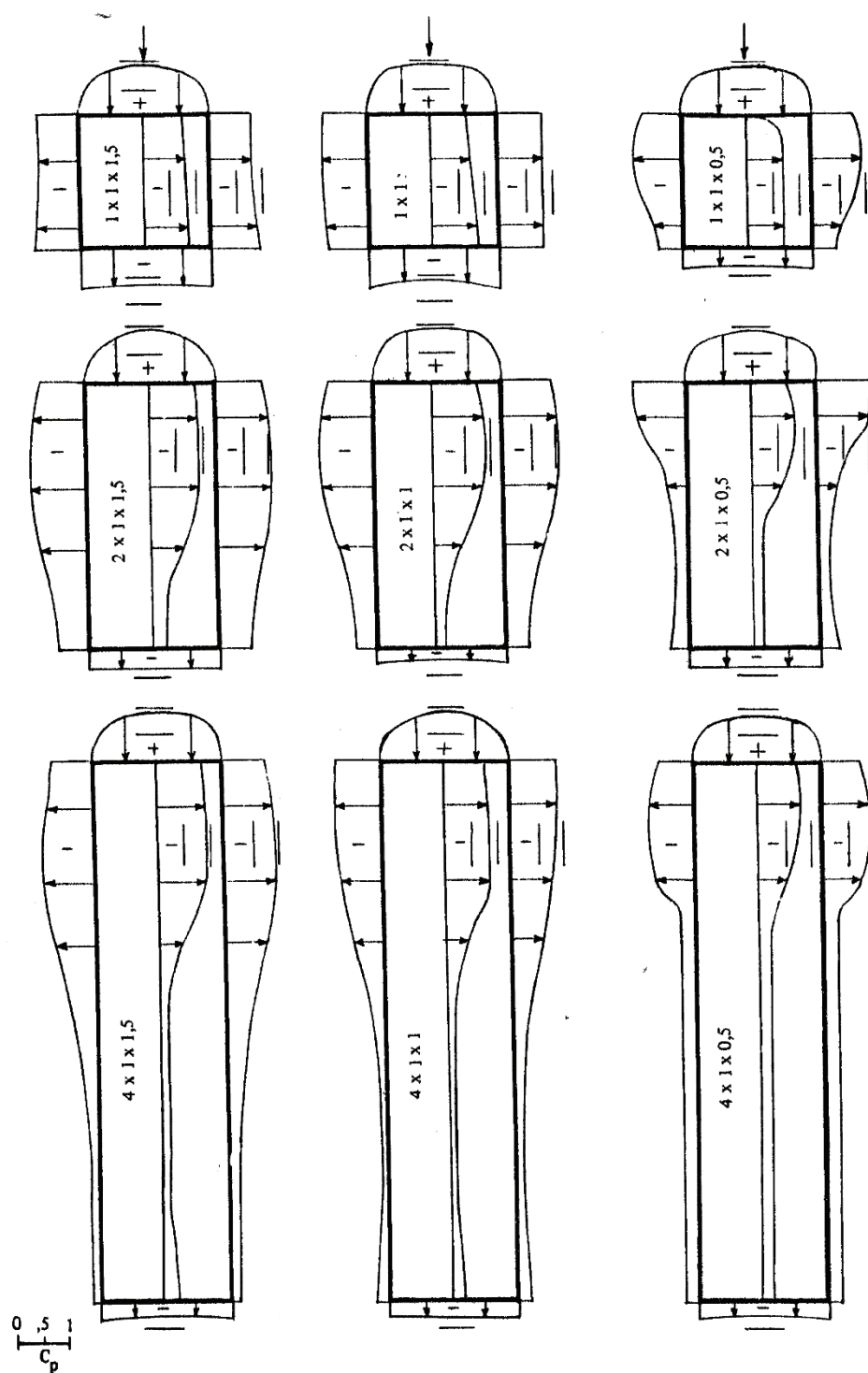


Figura 38 – Perfis de pressão nas paredes e coberturas. Ensaio de Iowa.

Fonte: CHIEN, N.; FENG, Y.; WANG, H. e SIAO, T. *Wind-tunnel studies of distribution on elementary building forms. Iowa, Iowa Institute of Hydraulic Research, 1951*, apud Blessmann (1991a, p. 87).

A seguir será comentado como o vento atua em edificações de planta retangular com telhado duas águas.

### **3.9.1. As pressões externas**

A NBR 6123 (1988) estabelece coeficientes de pressão e de forma médios, de acordo com a região analisada, a direção do vento e a proporção entre as dimensões da edificação.

Os coeficientes para paredes e coberturas encontram-se respectivamente nas tabelas 4 e 5 da Norma (p. 14 e 15).

### **3.9.2. As pressões internas**

Em geral todas as edificações são permeáveis à ação do vento. “No interior de uma construção não estanque ao ar a pressão tem um valor intermediário entre os valores extremos das sobrepressões e sucções externas” (BLESSMANN, 1991b, p. 7).

Ainda segundo Blessmann (1991b, p. 8), as aberturas podem ser classificadas como normais (ou de projeto), acidentais e construtivas. As classificadas como normais norteiam as condições para determinação das pressões internas previstas no projeto. As acidentais, como o próprio nome trata, referem-se a elementos de vedação, seja na cobertura ou nas laterais, que são rompidas ou até arrancadas da edificação, quando ocorre uma tormenta.

As aberturas construtivas são, na verdade, função da sequência de construção que será adotada na obra; se em um edifício de planta retangular, após montada toda a estrutura metálica – incluindo cobertura e fechamentos laterais – a alvenaria inferior for erigida nos três lados, deixando um quarto lado completamente aberto, esta situação provocará o aparecimento de pressões extremas no interior da edificação, positivas ou negativas, situação previsivelmente danosa para a estabilidade da edificação, se não for prevista em projeto.



Figura 39 – Edifício estruturado em aço <https://www.youtube.com/watch?v=yFQnA8LAVXU> o durante a montagem das telhas.

Fonte: Portal Estruturas Metálicas. Disponível no site: <<http://www.portalestruturasmetalicas.com.br/construcao-galpoes-industriais.php>>. Acesso em: 19/jan/2015.

A Figura 39 mostra um edifício industrial durante a montagem das telhas de cobertura. Embora a imagem não retrate todo o edifício, é possível perceber que o oitão oposto à lente da câmera e a parede lateral nova, à sua esquerda, (supondo-se que se trate de uma ampliação) não estão erigidas. Esta é uma situação que deve ser prevista em projeto.

Edifícios que possuam grandes aberturas, como portões de estaleiros ou hangares, se a área destas aberturas se igualar ou superar a soma de todas as demais, esta passa a ser uma abertura dominante (ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988, p. 12). Aberturas dominantes podem também ocorrer acidentalmente, como o rompimento de uma lateral ou de uma grande faixa de cobertura.

O posicionamento das aberturas – nas laterais ou na cobertura – na edificação e a área destas aberturas definem a pressão interna a ser considerada, através do Coeficiente de Pressão interna, ou simplesmente  $C_{pi}$ ; o coeficiente externo das aberturas  $C_e$  influencia na obtenção do valor da pressão interna. A NBR

6123 (1988, p. 12 e 13) traz alguns valores de  $C_{pi}$  para determinadas situações de permeabilidade.

No ANEXO D da Norma (ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988, p. 47), há um procedimento para o cálculo das pressões internas para quaisquer condições de áreas e posicionamentos de aberturas, que determina:

A vazão de ar por uma pequena abertura de área  $A$  é dada por:

$$Q = K \cdot A \cdot \rho \cdot V \quad (3.16)$$

Onde:

$K$ : coeficiente de vazão;

$V$ : velocidade do ar na abertura;

$\rho$ : massa específica do ar (considerada constante, ou seja, admitindo-se a incompressibilidade para estas condições).

A velocidade do ar na abertura considerada é dada pela expressão:

$$V = \sqrt{\frac{2 \cdot |\Delta P_e - \Delta P_i|}{\rho}} \quad (3.17)$$

Sendo que:

$$\Delta P_e = C_{pe} \cdot q \quad (3.18)$$

$$\Delta P_i = C_{pi} \cdot q \quad (3.19)$$

Onde:

$\Delta P_e$ : pressão efetiva externa;

$\Delta P_i$ : pressão efetiva interna;

$C_{pe}$ : coeficiente de pressão externa;

$C_{pi}$ : coeficiente de pressão interna.

A pressão efetiva externa  $\Delta P_e$  é a “[...] diferença entre a pressão atmosférica em um ponto na superfície externa da edificação e a pressão atmosférica do vento incidente, a barlavento da edificação, na corrente de ar não perturbada pela presença de obstáculos” (ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988, p. 3).

A pressão efetiva interna  $\Delta P_i$  é a “[...] diferença entre a pressão atmosférica em um ponto na superfície interna da edificação e a pressão atmosférica do vento incidente, a barlavento da edificação, na corrente de ar não perturbada pela presença de obstáculos” (ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988, p. 3).

Para um determinado número  $n$  de aberturas, é admitido que a massa de ar que penetra na edificação é a mesma que sai, uma vez estabelecido o equilíbrio. Então:

$$Q = 0$$

De (3.15) e (3.16) obtém-se:

$$\sum_1^n K \cdot A \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot |\Delta P_e - \Delta P_i|}{\rho}} = 0 \quad (3.20)$$

Como  $K$  pode ser considerado constante, então:

$$\sum_1^n \pm A \cdot \sqrt{|C_{pe} - C_{pi}|} = 0 \quad (3.21)$$

Ainda segundo a NBR 6123 (1988, p. 47):

a experiência mostra que a expressão anterior (3.20) pode ser aplicada a aberturas maiores (janelas, portas, portões, ventilações, permeabilidade disseminada, etc.), desde que sejam considerados os coeficientes médios nas periferias das aberturas. Estes coeficientes médios, que são designados por  $C_e^*$  e  $C_i^*$ , tanto podem ser coeficientes de forma ( $C_e$  e  $C_i$ ) como médias dos coeficientes de pressão, fornecidos nesta Norma ou obtidos de outras fontes (ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988, p. 47)

Considerando o que foi exposto no parágrafo anterior, a expressão (3.20) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\sum_1^n \pm A \cdot \sqrt{|C_e^* - C_i^*|} = 0 \quad (3.22)$$

A raiz da Equação (3.21) terá valor positivo se  $C_e^* > C_i^*$  e negativo se  $C_e^* < C_i^*$ .

O cálculo pode ser feito com aproximações sucessivas, a partir de uma arbitragem para valores de  $C_i^*$ .

### 3.9.3. Atrito

Em certas edificações, dependendo das suas dimensões, pode surgir uma força de atrito na superfície da edificação – fechamento lateral e cobertura – devido ao impacto do ar com a rugosidade da superfície – como no caso das telhas metálicas.

Isso acontece, em edifícios de planta retangular, a partir do ponto onde  $l_2/h$  ou  $l_2/l_1$  for maior que 4 (sendo  $l_2$  a dimensão da edificação paralela ao vento e  $l_1$  ortogonal ao vento – conforme ilustrado na Figura 40 –;  $h$  é a altura da parede).



Figura 40 – Determinação das dimensões  $l_1$  e  $l_2$ , de acordo com a direção do vento considerada.

Fonte: NBR 6123 (1988, p. 20).

Obs: a imagem representa parcialmente a Figura 4 da referida norma.

Então, as expressões a seguir determinam a força  $F'$  de atrito:

$$F' = C_{f1} \cdot q \cdot l_1 (l_2 - 4 \cdot h) + C_{f2} \cdot q \cdot 2h \cdot (l_2 - 4 \cdot h), \text{ se } h \leq l_1 \quad (3.23)$$

E:

$$F' = C_{f1} \cdot q \cdot l_1 (l_2 - 4 \cdot l_1) + C_{f2} \cdot q \cdot 2h \cdot (l_2 - 4 \cdot l_1), \text{ se } h \geq l_1 \quad (3.24)$$

Nas duas expressões, o primeiro termo do segundo membro corresponde à força de atrito na cobertura; o segundo termo à força de atrito nas paredes.

O coeficiente de atrito  $C_f$  é determinado da seguinte forma:

$C_f = 0,01$  para superfícies sem nervuras transversais à direção do vento;

$C_f = 0,02$  para superfícies com nervuras de forma arredondada (telhas onduladas) transversais à direção do vento;

$C_f = 0,04$  para superfícies com nervuras de forma retangular transversais à direção do vento;

Esta consideração da força de atrito é importante para o dimensionamento dos contraventamentos, tanto da cobertura quanto verticais, quando analisado o vento longitudinal ( $0^\circ$ ) em edificações de planta retangular.

Não foi localizada na Norma qualquer menção quanto às juntas de dilatação, que na determinação para a força de atrito no vento longitudinal ( $0^\circ$ ), ao contrário do vento transversal ( $90^\circ$ , conforme exposto na Seção 3.6) devem ser desconsideradas, pois a edificação é um volume único, quando o vento atua neste sentido ( $0^\circ$ ).

Ou seja, ao observar-se o caso representado na Figura 41, que está submetido à atuação de vento no sentido longitudinal, a dimensão  $l_1$  é 30,00 m, portanto, menor que  $h$  (50,00m).

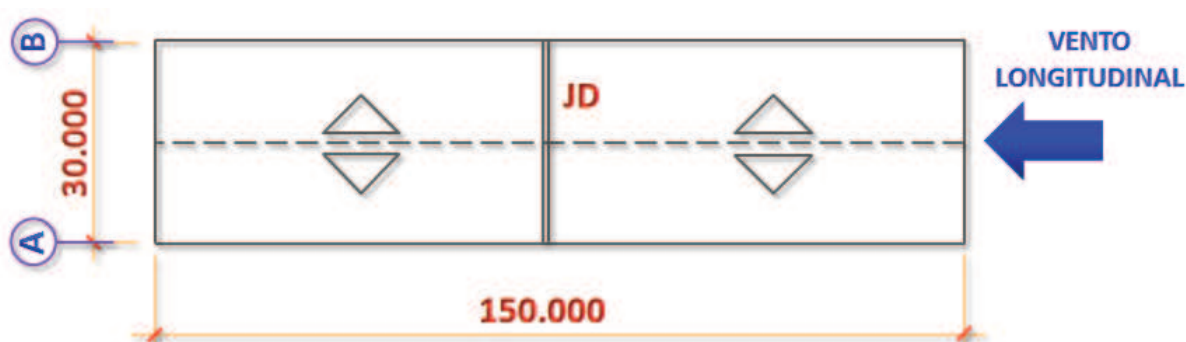


Figura 41 – Planta da cobertura do edifício industrial em estudo, sob a atuação do vento longitudinal, na possibilidade de haver junta de dilatação.

Fonte: o autor, 2015.

Obs: a dimensão longitudinal não é a adotada no presente trabalho. Trata-se de uma simulação explicativa.



A expressão que determina a força de atrito neste caso é a (3.24)  $F' = C_{f1} \cdot q \cdot l_1(l_2 - 4 \cdot l_1) + C_{f2} \cdot q \cdot 2h \cdot (l_2 - 4 \cdot l_1)$ , se  $h \geq l_1$  (3.24).

Deste modo, a partir de 120,00 m ( $4 \times l_1 = 4 \times 30,00$  m) da extremidade da edificação no sentido longitudinal, a força de atrito deve ser considerada, independentemente da existência de uma junta de dilatação, pois a força de atrito não tem relação com o tempo de rajada, mas sim com a dimensão longitudinal.

### 3.10. EFEITO DE VIZINHANÇA

O efeito de vizinhança descrito no Anexo G da NBR 6123 (1988), que analisa o aumento das forças de vento devido a efeitos decorrentes da proximidade das edificações – que pode ocorrer pelo efeito Venturi, através da deflexão do vento na direção vertical ou como turbulência de esteira – são importantes e “[...] raramente são considerados no dimensionamento de estruturas [...]” (CAMARGO, 2012, p. 3).

A proximidade das edificações é muito comum onde “o crescimento demográfico presenciado nas últimas décadas tornou escassa a disponibilidade de grandes terrenos nas áreas urbanas” (CAMARGO, 2012, p. 1). Este é o caso dos edifícios altos. Já os edifícios industriais são construídos, na grande maioria dos casos, nas periferias das cidades, em regiões destinadas à implantação de indústrias. A própria disposição das edificações dentro de uma propriedade industrial mantém um afastamento bem considerável entre cada uma.

### 3.11. RESPOSTA MÉDIA E AMPLITUDE MÁXIMA DA RESPOSTA FLUTUANTE

Durante uma tormenta, é possível observar que o vento tem uma componente quase constante e em determinados momentos, “sopros” mais fortes. Com o avanço tecnológico tornou-se possível medir estas variações:

nas últimas décadas, com o desenvolvimento de transdutores de pressão pequenos e de sensibilidade adequada, grande foi o número de pesquisas que incluíam, além de valores médios, a medida e a análise das flutuações das pressões (valores RMS, picos positivos e negativos, correlação e espectro, principalmente).

Estas flutuações de pressão originam-se, basicamente, em:

Flutuações da velocidade (turbulência) do fluxo incidente, com as conseqüentes [sic] flutuações de pressão, principalmente nas superfícies diretamente expostas ao vento;

Flutuações de velocidade nos turbilhões que se formam após a separação do fluxo da superfície do sólido, e que constituem um prolongamento da camada limite. É o que chamaremos de camada deslizante livre, local onde [a] camada limite descarrega sua vorticidade;

Flutuações de velocidade na esteira, situada a sotavento do sólido, local onde há uma grande perda de energia (BLESSMANN, 1991a, p. 88).

Tornou-se necessário, para o desenvolvimento de projetos mais precisos com relação ao comportamento estrutural, quando submetido a parcelas flutuantes na direção do vento:

o cálculo do efeito dinâmico do vento de natureza aleatória, sobre estruturas esbeltas incluindo torres de telecomunicações [mas também em outros tipos de estrutura,] é composto de três estágios básicos: a descrição do vento, a descrição das propriedades físicas e aerodinâmicas da estrutura e a combinação desses fatores na determinação da resposta da estrutura (CARRIL JR, 2000).

Os efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica foram incluídos na versão de 1988 da NBR 6123 (1988). O método do Capítulo 9 da Norma utiliza curvas de amplificação dinâmica, **calibradas para formas modais lineares** ( $\Phi=z/H$ ), em translações simples (sem torção) (ROCHA; LOREDO-SOUZA, 2011, p. 3 e 4):<sup>20</sup>

no vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média [...]. Admite-se que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de 10 min ou mais, produzindo na edificação efeitos puramente estáticos designados a seguir como resposta média (ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988, p. 33)

A resposta dinâmica total é composta pela superposição da resposta média e da amplitude máxima da resposta flutuante. A Norma apresenta dois métodos para a determinação da resposta dinâmica total, o Modelo Contínuo Simplificado e o Modelo Discreto.

O Modelo Discreto é aplicável a edificações cujas propriedades sejam variáveis com relação à altura. A estrutura é representada por um modelo discreto com  $n$  graus de liberdade, também igual ao número de elementos em que for dividida a estrutura. A Figura 42 representa o esquema para modelo dinâmico discreto. A Norma entende ser suficiente a modelagem com 10 elementos.

---

<sup>20</sup> Grifo do autor.

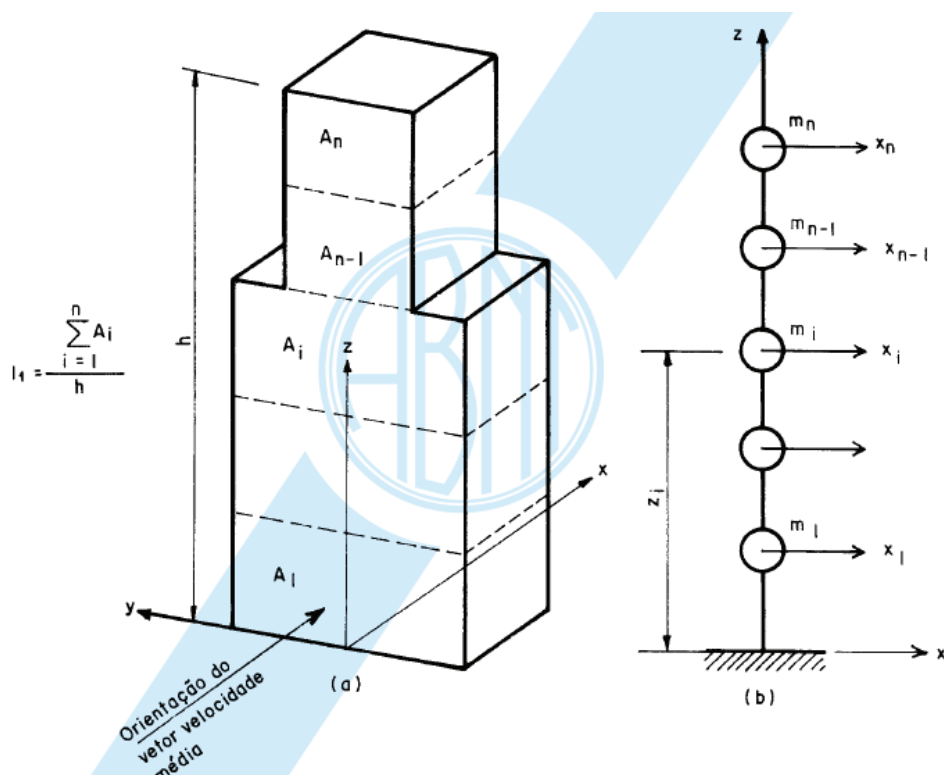


Figura 42 – Esquema para modelo dinâmico discreto.

Fonte: Figura 13, NBR 6123 (1988, p. 35).

Este método é mais aplicável, portanto, a estruturas cuja altura seja consideravelmente maior que suas dimensões em planta, ou seja, torres, postes e edifícios de múltiplos pavimentos.

O Modelo Contínuo Simplificado “é indicado para estruturas apoiadas exclusivamente na base e de altura inferior a 150 m, sendo considerada na resposta dinâmica destas unicamente a contribuição do modo fundamental” (ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988, p. 34).

A velocidade de projeto para o Modelo Discreto é determinada para um tempo  $t = 10$  min, a 10 m de altura sobre o solo e em terreno de Categoria II; a expressão a seguir a governa:

$$\bar{V}_p = 0,69 \cdot V_0 \cdot S_1 \cdot S_3 \quad (3.25)$$

E para o primeiro modo de vibração (natural) a expressão:

$$x = \left(\frac{z}{h}\right)^y \quad (3.26)$$

Onde:

z: altura medida do nível do terreno até a parte considerada;

h: altura da edificação;

$\gamma$ : forma modal para determinação do efeito dinâmico, cujos valores figuram na Tabela 19 da NBR 6123 (1988, p. 35), transcrita na Figura 43;

x: primeiro modo de vibração admitido.

Sendo o período fundamental definido pela expressão:

$$T_1 = \frac{1}{f_1} \quad (3.27)$$

Onde:

$f_1$ : frequência natural de vibração da edificação;

$T_1$ : período fundamental de vibração da edificação, cujos valores também figuram na Tabela 19 da NBR 6123 (1988, p. 35), transcrita na Figura 43;

O período fundamental  $T_1$  para edifícios de estrutura de aço soldada, na mesma Tabela 19, é escrito como:

$$T_1 = 0,29 \cdot \sqrt{h} - 0,4 \quad (3.28)$$

**Tabela 19 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos**

Tipo de edificação	$\gamma$	$\zeta$	$T_1 = 1 / f_1$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas	1,2	0,020	$0,05h + 0,015h$ (h em metros)
Edifícios com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	1,6	0,015	$0,05h + 0,012h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável	2,7	0,015	0,02h
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,010	0,015h
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,010	$0,29 \sqrt{h} - 0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,008	
Estruturas de madeira	--	0,030	

Figura 43 – Tabela com os valores da forma modal  $\gamma$ , da razão de amortecimento crítico  $\zeta$  e o período fundamental  $T_1$ , para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento segundo o Método Simplificado.

Fonte: NBR 6123 (1988, p. 35).

A variação da pressão dinâmica do vento com a altura da edificação é definida pela expressão:

$$q(z) = q_0 \cdot b^2 \cdot \left[ \left( \frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \cdot \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \cdot \left( \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \right) \cdot \xi \right] \quad (3.29)$$

O primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo à amplitude máxima da resposta flutuante. Também:

$$\bar{q}_0 = 0,613 \cdot \bar{V}_p^2 \quad [\bar{q}_0: \text{N/m}^2; \bar{V}_p: \text{m/s}] \quad (3.30)$$

O expoente  $p$  e o coeficiente  $b$  dependem da categoria de rugosidade do terreno e são tabelados (ver Figura 44).

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

Figura 44 – Tabela com os valores para o expoente p e parâmetro b de acordo com a rugosidade do terreno.

Fonte: Tabela 20, NBR 6123 (1988, p. 36).

Ainda da equação (3.29):

$z_r$ : altura de referência, igual a 10 m;

$\xi$ : coeficiente de amplificação dinâmica, função da razão de amortecimento crítico  $\zeta$ , das dimensões da edificação e da frequência f.

Os valores para o coeficiente de amplificação dinâmica são obtidos por meio de leitura em gráficos, ilustrados nas Figuras 14 a 18 da NBR 6123 (1988, p. 37 a 41), transcritos a seguir, da Figura 45 à Figura 49.

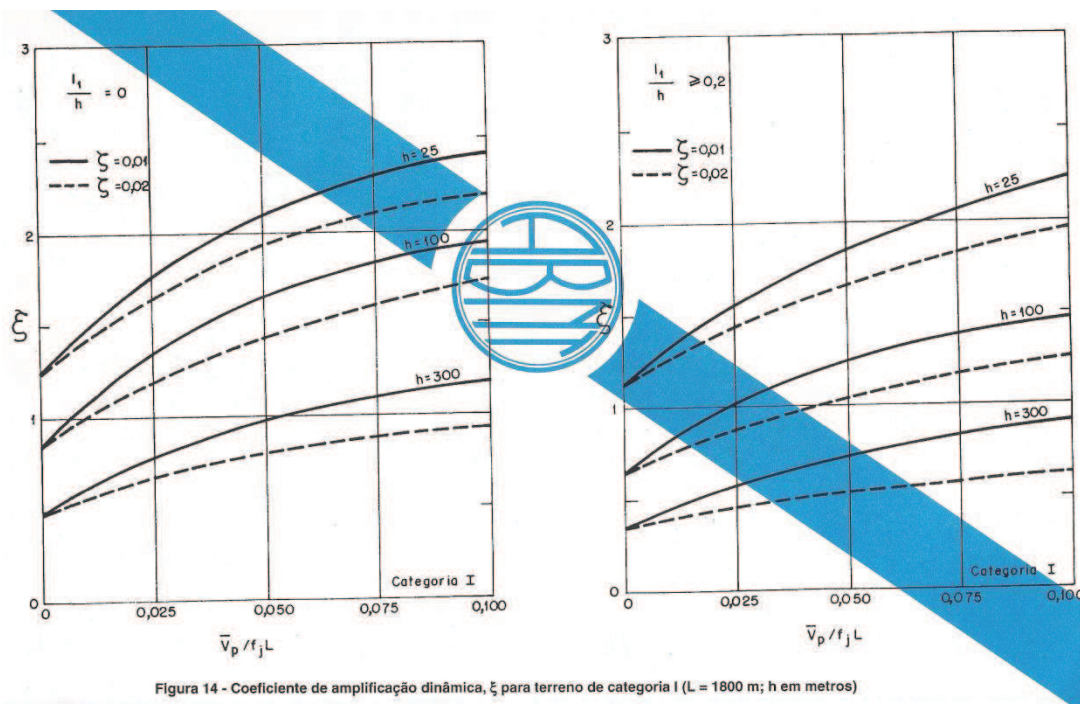


Figura 14 - Coeficiente de amplificação dinâmica,  $\xi$ , para terreno de categoria I ( $L = 1800$  m;  $h$  em metros)

Figura 45 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação  $l_1$  e  $h$  igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional  $\bar{v}_p/(f_j.L)$ , para terrenos de categoria I.

Fonte: Figura 14, NBR 6123 (1988, p. 37).

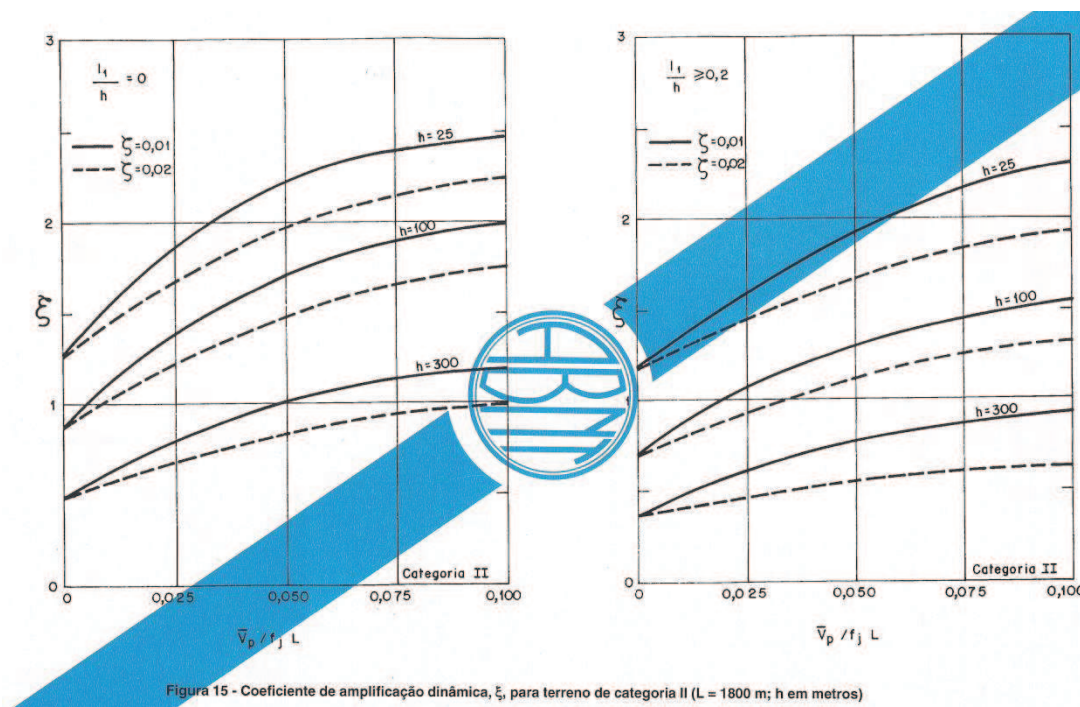


Figura 15 - Coeficiente de amplificação dinâmica,  $\xi$ , para terreno de categoria II ( $L = 1800$  m;  $h$  em metros)

Figura 46 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação  $l_1$  e  $h$  igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional  $\bar{v}_p/(f_j.L)$ , para terrenos de categoria II.

Fonte: Figura 15, NBR 6123 (1988, p. 38).

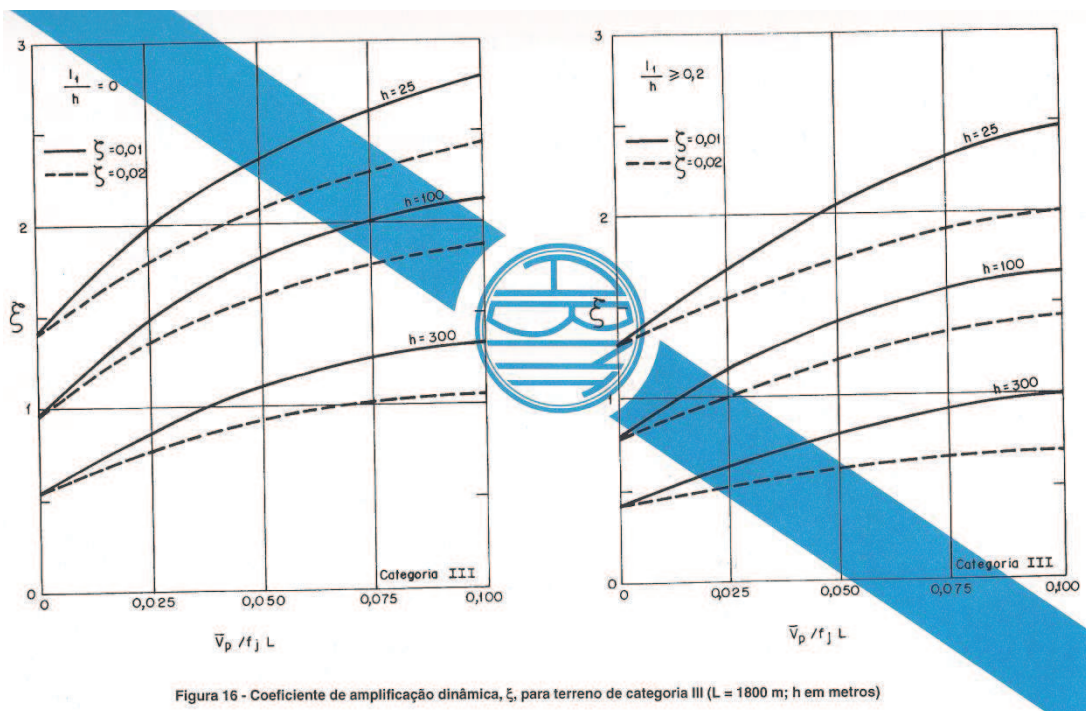


Figura 47 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação  $l_1$  e  $h$  igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional  $\bar{V}_p/(f_j.L)$ , para terrenos de categoria III.

Fonte: Figura 16, NBR 6123 (1988, p. 39).

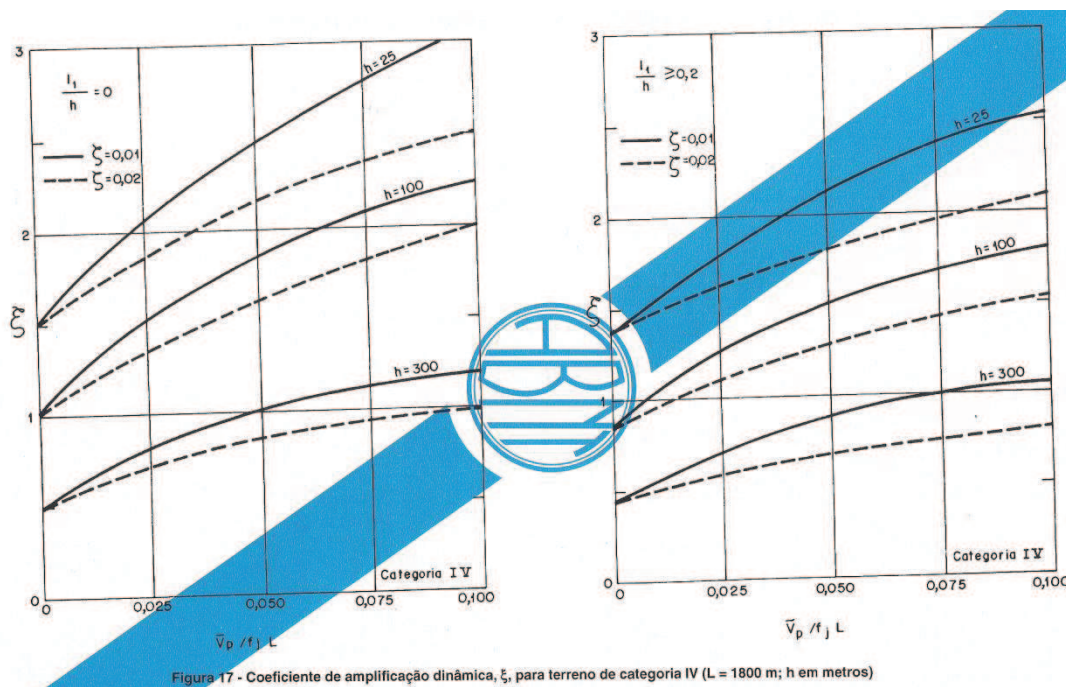


Figura 48 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação  $l_1$  e  $h$  igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional  $\bar{V}_p/(f_j.L)$ , para terrenos de categoria IV.

Fonte: Figura 17, NBR 6123 (1988, p. 40).



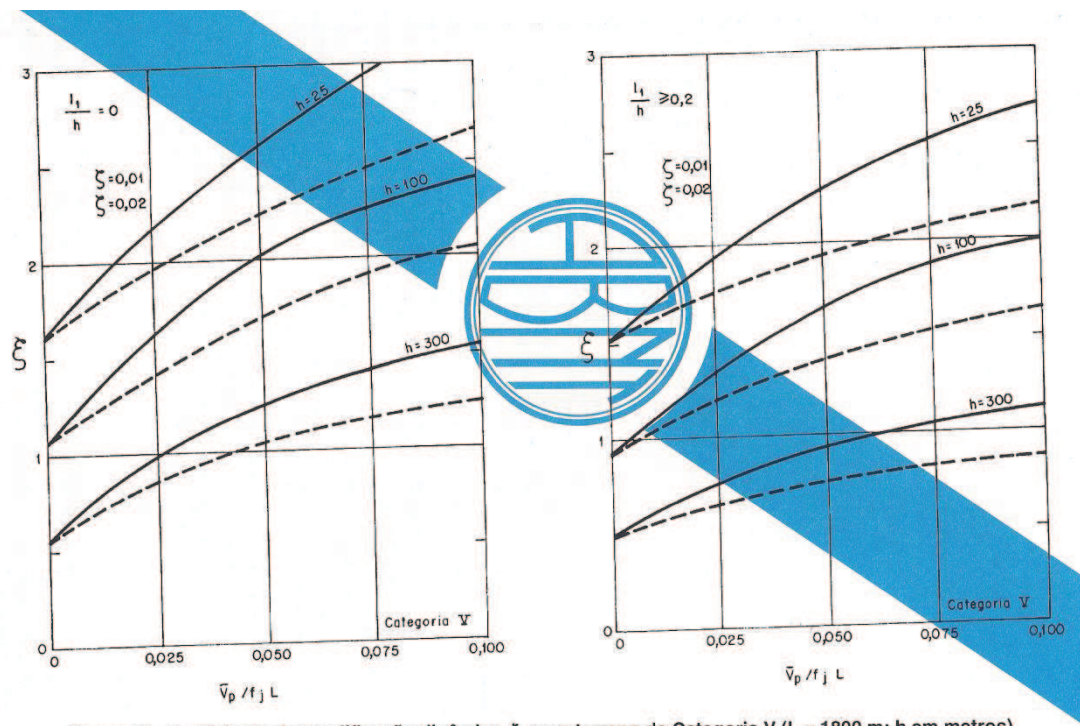


Figura 18 - Coeficiente de amplificação dinâmica,  $\xi$ , para terreno de Categoria V ( $L = 1800$  m;  $h$  em metros)

Figura 49 – Gráfico para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$ , para relações entre as dimensões da edificação  $l_1$  e  $h$  igual a zero ou maior igual a 0,2, através da relação adimensional  $\bar{v}_p / (f_j L)$ , para terrenos de categoria V.

Fonte: Figura 18, NBR 6123 (1988, p. 41).

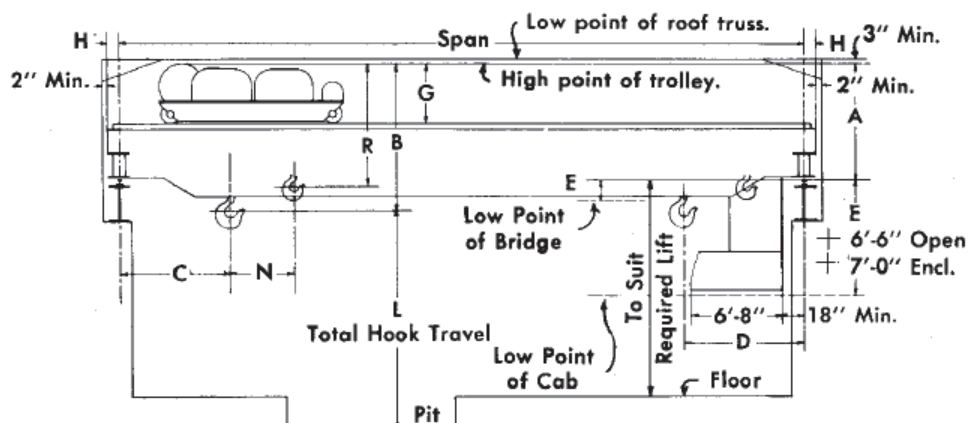
#### 4. AÇÕES DAS PONTES ROLANTES

As pontes rolantes são equipamentos que se movem sobre trilhos a uma determinada altura do solo, transportando cargas de uma extremidade à outra do seu caminho de rolamento.

Em geral são equipamentos produzidos sob medida para cada situação. Greiner elaborou para a *Whiting Corporation* um manual (Crane handbook: design data and engineering information used in the manufacture and application of cranes, 1967) que fornece dimensões básicas e estimativas de cargas a serem consideradas para pontes rolantes de diversas capacidades.

A Figura 50 é a transcrição da tabela da página 36 do manual da *Whiting Corporation*, e traz as dimensões básicas para pontes rolantes de dupla viga, com capacidades de 150, 200 e 250 toneladas.

Das informações que ali são ilustradas, algumas se destacam em importância, como por exemplo: o vão da ponte (*span*), a aproximação do gancho de maior capacidade em relação às extremidades da ponte (dimensões C e D); a altura do topo do trilho ao topo da viga da ponte (dimensão A); altura livre necessária no topo da viga da ponte (dimensão G); extremidade da viga da ponte, a partir do eixo da viga de rolamento (dimensão H) dentre as demais.



See Notes, Pages 26, 27 and 34

Capacity Tons	Span Ft.	A	B	C	D	E	G	H	J	K	L
<b>150</b> 25 Aux. Add or Deduct 2'7" lift and 1750% trolley weight for each 6" change of "K"	50	11'0"	8'6"	6'6"	8'0"	1'5"	5'8"	10 $\frac{1}{4}$ "	4'6"	15'0"	51'9"
	60	11'6"	8'6"	6'6"	8'0"	1'6"	5'8"	10 $\frac{1}{4}$ "	5'0"	15'0"	51'9"
	70	11'9"	8'6"	6'6"	8'0"	1'11"	5'8"	10 $\frac{1}{4}$ "	5'0"	15'0"	51'9"
	80	11'9"	8'6"	6'6"	8'0"	2'5"	5'8"	10 $\frac{1}{4}$ "	5'6"	15'0"	51'9"
	90	12'0"	8'6"	6'6"	8'0"	2'7"	5'8"	10 $\frac{1}{4}$ "	5'6"	15'0"	51'9"
	100	12'3"	8'6"	6'6"	8'0"	2'8"	5'8"	10 $\frac{1}{4}$ "	5'6"	15'0"	51'9"
	110	12'7"	8'6"	6'6"	8'0"	3'2"	5'8"	10 $\frac{1}{4}$ "	5'6"	15'0"	51'9"
120	12'10"	8'6"	6'6"	8'0"	3'0"	5'8"	10 $\frac{1}{4}$ "	5'6"	15'0"	51'9"	
<b>200</b> 25 Aux. Add or Deduct 3'0" lift and 2400% trolley weight for each 6" change of "K"	50	13'6"	14'8"	7'0"	9'0"	10"	6'8"	11"	5'6"	17'0"	59'0"
	60	13'9"	14'8"	7'0"	9'0"	1'7"	6'8"	11"	5'6"	17'0"	59'0"
	70	14'0"	14'8"	7'0"	9'0"	1'4"	6'8"	11"	5'6"	17'0"	59'0"
	80	14'4"	14'8"	7'0"	9'0"	1'7"	6'8"	11"	5'6"	17'0"	59'0"
	90	14'9"	14'8"	7'0"	9'0"	1'11"	6'8"	11 $\frac{1}{2}$ "	6'0"	17'0"	59'0"
	100	15'0"	14'8"	7'0"	9'0"	1'7"	6'8"	11 $\frac{1}{2}$ "	6'0"	17'0"	59'0"
	110	15'3"	14'8"	7'0"	9'0"	1'5"	6'8"	11 $\frac{1}{2}$ "	6'0"	17'0"	59'0"
120	15'3"	14'8"	7'0"	9'0"	1'5"	6'8"	11 $\frac{1}{2}$ "	6'0"	17'0"	59'0"	
<b>250</b> 25 Aux. Add or Deduct 3'6" lift and 2800% trolley weight for each 6" change of "K"	50	15'6"	15'0"	8'3"	8'9"	1'1"	8'0"	11 $\frac{1}{2}$ "	6'0"	18'0"	90'0"
	60	15'9"	15'0"	8'3"	8'9"	1'5"	8'0"	11 $\frac{1}{2}$ "	6'0"	18'0"	90'0"
	70	16'9"	15'0"	8'3"	8'9"	1'4"	8'0"	12"	*	18'0"	90'0"
	80	17'0"	15'0"	8'3"	8'9"	1'3"	8'0"	12"	*	18'0"	90'0"
	90	17'0"	15'0"	8'3"	8'9"	1'3"	8'0"	12"	*	18'0"	90'0"
	100	17'3"	15'0"	8'3"	8'9"	1'0"	8'0"	12"	*	18'0"	90'0"
	110	17'6"	15'0"	8'3"	8'9"	9"	8'0"	12"	*	18'0"	90'0"
120	17'6"	15'0"	8'3"	8'9"	9"	8'0"	12"	*	18'0"	90'0"	

\* Wheel spacing = 4'6"-3'0"-4'6"-6'0"-4'6"-3'0"-4'6"

Figura 50 – Tabela com dimensões básicas a serem consideradas para pontes rolantes com capacidades de 150, 200 e 250 toneladas.

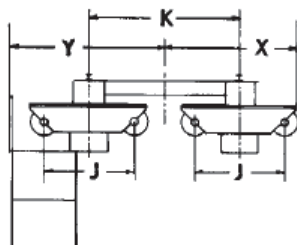
Fonte: Whiting Crane Handbook (GREINER, 1967).

A Figura 51 ilustra a tabela da página 37 do mesmo manual, e fornece as informações necessárias para a determinação do trem tipo, como as distâncias entre rodas (dimensões J e K) e as aproximações máximas em relação a outras pontes, a partir do eixo central do equipamento (dimensões X e Y), além das reações máximas

por roda (*Max Wheel Load*), e dos pesos do trole (*Trolley Weight*) e do equipamento (*Total Crane Wt.*).

## WHITING CRANE HANDBOOK

37



See Notes, Pages 26, 27 and 34

Capacity Tons	Span Ft.	N	R	X	Y	Max. Wheel Load	Run- way Rail	Trolley Weight	Total Crane Wt.	Type of Girder
150 25 Aux.	50	4'6"	8'11"	11'1"	12'7"	97200	175%	79000	168000	Box
	60	4'6"	8'11"	11'4"	12'10"	102800	175%	79000	183000	Box
	70	4'6"	8'11"	11'4"	12'10"	105700	175%	79000	201000	Box
	80	4'6"	8'11"	11'7"	13'1"	109100	175%	79000	219500	Box
	90	4'6"	8'11"	11'7"	13'1"	113300	175%	79000	242000	Box
	100	4'6"	8'11"	11'7"	13'1"	116200	175%	79000	261500	Box
	110	4'6"	8'11"	11'7"	13'1"	120000	175%	79000	287500	Box
120	4'6"	8'11"	11'7"	13'1"	123700	175%	79000	310000	Box	
200 25 Aux.	50	4'3"	10'6"	13'1"	14'3"	133000	175%	128200	240000	Box
	60	4'3"	10'6"	13'1"	14'3"	138500	175%	128200	258500	Box
	70	4'3"	10'6"	13'1"	14'3"	143400	175%	128200	281500	Box
	80	4'3"	10'6"	13'1"	14'3"	147000	175%	128200	301000	Box
	90	4'3"	10'6"	13'4"	14'6"	153000	175%	128200	334000	Box
	100	4'3"	10'6"	13'4"	14'6"	158000	175%	128200	361000	Box
	110	4'3"	10'6"	13'4"	14'6"	162500	175%	128200	389500	Box
120	4'3"	10'6"	13'4"	14'6"	167800	175%	128200	423000	Box	
250 25 Aux.	50	3'5"	13'0"	13'10"	15'0"	154500	175%	144000	274100	Box
	60	3'5"	13'0"	13'10"	15'0"	162000	175%	144000	295000	Box
	70	3'5"	13'0"	16'6"	16'6"	a86000	175%	144000	351000	Box
	80	3'5"	13'0"	16'6"	16'6"	a89000	175%	144000	375000	Box
	90	3'5"	13'0"	16'6"	16'6"	a92000	175%	144000	408300	Box
	100	3'5"	13'0"	16'6"	16'6"	a96400	175%	144000	459000	Box
	110	3'5"	13'0"	16'6"	16'6"	a100000	175%	144000	504000	Box
120	3'5"	13'0"	16'6"	16'6"	a105000	175%	144000	547000	Box	

Figura 51 – Tabela com dimensões básicas a serem consideradas para pontes rolantes com capacidades de 150, 200 e 250 toneladas.

Fonte: Whiting Crane Handbook (GREINER, 1967).

As informações deste manual servirão de base para auxiliar a determinação de um trem-tipo de carregamento para uma ponte rolante com 200 toneladas de

capacidade. Entretanto, a cabeceira com quatro rodas, mostrada na Figura 51, será modificada para outra com oito rodas, conforme ilustra a Figura 52.

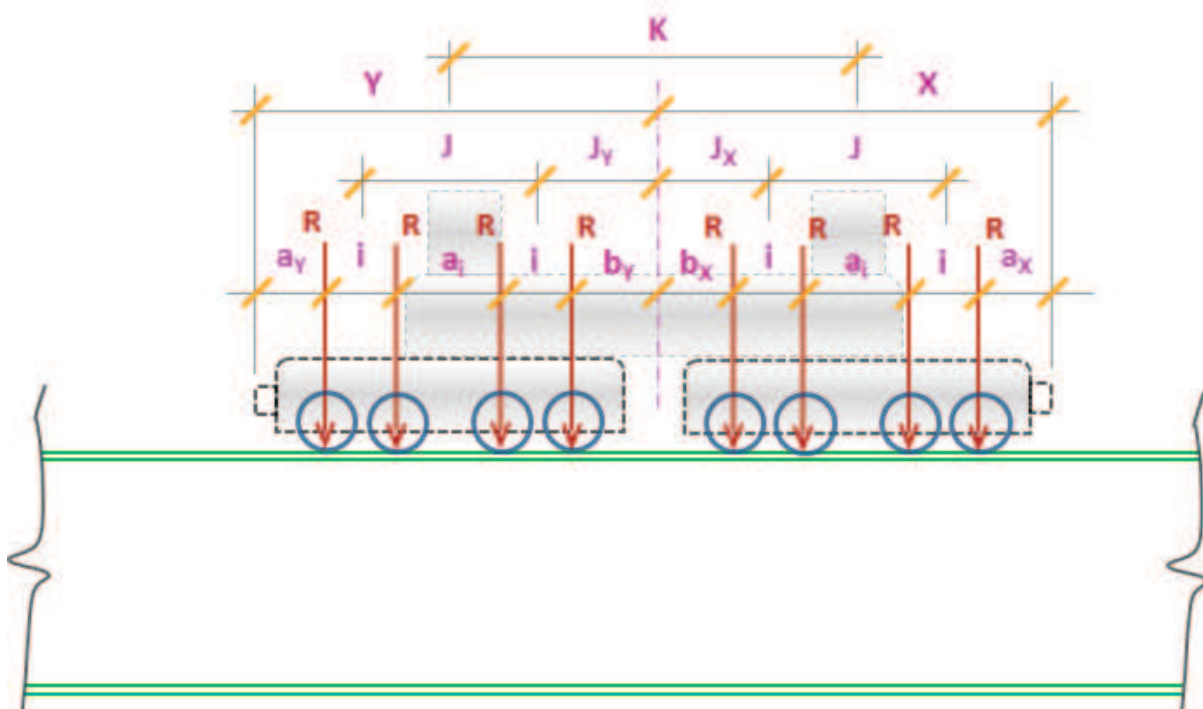


Figura 52 – Trem tipo para pontes rolantes com oito rodas por cabeceira, vista da cabeceira da ponte.  
Fonte: o autor, 2015.

Na imagem da Figura 52, a soma das dimensões X e Y resulta na dimensão total da ponte rolante no sentido da viga de rolamento (em verde na Figura); a dimensão K é a distância entre os centros das vigas da ponte.

Esta configuração de quatro eixos com rodado duplo está presente em pontes rolantes com capacidade em torno de 200 toneladas. O maior número de rodas diminui os efeitos locais na porção superior da viga de rolamento, já que há uma distribuição mais suave na aplicação dos esforços.

A Figura 53 ilustra um caso de uma ponte rolante com capacidade para 200 toneladas, operando em uma instalação de uso industrial.



Figura 53 – Imagem de uma ponte rolante industrial com capacidade máxima de 200 tf, por meio de dois guinchos elétricos no trole, com capacidade de 100 tf cada um.

Fonte: *Demag Cranes & Components* Ltda. (DEMAG: A Terex Brand). Disponível no site: <http://www.demagcranes.com.br/cms/site/br/page102082.html>. Acesso em 18/07/2014.

Independente da capacidade de carga, as pontes rolantes de dupla viga apresentam características gerais, construtivas e de funcionamento, muito análogas.

A Figura 54 tem por finalidade facilitar o entendimento das partes que constituem o equipamento. Será igualmente útil para compreender o seu funcionamento de uma maneira geral, e como cada movimento origina as cargas na estrutura.

Por meio da legenda que ali foi inserida (pois não consta no original), pode-se compreender, de uma maneira mais didática, os principais elementos e seus respectivos funcionamentos, que serão abordados de maneira particular nos parágrafos que se seguem.

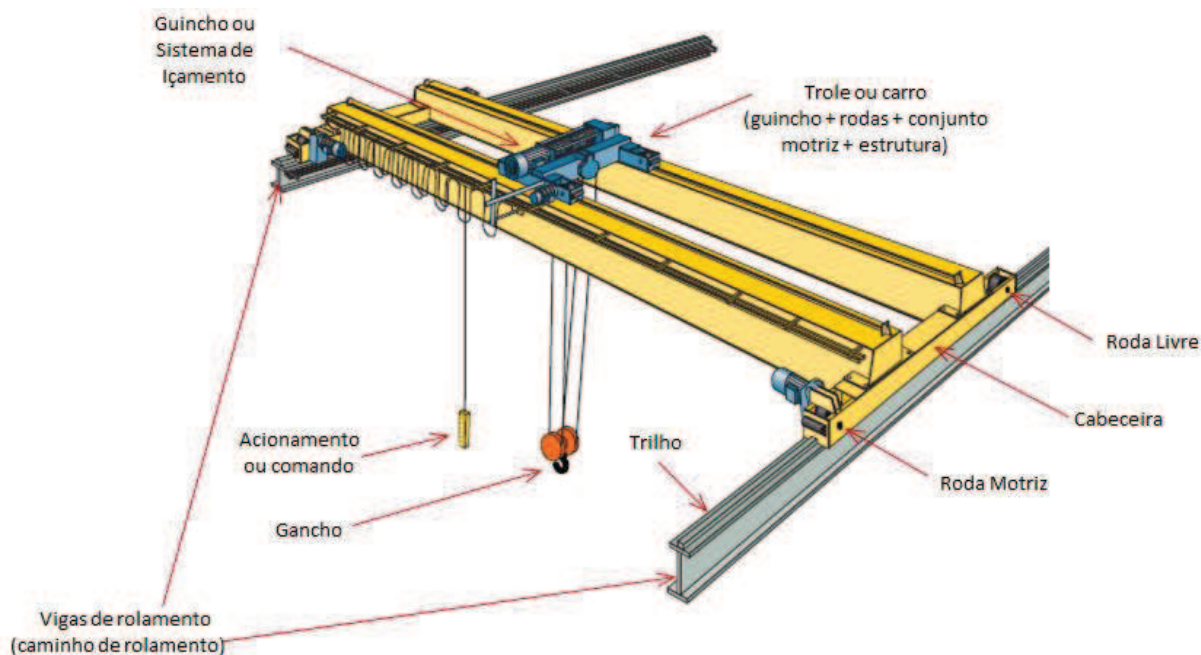


Figura 54 – Como é constituída uma ponte rolante (principais componentes).<sup>21</sup>

Fonte: Imagem obtida do catálogo eletrônico MUNCK TOTAL CRANE SYSTEMS. Legenda nossa. Disponível (sem legenda) no site: <<http://www.munckcranes.com>>. Acesso em 18/jul/2014.

O trole desloca-se transversalmente em relação ao edifício; quando faz este movimento com a capacidade máxima de carga, gera as ações classificadas como “impacto lateral”.

Quando o guincho do trole suspende a carga (içamento), como há uma aceleração inicial no movimento, origina-se a carga conhecida como “impacto vertical”; o movimento inverso, quando a carga é baixada e o operador interrompe a manobra antes de atingir o piso, ocasiona a mesma carga; quando, além disso, a carga não está exatamente embaixo do trole (algo bem frequente por conta do *lay out* fabril, momentâneo ou devido à disposição de equipamentos), além do impacto vertical, origina também o impacto transversal.

O equipamento inteiro também se desloca no sentido longitudinal, mas mesmo que o conjunto não se mova e a carga esteja suspensa a uma altura fixa – sem mover o cabo do guincho – as rodas aplicam esforços no trilho, que transmite diretamente à viga de rolamento.

<sup>21</sup> São indicados e considerados principais os componentes que participam, de maneira direta ou indireta, na geração de cargas oriundas da utilização do equipamento, e que serão aplicadas à estrutura.

Quando o conjunto inteiro entra em movimento, ou uma vez já em movimento faz uma parada, origina-se a carga chamada de “impacto longitudinal”.

A Figura 55 mostra como é obtido o máximo efeito da ponte rolante na coluna do pórtico, o apoio B, através da linha de influência para reações de apoio neste ponto.

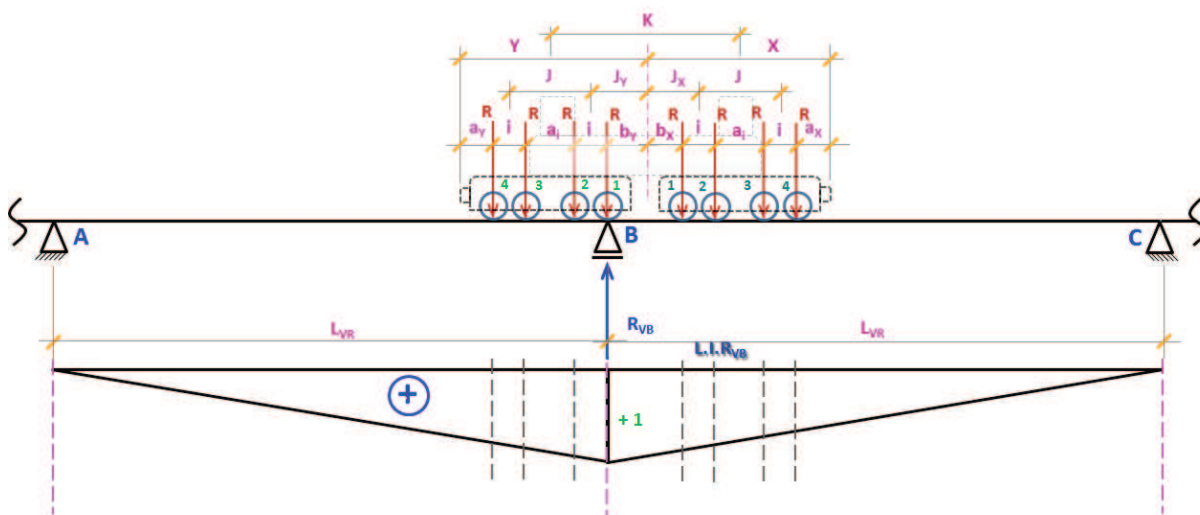


Figura 55 - Traçado da Linha de Influência para a determinação da Reação de Apoio em B, para uma única Ponte Rolante ( $C_{vs}$ ,  $C_{is}$ ).

Fonte: imagem extraída do Memorial de Cálculo eletrônico, elaborado pelo autor, 2014.

A linha horizontal representa a viga de rolamento em um dos lados do caminho de rolamento, longitudinalmente à edificação. Os pontos A, B e C são apoios intermediários das vigas de rolamento, na altura do topo da coluna inferior.

Quando duas ou mais pontes rolantes atuam em conjunto no caminho de rolamento, todas estas ações se multiplicam. A Figura 56 mostra a obtenção do maior efeito em um determinado apoio intermediário B, quando quatro pontes rolantes atuam em conjunto no mesmo caminho de rolamento. Nesta situação, nem todas as rodas participam da linha de influência.



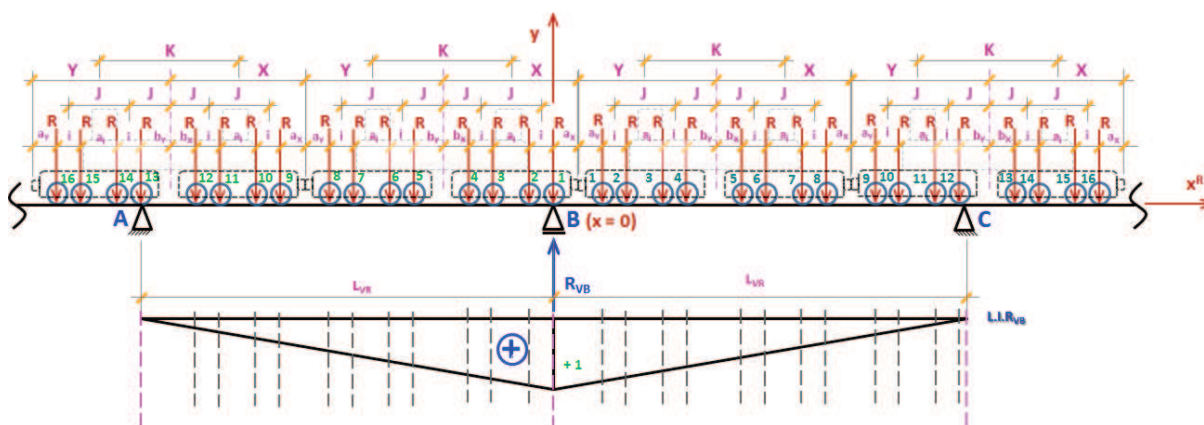


Figura 56 - Traçado da Linha de Influência para a determinação da Reação de Apoio em B, para múltiplas Pontes Rolantes ( $C_{vm}$ ,  $C_{im}$ ), composição com quatro pontes rolantes.

Fonte: imagem extraída do Memorial de Cálculo eletrônico, elaborado pelo autor, 2014.

Esta configuração operacional está prevista nas recomendações adotadas e irão originar os esquemas de combinação da seção 5.5.

Das normas adotadas e que orientam as ações das pontes rolantes, o AISE 13 (2003) indica considerar as ações diretas de uma única ponte rolante por caminho de rolamento tanto quanto múltiplas, mas os efeitos secundários, como o impacto vertical, lateral e longitudinal, devem ser considerados devidos à ação de apenas uma, mesmo que estejam atuando em conjunto.

Já o CISC (2007) recomenda **também**<sup>22</sup> considerar os efeitos, principais e secundários, de dois equipamentos em conjunto, em um mesmo caminho de rolamento ou em dois adjacentes.

Estas diferenças nas recomendações destas duas normas serão analisadas e seus resultados serão comparados.

<sup>22</sup> Grifo nosso.

## 5. PROCEDIMENTO PARA ANÁLISE COMPUTACIONAL

A análise computacional da estrutura do edifício industrial, objeto do presente trabalho, necessita que sejam atendidos os seguintes itens:

- Adotar um programa de cálculo que utilize o Método dos Elementos Finitos;
- Geometria básica (unifilar) de todo o edifício industrial, de forma que todos os sistemas de estabilização (contraventamentos) sejam previstos, garantindo a estabilidade estrutural do pórtico analisado e os comprimentos efetivos de flambagem de seus elementos;
- Definição das cargas com precisão, atendendo as recomendações das normas em uso;
- Determinação dos esquemas gerais de combinações, seguindo as orientações específicas para o dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis (ASD) e pelo Método dos Estados Limites (LRFD), sendo que neste último serão criadas combinações com vento estático e outras com o vento dinâmico.

A seguir são detalhados estes e os demais critérios adotados para a simulação computacional em questão.

### 5.1. PROGRAMA DE CÁLCULO

O programa utilizado para a modelagem computacional da estrutura em estudo é o SAP 2000<sup>®</sup>, que emprega o método dos elementos finitos.

### 5.2. GEOMETRIA BÁSICA

A geometria do edifício estudado é semelhante a casos reais, também equipados com pontes rolantes cujas capacidades se aproximam da que foi adotada no presente trabalho.

As dimensões do edifício industrial em estudo são, basicamente, as seguintes:

- Largura: 30,00 m (distância entre as Filas A e B, que são coincidentes com o eixo dos banzos externos das colunas inferiores, conforme mostra a Figura 60);
- Altura: 51,31 m;
- Comprimento: 120,00 m;
- Altura da coluna inferior: 40,00 m (cota de fundo ou de apoio da viga de rolamento);
- Altura da viga de rolamento: 4,00 m (o topo da viga de rolamento, portanto, equivale à Elevação + 44,00 m);
- Altura da coluna superior – ou baioneta: 10,00 m;
- Altura das paredes laterais: 50,00 m;
- Espaçamento entre pórticos: 12,00 m;
- Quantidade de pórticos: 11 (respectivamente, do Eixo 1 ao 11).

A geometria básica do edifício industrial em estudo está ilustrada desde a Figura 57 até a Figura 62.

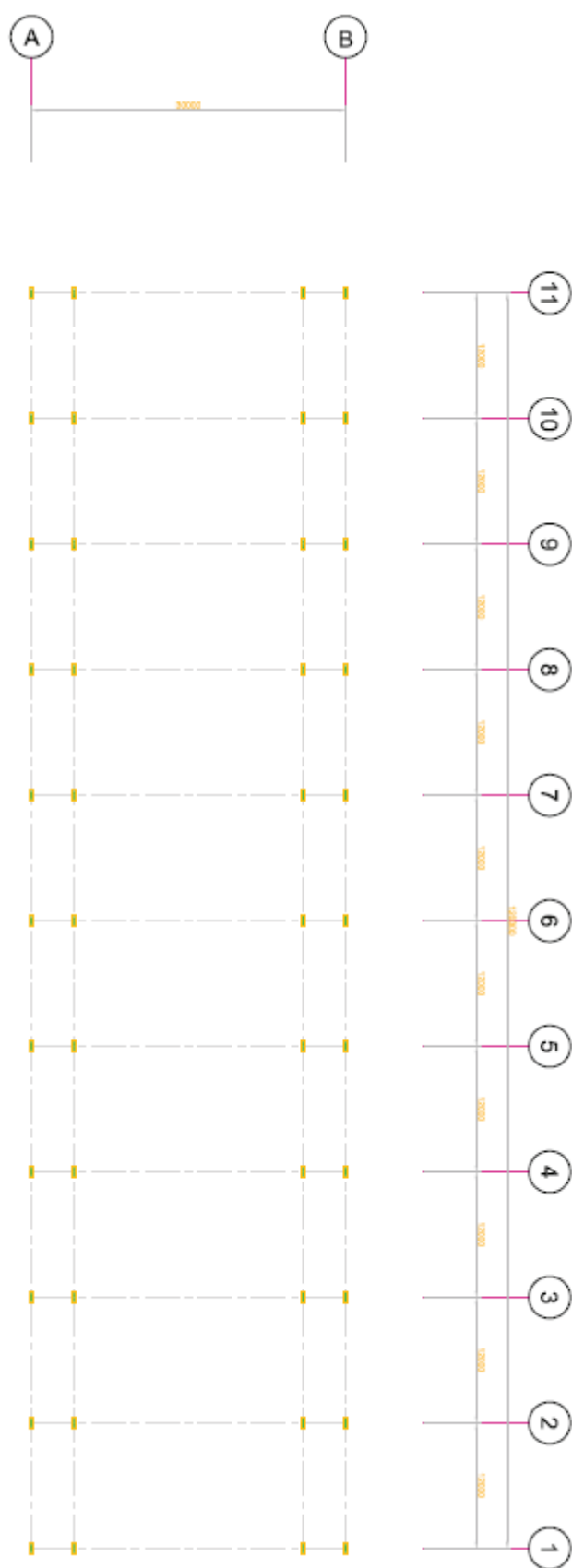


Figura 57 – Planta das bases, El +0,000.

Fonte: o autor, 2014.

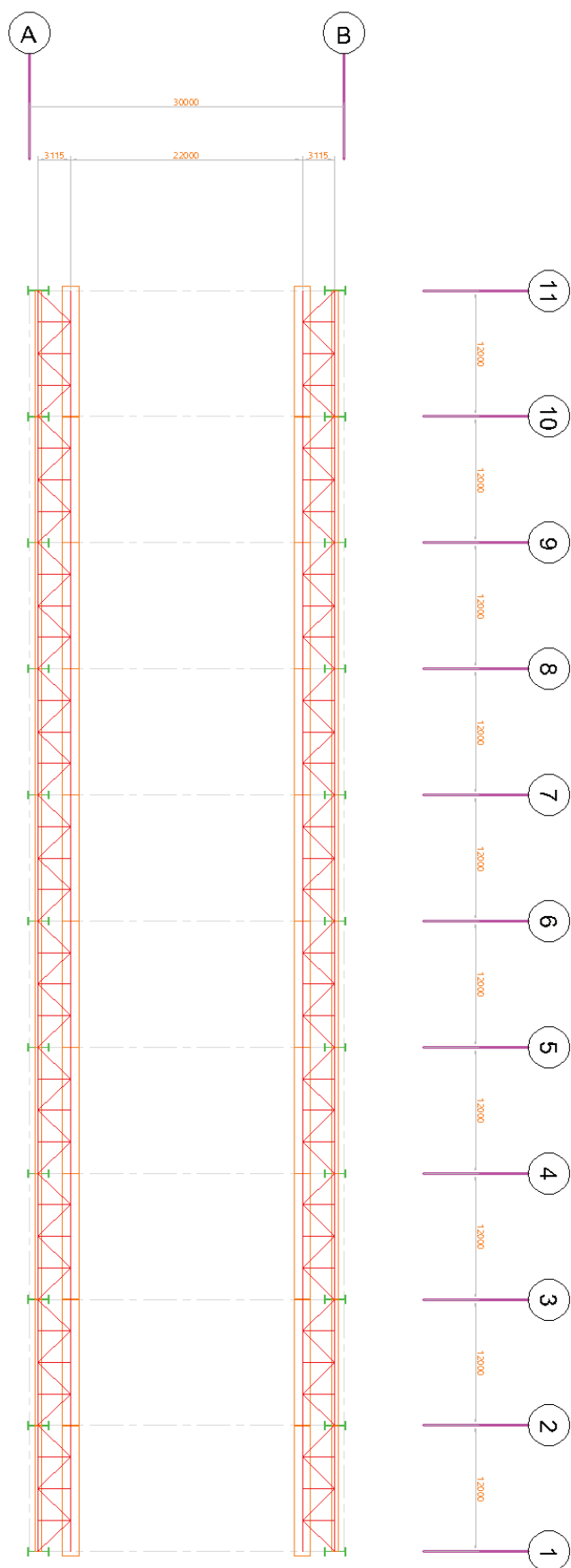


Figura 58 – Planta da viga de rolamento, El + 44,000 m.  
Fonte: o autor, 2014.

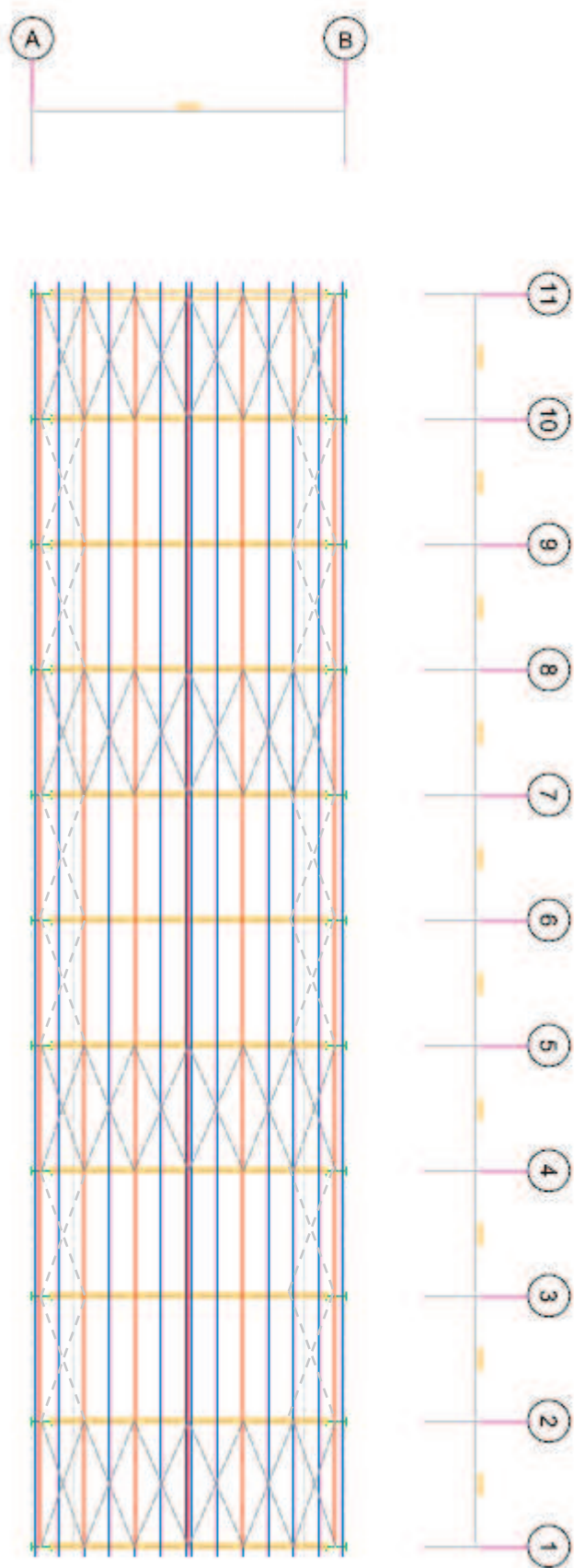


Figura 59 – Planta da cobertura.  
Fonte: o autor, 2014.



Figura 60 – Seção típica: elevação do pórtico típico.

Fonte: o autor, 2014.

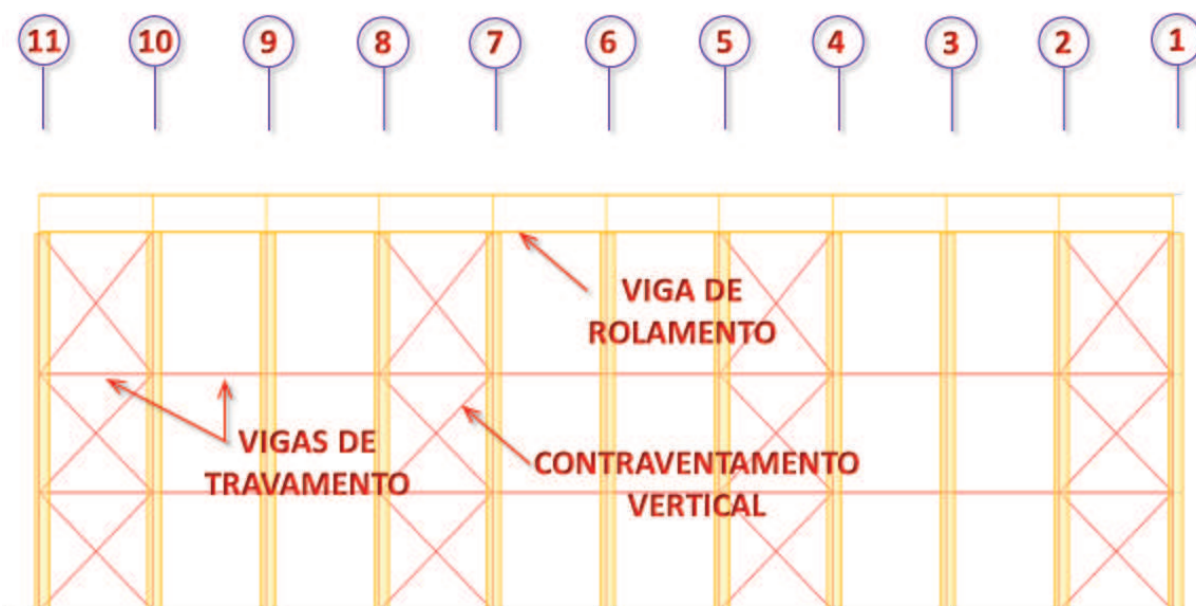


Figura 61 – Vista do contraventamento vertical interno e das vigas de rolamento.

Fonte: o autor, 2015.



Figura 62 – Elevação lateral da Fila A.

Fonte: o autor, 2015.

Na Figura 60 estão destacados, em linha tracejada na cor verde, os planos das vigas de travamento. Com círculos tracejados, também na cor verde, estão destacados os pontos de ligação com as vigas de travamento da viga de cobertura, instaladas perpendicularmente ao plano da figura. A relevância destes posicionamentos será comentada no item 5.2.2.3, mais adiante.

A seguir são citadas as especificidades da geometria do pórtico analisado.



### **5.2.1. Vigas de rolamento**

As pontes rolantes são equipamentos que se deslocam sobre trilhos, a uma determinada altura do piso. Os trilhos são fixados sobre as vigas de rolamento, que no presente trabalho foi pré-dimensionada com base em casos de edificações cujas dimensões e também a quantidade e capacidade das pontes rolantes são semelhantes.

A viga de rolamento é assentada sobre a cabeceira da coluna inferior, portanto, seu vão é também de 12,00m; seu eixo vertical – eixo de simetria – coincide com o eixo do banzo interno. No modelo estrutural, seu peso é incorporado como uma carga permanente (ver seção 5.4.4.1 mais adiante).

Na geometria básica, está previsto um sistema de contraventamento no plano horizontal, também chamado de aparelho diafragma horizontal, situado pouco abaixo da mesa superior, conforme já mostrado na Figura 58. Ele faz a ligação da mesa superior da viga de rolamento com as vigas auxiliares. Este contraventamento horizontal também se repete nos dois níveis inferiores das vigas de travamento (já indicadas na Figura 5).

### **5.2.2. Características gerais do pórtico típico**

O pórtico analisado, aqui designado por “pórtico típico” por repetir-se várias vezes em todo o edifício industrial (onze, especificamente neste caso), apresenta algumas características particulares a este tipo de estrutura, que serão comentadas detalhadamente a seguir. A seção típica – ou transversal – do edifício industrial (a elevação do pórtico típico proposto) adotada para a análise computacional pode ser observada na Figura 60.

#### **5.2.2.1. Segmentação da estrutura**

A construção industrial das estruturas de aço tem por característica a produção prévia de todos os seus elementos em fábrica, normalmente distante do local onde serão erigidas. Portanto, ao definir a geometria do pórtico deve-se também ter preocupação com o transporte. Segundo o BNDES – Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social (O transporte rodoviário de carga e o papel do BNDES, 2008, p. 36) “[...] o Ministério dos Transportes estima que 58% desse transporte é realizado através de rodovias [...]”.

O modal rodoviário impõe à carga – as partes da estrutura – determinadas limitações dimensionais e de peso, para que não haja necessidade de Autorização Especial de Trânsito. Sobre as dimensões autorizadas para veículos, com ou sem carga, a Resolução N° 210 do Conselho Nacional de Trânsito – CONTRAN (2006), diz em seu Art. 1°: “[...] d) veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator<sup>23</sup> e semi-reboque [sic]: máximo de 18,60m”, que é a dimensão total da composição”.

A Figura 63 mostra uma composição rodoviária que se enquadra dentro do limite de 18,60 m, com carroceria semirreboque, carregada com estruturas de aço.



Figura 63 – Composição rodoviária carregada com estruturas metálicas.

Fonte: Imagem gentilmente cedida pelos engenheiros Walter Kawahara e Williams Auerswald (foto), da Bimetal Indústria Metalúrgica Ltda., 2015.

Para atender à resolução do CONTRAN, os fabricantes de carroceria disponibilizam, para este caso, equipamentos com comprimento interno em torno de 12,40 m (ver Figura 64).

---

<sup>23</sup> Caminhão trator: veículo automotor equipado com quinta-roda destinado a tracionar um implemento rodoviário (ABNT NBR 9762:2006 - Veículo rodoviário de carga - terminologia (projeto de Norma), 2006).

O peso máximo, segundo a mesma Resolução N° 210 (CONTRAN - CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO, 2006), diz em seu Art. 2°: “[...] d) peso bruto total combinado para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão trator e semi-reboque [sic] com eixos em **tandem triplo**<sup>24</sup> e comprimento total superior a 16 m: 48,5 t”.

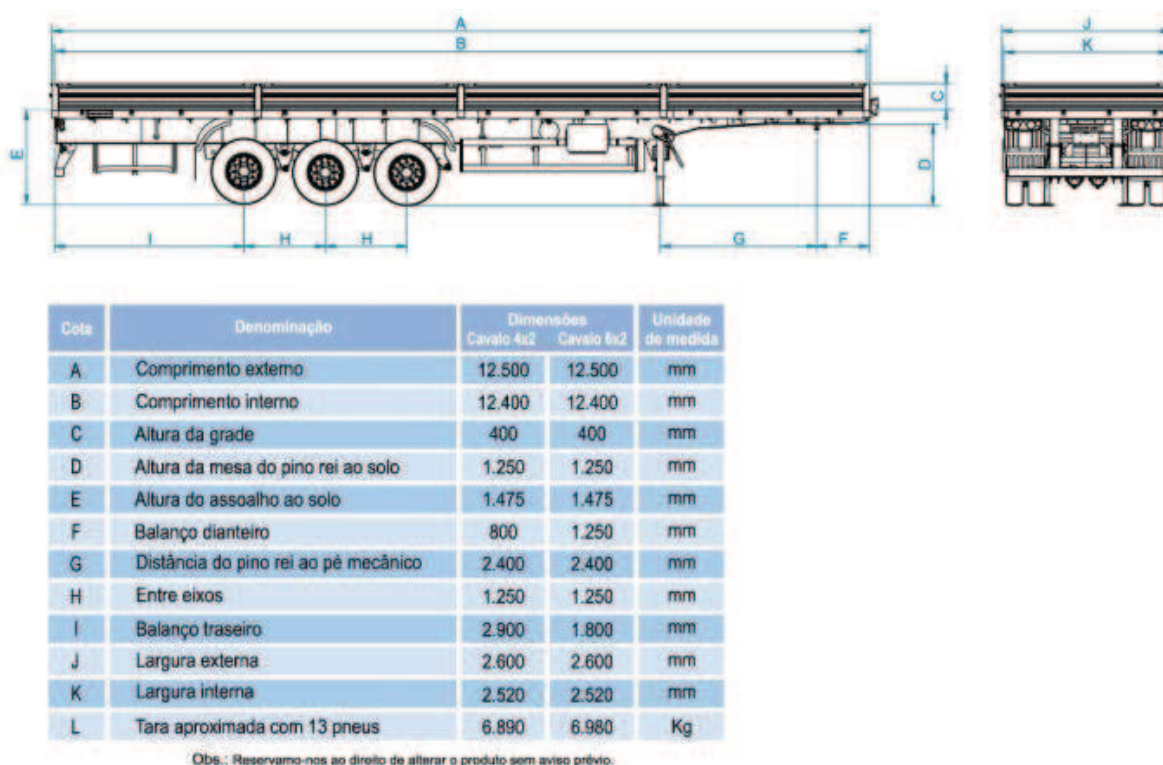


Figura 64 – Dimensões de carroceria para “carga seca”.

Fonte: Quadro e legendas extraídos do catálogo eletrônico da RODOFORT Implementos Rodoviários. Disponível em: < <http://www.rodofort.com.br/>>. Acesso em: 28/dez/2014.

Tomando por base um caminhão trator da marca Mercedes Benz, que tem peso em torno de 10,5 t (ver Figura 65) mais o peso da carroceria da Figura 64, que é de cerca de 7,0 t resta uma disponibilidade líquida de carga de aproximadamente 30,0 t para transporte. Qualquer elemento estrutural não poderá ultrapassar este peso, o que a experiência revela que é pouco provável que aconteça.

<sup>24</sup> Conjunto de três eixos consecutivos. Grifo nosso.

Pesos [kg] <sup>2</sup>	Pesos admissíveis   legal/técnico [kg]	
	3344/33	3344/33
Eixo Dianteiro	5087	Eixo Dianteiro 6.000/7.500
Eixos Traseiros	5167	Eixos Traseiros 17.000/26.000
Total	10254	Peso Bruto Total (PBT) 23.000/33.500
Tq. Combustível 130 l / 300 l	+140 / -173	Carga máxima sobre a 5ª roda 12.746/23.246
Cabina Leito Teto Baixo / Leito Teto Alto	+170 / +230	Capacidade Máxima de Tração (CMT) 123000
Retarder	+100	

[1]Chassi com cabina, sem carroçaria. Os dados apresentados podem variar de acordo com a configuração do veículo. Para projetos de carroçarias e equipamentos, consultar o Manual de Implementação disponível no site Mercedes-Benz. [2]Em ordem de marcha. Cabina estendida sem carroçaria ou implemento, com tanque de combustível cheio, estepe, extintor de incêndio e caixa de ferramentas. Os dados apresentados podem variar de acordo com a configuração do veículo.

Figura 65 – Pesos do caminhão trator modelo Axor 3344 S da Mercedes Benz do Brasil.

Fonte: Quadro extraído do catálogo eletrônico da Mercedes Benz do Brasil. Disponível no site: < <https://www.mercedes-benz.com.br/>>. Acesso em: 28/dez/2014.

Outro fator determinante na segmentação da estrutura é que, como há limitação para transporte, as peças não precisam necessariamente ter a dimensão em torno dos 12,00 m, mas sim atender à distribuição do sistema de estabilização. Os dois fatores precisam ser equilibrados; a forma adotada para este equilíbrio será detalhada a seguir.

Na Figura 66 é possível identificar a segmentação da estrutura no modelo computacional, onde cada cor representa um perfil diferente.

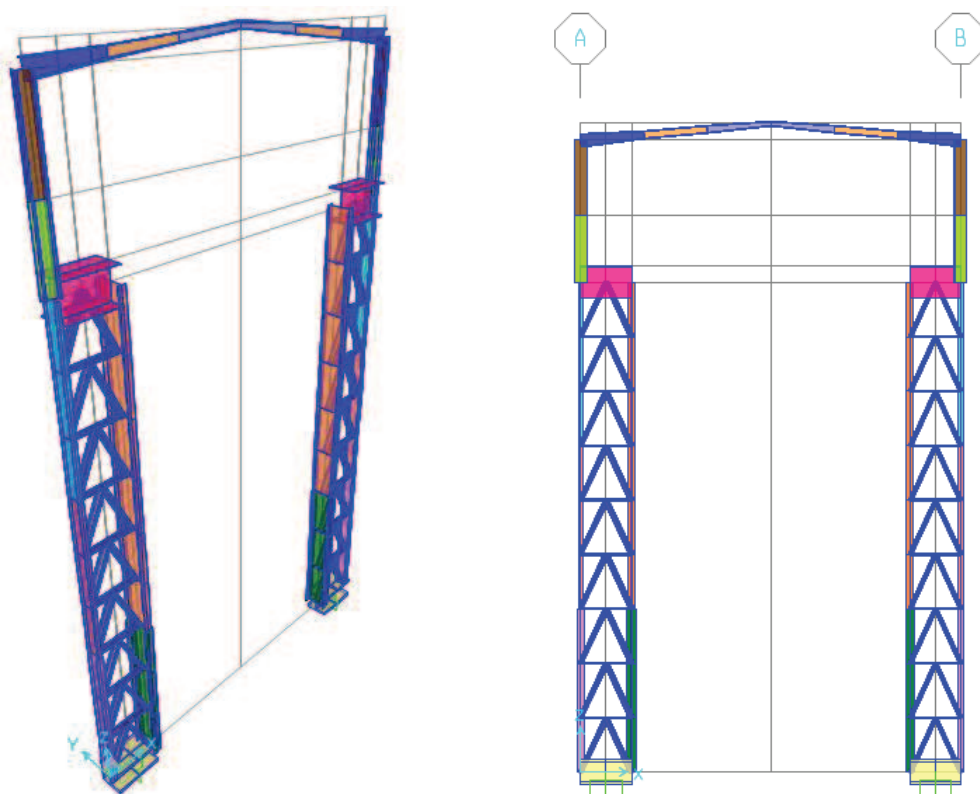


Figura 66 – Modelagem computacional do pórtico.

Fonte: o autor, 2014.

#### 5.2.2.2. Esbeltez

O AISC (2005) classifica as seções transversais dos elementos de barras em compactas, não-compactas ou esbeltas. Impõe limites de esbeltez para as partes que constituem o perfil – mesas e alma, no caso de vigas I –, de modo a não ocorrer flambagem local, da mesa comprimida ou da alma. Estas recomendações podem ser encontradas na Tabela B4.1 (p. 16.1-16), para elementos comprimidos, e na Tabela F1.1 (p. 16.1-45), para elementos fletidos.

Recomendações semelhantes são igualmente encontradas na versão de 1989, respectivamente nas tabelas B5.1 (p. 5-36) e no Capítulo F (p. 5-45 s).

#### 5.2.2.3. Coeficientes e comprimentos efetivos de flambagem

A NBR 8800 (2008) apresenta no seu Anexo E os coeficientes de flambagem que devem ser adotados, em função dos vínculos nas extremidades das barras. As recomendações estão representadas na Figura 67.

Tabela E.1 — Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados







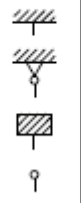
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

Figura 67 – Coeficientes de flambagem.

Fonte: Tabela E.1 da NBR 8800 (2008, p. 125).

A Figura 60 é referência para os comentários que se seguem.

Na modelagem computacional, a coluna inferior é constituída por barras isoladas, incluindo os banzos. No plano da referida figura, o comprimento efetivo de flambagem é uma vez o seu próprio comprimento. A ligação de cada barra – que constitui os banzos – com as diagonais e com os montantes é que determina esta condição.

Perpendicularmente ao plano da figura, os planos das vigas de travamento determinam que o comprimento efetivo de flambagem deva ser igual a três vezes o comprimento de cada barra dos banzos, tanto os internos quanto os externos.

As ligações dos banzos com diagonais, montantes e vigas de travamento são todas rotuladas. Portanto, os coeficientes de flambagem, no plano e perpendicular a este, é igual a 1, idem a diagonais e montantes da coluna inferior.

As baionetas estão divididas em dois segmentos. O primeiro, inferior, está limitado ao tamanho da viga de rolamento; o segundo, superior, do topo da viga de rolamento até a ligação com a viga da cobertura.

O segmento inferior de cada baioneta faz ligação com a treliça horizontal da viga de rolamento (mostrado na Figura 58), com o banzo superior da viga auxiliar (reproduzida na Figura 62) e com o segmento superior. As ligações com a viga

auxiliar e com a treliça horizontal são rotuladas no plano da figura e perpendicular a este. A ligação com o segmento superior é rotulada no plano da figura e engastada no plano perpendicular a este.

Portanto, em virtude destes vínculos, o comprimento efetivo de flambagem é igual a 1, tanto no plano da figura como perpendicular a este. O coeficiente de flambagem no plano perpendicular ao da figura é 1. No plano da Figura 60, o coeficiente de flambagem é 3, que é uma proporção inversa entre o comprimento do segmento (4,00 m) e o total dos dois segmentos (10,00 m), multiplicado pelo coeficiente 1,2 (recomendado pelo item c da Figura 67).

No segmento superior de cada baioneta, além da ligação com o segmento inferior – já descrito – há, no nó superior, ligação com a viga de cobertura e com a escora do beiral – esta posicionada perpendicularmente ao plano da figura. A ligação com a escora do beiral é rotulada; com a viga de cobertura, a ligação é engastada.

Estes vínculos determinam que, no plano da figura e ortogonalmente a este, o comprimento efetivo de flambagem é 1. O coeficiente de flambagem no plano perpendicular ao da figura é 1; no plano da figura é 2, pelas mesmas razões já comentadas.

As vigas da cobertura estão divididas em três segmentos de cada lado. No plano da figura, cada um destes segmentos tem comprimento efetivo de flambagem igual a 3. Cada segmento está conectado com os adjacentes por meio de ligação rotulada no plano perpendicular ao da figura, e engastada no plano da figura. Nas extremidades de cada barra, há uma ligação adicional com as vigas de travamento da cobertura, posicionadas no plano ortogonal ao da figura; todas são rotuladas.

O coeficiente de flambagem no plano da figura é 1,2; ortogonalmente ao plano, é igual a 1.

#### 5.2.2.4. Vigas de cobertura

A viga de cobertura está dividida em três partes iguais. A distribuição do contraventamento e das terças da cobertura define esta divisão. Os segmentos, em torno dos 5,00 m, estão dentro da limitação de transporte. A inclinação da cobertura é de 5°.

As três partes da viga de cobertura possuem seção variável, sendo que no segmento junto à coluna superior (baioneta) a variação é maior, para conferir maior inércia ao perfil neste ponto.

A Figura 68 ilustra a segmentação das vigas de cobertura.

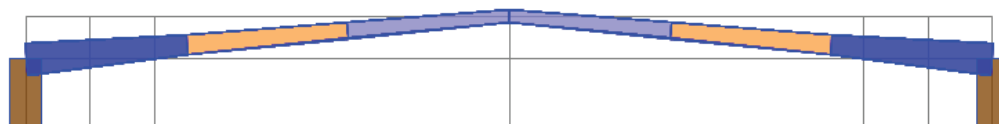


Figura 68 – Detalhe das vigas de cobertura.

Fonte: imagem extraída do modelo computacional gerado pelo autor.

#### 5.2.2.5. Colunas

Como é usual em edifícios industriais com pontes rolantes, as colunas são escalonadas, ou seja, apresentam uma seção transversal maior na parte inferior – chamada de **coluna inferior** – que na superior – conhecida como **baioneta**.<sup>25</sup> A coluna inferior é treliçada.

A Figura 69 mostra a divisão da coluna superior (baioneta).



Figura 69 – Detalhe da segmentação da baioneta no modelo computacional.

Fonte: imagem extraída do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.

As baionetas foram divididas em dois segmentos, o inferior com 4,00 m (mesma altura da viga de rolamento) e o outro com 6,00 m.

A Figura 70 ilustra os elementos que constituem a coluna inferior.

<sup>25</sup> Grifo nosso.



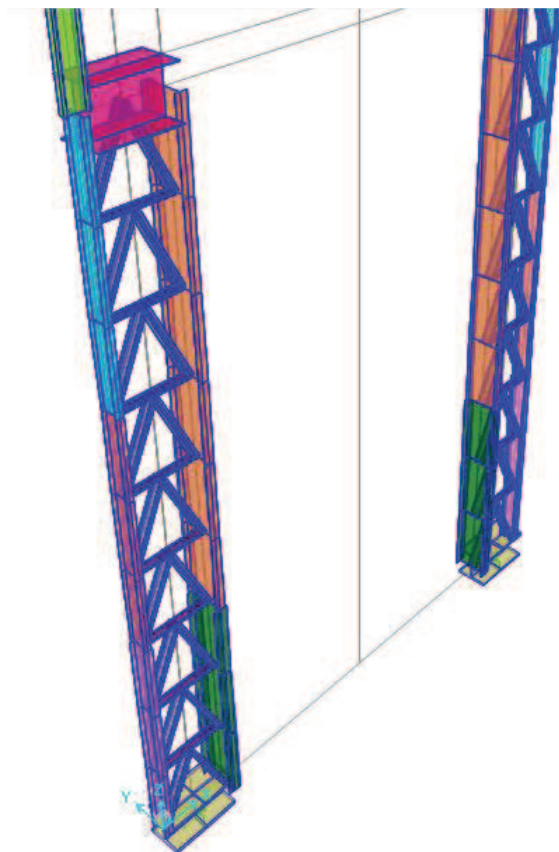


Figura 70 – Detalhe da segmentação da coluna inferior.

Fonte: imagem extraída do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.

Na modelagem computacional, as barras que constituem os banzos das colunas (*building column*, a externa e *crane column*, a interna) foram definidas como elementos individuais entre cada nó. Os vínculos nodais e os comprimentos efetivos de flambagem foram definidos para que funcionem como conjunto na maior inércia, e como barras individuais na menor. Na maior inércia, o comprimento efetivo equivale a três vezes o comprimento da barra, atendendo às restrições impostas pelo contraventamento vertical.

O AISE 13 (2003) recomenda valores do coeficiente de flambagem distintos para a baioneta e para a coluna inferior. Nesta Norma, a Tabela 7.1 (p. 42 a 57) traz valores para estes coeficientes em virtude da relação entre cargas verticais que cada segmento recebe. Para a determinação dos valores a serem empregados no modelo computacional, foi utilizada uma planilha programada em MS Excel®.

### 5.2.3. Estabilização longitudinal e transversal

Conforme citado anteriormente, o dimensionamento dos sistemas de estabilização, ou seja, os contraventamentos – verticais, horizontais e dos planos da

cobertura – não são objetivo do presente trabalho. Entretanto, para uma correta análise do pórtico, a geometria do sistema de estabilização longitudinal foi prevista de acordo com as necessidades do pórtico.

“Contraventamentos são barras colocadas nas estruturas com a finalidade de garantir a estabilidade do conjunto durante sua vida útil e durante a fase de montagem, e para dar ao edifício uma rigidez espacial” (BELLEI, 1998, p. 151).

Então, o sistema de contraventamento da cobertura tem por finalidade garantir a estabilidade longitudinal e transversal nesta região, de modo que funcione perfeitamente como um conjunto.

Conforme disposto na seção 5.2.1, há uma treliça horizontal, logo abaixo da mesa superior da viga de rolamento, que une esta à viga auxiliar, nas Filas A e B. Este conjunto funciona como estabilização horizontal longitudinal dos pórticos. Seus esforços serão transmitidos à base pelo contraventamento vertical, nas Filas A e B, externos e também pelos internos, coincidentes com o banzo interno (*crane column*) da coluna inferior. Transversalmente, a estabilização do pórtico se dá pela sua própria inércia.

### 5.3. PERFIS E MATERIAIS ADOTADOS

As dimensões do pórtico típico e os carregamentos impostos à estrutura demandam perfis robustos. A disponibilidade de perfis laminados é limitada no Brasil. Por esta razão foram adotados os perfis soldados em fábrica. Segmentos de seção variável, como as vigas da cobertura, são melhor produzidos em perfis soldados que laminados, de acordo com a disponibilidade de equipamentos dos fabricantes que se tem conhecimento. Soldar um perfil laminado, depois de feito um corte longitudinal em sua alma, é um processo que a experiência mostra ser bem susceptível a empenamentos.

O material escolhido foi o CIVIL 350, não-patinável, produzido pela USIMINAS, já que há boa oferta de aços planos que atendem a esta especificação. Aços patináveis apresentam maior resistência à corrosão atmosférica. São mais indicados para estruturas expostas, sem proteção anticorrosiva de qualquer natureza, em ambiente não-salino, ou seja, em regiões afastadas do litoral.

## 5.4. CARGAS

Torna-se necessário destacar alguns aspectos particulares na determinação das cargas que atuam na estrutura e como elas são aplicadas, lançando mão dos recursos que o programa utilizado, o SAP 2000<sup>®</sup>, dispõe.

Ele permite dividir os casos de carregamento (*load cases*) em padrões de carga (*load patterns*), o que pode ser bastante útil se for desejável reavaliar o modelo com variação em algum aspecto particular. Por exemplo: se for necessário alterar a especificação das telhas de cobertura por outra que resulte um peso diferente, apenas o padrão de carga referente às telhas de cobertura necessitará de atualização, deixando os demais 6 inalterados (ver os padrões de carga permanente mais adiante, na seção 5.4.4.1).

As orientações adotadas fazem distinção entre sobrecarga de cobertura (*L<sub>r</sub> – live load on the roof*) e demais sobrecargas (*L – live load*). Para toda carga *L* indicada nas combinações, foram incluídas as sobrecargas de passadiço (*L<sub>w</sub> – live load over catwalk*).

As orientações das Normas adotadas ainda consideram como ações relevantes a neve (*S – snow*), a falha de drenagem (*R – rain*) e o abalo sísmico (*E – earthquake*), que não estão sendo considerados no presente trabalho por razões já comentadas na seção 1.1.

### 5.4.1. Cargas concentradas e distribuídas

Foram aplicadas as cargas, distribuídas nas barras e concentradas nos nós, em conformidade com a realidade. Algumas ações agem indiretamente no pórtico, através de outras partes da estrutura, como as vigas de rolamento. Estas ações – neste caso específico as horizontais transversais – são transmitidas à baioneta pelo sistema de estabilização da mesa superior da viga de rolamento (descrito na seção 5.2.1), gerando uma carga concentrada.

As cargas oriundas da ação do vento foram aplicadas na forma distribuída, no banzo externo (*building column*), na baioneta e nas vigas de cobertura. A proximidade das longarinas do fechamento lateral e das terças de cobertura, em virtude da limitação imposta pelo perfil adotado para a telha, permite que seja adotado este critério com boa aproximação em relação à aplicação de inúmeras cargas concentradas muito próximas.

### 5.4.2. Vento

Conforme comentado anteriormente, os casos de carregamento oriundos das ações de vento serão divididos em padrões de carga. Segundo a NBR 6123 (1988), em edificações de planta retangular, as incidências de vento ortogonais, ou seja, nas direções  $0^\circ$  (vento longitudinal) e  $90^\circ$  (vento transversal), são as mais preponderantes.

Atendendo a um dos objetivos deste trabalho, serão definidos dois casos distintos de carga de vento: no primeiro caso ela é estática, e no segundo serão definidas a **resposta média** e a **amplitude máxima da resposta flutuante**,<sup>26</sup> conforme trata o item 9.3.1 da mesma Norma, sendo que a cada parcela corresponde a um padrão de carga diferente.

O vento estático será empregado para a análise inicial, cujo dimensionamento de barras será realizado pelo Método das Tensões Admissíveis. Será utilizado também para a segunda análise, que consistirá na verificação do dimensionamento inicial pelo Método dos Estados Limites.

As cargas provenientes do vento dinâmico serão estudadas na terceira análise, que fará a verificação do dimensionamento de barras inicial também pelo Método dos Estados Limites.

### 5.4.3. Pontes rolantes

As orientações técnicas empregadas para o desenvolvimento da análise computacional (descritas na seção 1.4) designam símbolos e notações para caracterizar cada efeito isolado das pontes rolantes. Como a orientação canadense é a única que recomenda considerar os efeitos diretos e indiretos de duas pontes rolantes, atuando em conjunto e em um mesmo caminho de rolamento (caso do presente trabalho), ou em caminhos adjacentes (não se enquadrando no caso em estudo), adotou-se a nomenclatura de efeitos de pontes rolantes existente na Norma canadense (CISC - CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2007, p. 2 e 3), que estão relacionados no Quadro 1.

---

<sup>26</sup> Grifo nosso.

Quadro 1 – Símbolos e nomenclatura dos efeitos diretos e secundários, oriundos da operação das pontes rolantes.

Símbolo	Nomenclatura
$C_{vs}$	Carga vertical devido à ação de uma única ponte rolante
$C_{vm}$	Carga vertical devido à ação de múltiplas pontes rolantes
$C_{ss}$	Impacto transversal devido à ação de uma única ponte rolante
$C_{sm}$	Impacto transversal devido à ação de múltiplas pontes rolantes <sup>27</sup>
$C_{is}$	Impacto vertical devido à ação de uma única ponte rolante
$C_{im}$	Impacto vertical devido à ação de múltiplas pontes rolantes
$C_{ls}$	Impacto longitudinal devido à ação de uma única ponte rolante, em apenas um caminho de rolamento
$C_{lm}$	Impacto longitudinal devido à ação de múltiplas pontes rolantes
$C_{bs}$	Impacto no batente devido à ação de uma única ponte rolante
$C_d$	Peso próprio de todas as pontes rolantes, posicionadas de forma a originar o maior efeito sísmico

Fonte: o autor, 2014.

As cargas verticais  $C_{vs}$  correspondem às reações por roda (cargas verticais, portanto) de uma única ponte rolante no caminho de rolamento, de modo que produza a maior carga possível sobre o topo da coluna inferior, conforme já representado na Figura 55.

As cargas verticais  $C_{vm}$  correspondem às reações por roda de múltiplas pontes rolantes no caminho de rolamento, que são um total de quatro equipamentos no caso em estudo, de modo que produza a maior carga possível sobre o topo da coluna inferior, conforme já ilustrado pela Figura 56.

Os coeficientes de impacto vertical  $C_{is}$  e  $C_{im}$  são análogos, respectivamente, às cargas verticais  $C_{vs}$  e  $C_{vm}$ . Idem para os impactos laterais  $C_{ss}$  e  $C_{sm}$ .

Os efeitos secundários longitudinais  $C_{lm}$  são importantes para o dimensionamento do aparelho diafragma horizontal (treliça horizontal) da viga de rolamento, ilustrado anteriormente pela Figura 58, e do contraventamento vertical, representado anteriormente na Figura 62.

A parcela de impacto no batente  $C_{bs}$  destina-se ao dimensionamento da região das vigas de rolamento posicionadas nas extremidades da edificação, onde

---

<sup>27</sup> Consideração presente apenas no CISC (Crane Supporting Steel Structures Design Guide, 2007)

este equipamento será instalado, como também à verificação da eficiência do contraventamento vertical na ocasião de uma ponte atingir a extremidade de um caminho de rolamento, associada ou não a outras pontes. Esta análise, no entanto, não foi realizada por não interferir diretamente no estudo do pórtico em questão, que é intermediário.

A carga  $C_d$ , proveniente unicamente do peso próprio das pontes rolantes presentes no caminho de rolamento, sem nenhuma carga suspensa, destina-se à avaliação dos efeitos sísmicos em estruturas. Pelas razões já comentadas na seção 1.1, esta verificação não será efetuada.

As orientações, adotadas para o desenvolvimento do presente trabalho, trazem recomendações distintas entre si para as considerações de efeitos secundários das pontes rolantes, ou seja, os impactos – vertical, longitudinal e transvesal. Todos os valores referem-se a pontes rolantes operadas por controle manual ou pendente. Equipamentos com cabine originam valores maiores em todas as orientações adotadas, mas este não é o caso do presente estudo.

O Quadro 2 faz uma síntese destas diferenças para os efeitos que estão sendo considerados neste trabalho.

Quadro 2 – Recomendações para consideração de impactos, efeitos secundários oriundos da operação das pontes rolantes, segundo AISE 13 (2003), ASCE 7 (2005), NBR 8800 (2008) e CISC (2007).

Norma	Efeito			
	$C_{is}$	$C_{im}$	$C_{ss}$	$C_{sm}$
AISE 13 (2003)	<p>25% da reação máxima por roda</p> <p>20% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole</p> <p>10% da soma da capacidade com o peso da ponte</p> <p>O maior dos três</p>	Não considerado	<p>40% da capacidade da ponte rolante (carga içada)</p> <p>20% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole</p> <p>10% da soma da capacidade com o peso da ponte</p> <p>O maior dos três</p>	Não considerado
ASCE 7 (2005) ASD/LRFD	10% da reação máxima por roda	Não considerado	20% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole	Não considerado
NBR 8800 (2008)	10% da reação máxima por roda	Não considerado	10% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole e dispositivos de içamento	Não considerado
CISC (2007)	10% da reação máxima por roda	Mesmo critério de determinação de $C_{is}$ , porém considerando os efeitos de duas pontes atuando em conjunto	<p>20% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole</p> <p>10% da soma da capacidade com o peso da ponte</p> <p>O maior dos dois</p>	Mesmo critério de determinação de $C_{ss}$ , porém considerando os efeitos de duas pontes atuando em conjunto

Fonte: o autor, 2014.

Para simplificar a análise, foi adotado o critério mais conservador de todas as recomendações para cada efeito. A Figura 71 faz a transcrição do quadro de cargas do memorial de cálculo, indicando os valores resultantes das orientações de cada norma.

AÇÃO	NORMAS E SUAS RECOMENDAÇÕES			
	ASCE 7:2005	AISE 13:2003	NBR 8800:2008	CISC:2007 <sup>[17]</sup>
Impacto vertical - uma ponte (C <sub>is</sub> ):	10% <sup>[2]</sup> 4.770 kgf/roda <sup>[2]</sup>	25% <sup>[7]</sup> 11.925 kgf/roda <sup>[2]</sup>	10% <sup>[12]</sup> 4.770 kgf/roda <sup>[2]</sup>	10% <sup>[18]</sup> 4.770 kgf/roda <sup>[2]</sup>
	1.905 kgf/roda <sup>[4]</sup>	4.763 kgf/roda <sup>[6]</sup>	1.905 kgf/roda <sup>[4]</sup>	1.905 kgf/roda <sup>[6]</sup>
Impacto vertical - múltiplas pontes (C <sub>im</sub> ):				<sup>[19]</sup>
Impacto transversal - uma ponte (C <sub>is-a</sub> ):	20% <sup>[2]</sup> 50.400 kgf	40% <sup>[2]</sup> 80.000 kgf	10% <sup>[12]</sup> 25.200 kgf	
		20% <sup>[2]</sup> 50.400 kgf		20% <sup>[20]</sup> 50.400 kgf
		10% <sup>[10]</sup> 48.200 kgf		10% <sup>[21]</sup> 48.200 kgf
Impacto transversal - múltiplas pontes (C <sub>im</sub> ):				<sup>[19]</sup>
Impacto longitudinal - uma ponte (C <sub>is</sub> ):	10% <sup>[2]</sup> 38.160 kgf	20% <sup>[11]</sup> 76.320 kgf	10% <sup>[14]</sup> 38.160 kgf	20% <sup>[22]</sup> 76.320 kgf
				<sup>[19]</sup>
Impacto longitudinal - múltiplas pontes (C <sub>im</sub> ):				<sup>[19]</sup>
Impacto no batente - uma ponte (C <sub>is-b</sub> ):		<sup>[23]</sup>	<sup>[24]</sup>	<sup>[25]</sup>
Peso próprio de todas as pontes (C <sub>d</sub> ):		<sup>[26]</sup> 282,00 tf		<sup>[27]</sup> 282,00 tf

Figura 71 – Quadro das cargas de impacto das pontes rolantes, segundo as normas adotadas.

Fonte: o autor, 2015.

O quadro de cargas de impacto das pontes rolantes, extraído do memorial de cálculo e mostrado na Figura 71, mostra ser mais rigoroso o conjunto das indicações do AISE 13 (2003), que foi então adotado como referência.

#### 5.4.4. Casos de carregamento (*load cases*) e padrões de carga (*load patterns*)

Os casos de carregamento e seus respectivos padrões de carga estão descritos a seguir.

##### 5.4.4.1. Ações permanentes

As ações permanentes são chamadas de *dead load* ou simplesmente *DEAD*. No modelo eletrônico, o caso de carregamento para carga permanente foi chamado simplesmente D. O Quadro 3 relaciona os nomes adotados para as ações permanentes e suas respectivas descrições.



Quadro 3 – Padrões de Carga que compõem o Caso de Carregamento para Carga Permanente (D).

Nome	Descrição
D-self	Peso próprio da estrutura, gerado automaticamente pelo programa <sup>28</sup>
D-tile_roof	Peso das telhas de cobertura
D-purlins	Peso próprio das terças de cobertura
D-cladding	Peso próprio das telhas do fechamento lateral
D-girt	Peso próprio das longarinas (terças) do fechamento lateral
D-runway_girder	Peso próprio da viga de rolamento
D-catwalk	Peso próprio do passadiço <sup>29</sup>

Fonte: o autor, 2014.

#### 5.4.4.2. Sobrecargas

O caso de carregamento  $L_r$  é composto apenas pelo padrão de carga L-roof; o caso de carregamento  $L_w$  é composto apenas pelo padrão de carga L-catwalk. O Quadro 4 relaciona os nomes adotados para as ações variáveis de sobrecarga e suas respectivas descrições.

Quadro 4 – Padrões de Carga para sobrecargas de cobertura e passadiço.

Nome	Descrição
L-roof	Sobrecarga de cobertura
L-catwalk	Sobrecarga do passadiço <sup>29</sup>

Fonte: o autor, 2014.

#### 5.4.4.3. Ações das pontes rolantes

No caso das ações das pontes rolantes, os casos de carregamento são compostos por um único padrão de carga, que possui o mesmo nome. O Quadro 5 relaciona os nomes adotados para as ações variáveis oriundas das ações das pontes rolantes, com suas respectivas descrições.

<sup>28</sup> Conforme comentado anteriormente, foi utilizado o fator multiplicador igual a 1,05 para prever acréscimos oriundos da fabricação.

<sup>29</sup> Conforme comentado anteriormente, o passadiço se situa no espaço formado entre a mesa superior da viga de rolamento e a viga auxiliar.

Quadro 5 – Padrões das ações das pontes rolantes.

Nome	Descrição
$C_{vs-left}$	Cargas verticais devidas à ação de uma única ponte rolante, em apenas um caminho de rolamento, <sup>30</sup> quando a carga içada está posicionada no <b>lado esquerdo</b> (proximidade da <b>Fila A</b> )
$C_{vs-right}$	Cargas verticais devidas à ação de uma única ponte rolante, em apenas um caminho de rolamento, quando a carga içada está posicionada no <b>lado direito</b> (proximidade da <b>Fila B</b> )
$C_{is-left}$ <sup>31</sup>	Impacto vertical devido à ação de uma única ponte rolante, em apenas um caminho de rolamento, quando a carga içada está posicionada no <b>lado esquerdo</b> (proximidade da <b>Fila A</b> )
$C_{is-right}$	Impacto vertical devido à ação de uma única ponte rolante, em apenas um caminho de rolamento, quando a carga içada está posicionada no <b>lado direito</b> (proximidade da <b>Fila B</b> )
$C_{ss}^+$	Impacto lateral (horizontal transversal) devido à ação de uma única ponte rolante, em apenas um caminho de rolamento, no sentido positivo de X (da esquerda para direita) <sup>32</sup>
$C_{ss}^-$	Impacto lateral (horizontal transversal) devido à ação de uma única ponte rolante, em apenas um caminho de rolamento, no sentido negativo de X (da direita para a esquerda) <sup>32</sup>
$C_{vm-left}$	Cargas verticais devidas à ação de múltiplas pontes rolantes, em apenas um caminho de rolamento, quando a carga içada está posicionada no <b>lado esquerdo</b> (proximidade da <b>Fila A</b> )
$C_{vm-right}$	Cargas verticais devidas à ação de múltiplas pontes rolantes, em apenas um caminho de rolamento, quando a carga içada está posicionada no <b>lado direito</b> (proximidade da <b>Fila B</b> )
$C_{im-left}$	Impacto vertical devido à ação de múltiplas pontes rolantes (duas), atuando em conjunto, em apenas um caminho de rolamento, quando a carga içada está posicionada no <b>lado esquerdo</b> (proximidade da <b>Fila A</b> )
$C_{im-right}$	Impacto vertical devido à ação de múltiplas pontes rolantes (duas), atuando em conjunto, em apenas um caminho de rolamento, quando a carga içada está posicionada no <b>lado direito</b> (proximidade da <b>Fila B</b> )
$C_{vm2-left}$	Cargas verticais devidas à ação de múltiplas pontes rolantes (duas), atuando em conjunto, em apenas um caminho de rolamento, quando a carga içada está posicionada no <b>lado esquerdo</b> (proximidade da <b>Fila A</b> )

<sup>30</sup> O edifício analisado contém uma única nave, ou seja, um único caminho de rolamento. O aparente pleonasma justifica-se por seguir fielmente as recomendações americana e canadense para as ações de pontes rolantes, empregadas para o presente estudo.

<sup>31</sup> A designação  $C_{is}$  para impacto vertical devido a uma única ponte rolante vem do CISC (2007), que considera o impacto vertical para múltiplas pontes rolantes  $C_{im}$ . O AISE 13 (2003) emprega  $C_i$  para designar impacto vertical devido à ação de uma única ponte rolante no caminho de rolamento. Foi adotada a nomenclatura da Norma canadense.

<sup>32</sup> No modelo computacional, a carga de impacto lateral foi aplicada em ambas as baionetas, na altura do topo da viga de rolamento (nó entre as barras inferior e superior), no sentido positivo do Eixo X, ou seja, da Fila A para a B. Foram criadas combinações onde o fator multiplicador desta parcela é -1, para considerar também os efeitos laterais no sentido contrário.

Nome	Descrição
$C_{vm2-right}$	Cargas verticais devidas à ação de múltiplas pontes rolantes (duas), atuando em conjunto, em apenas um caminho de rolamento, quando a carga içada está posicionada no <b>lado direito</b> (proximidade da <b>Fila B</b> )
$C_{sm}$	Impacto lateral (horizontal transversal) devido à ação de múltiplas pontes rolantes (duas), atuando em conjunto, em apenas um caminho de rolamento

Fonte: o autor, 2014.

#### 5.4.4.4. Ações de vento

Conforme relatado na seção 5.4.2, as cargas do vento serão determinadas separadamente para o primeiro e o segundo métodos da NBR 6123 (1988). O Quadro 6 relaciona os nomes adotados para as ações oriundas da ação do vento, com suas respectivas descrições.

Os coeficientes de pressão internos resultaram, de acordo com as condições de permeabilidade da estrutura, seguindo as orientações da NBR 6123 (1988), em dois valores: -0,3 e + 0,0.

Sobre os coeficientes de pressão internos, cabe um comentário particular com relação à ventilação natural, especificamente lanternins.

Lanternins são aberturas estruturadas, instaladas na cobertura, que pretendem possibilitar a saída de ar aquecido no interior dos edifícios, mas impedindo a entrada da chuva. Os dispositivos clássicos são como uma pequena cobertura duas águas, que se projeta para cima. Pressupõe-se que o ar interno, mais quente, escape pelas suas aberturas laterais (acima da cobertura), que podem ser livres ou com venezianas (ver na Figura 72 um exemplo de lanternim clássico, sem venezianas).

Este tipo de lanternim, construtivamente falando, é como uma “sobre cobertura”, possui terças de cobertura (quatro no mínimo, duas para cada água) e, se há revestimento lateral com venezianas, são instaladas longarinas laterais para sua instalação.

Sua estrutura, geralmente, é parte integrante da estrutura do pórtico, podendo ou não haver estruturas intermediárias. Independentemente deste aspecto, costumam agregar um peso considerável, se for levada em conta sua pequena área.

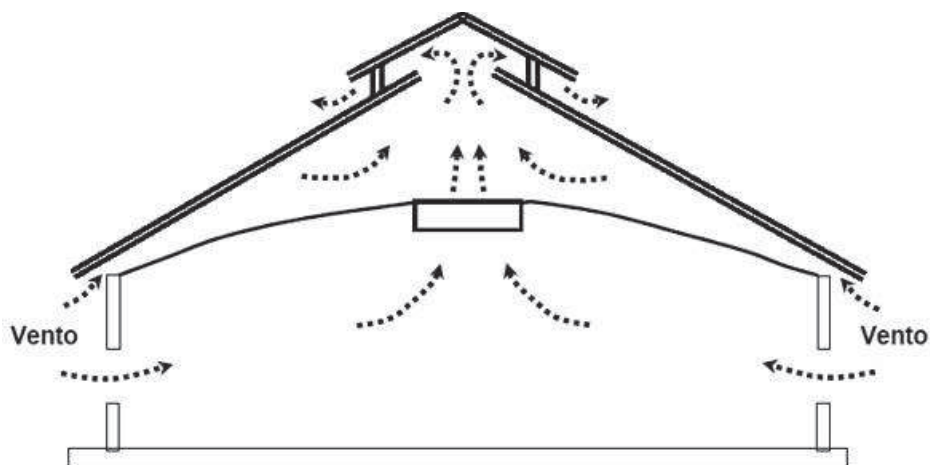


Figura 72 – Exemplo de um lanternim **clássico** ou **convencional**.

Fonte: Ergomix. Disponível em: <<http://pt.engormix.com/MA-avicultura/administracao/artigos/lanternim-funcao-construcao-t639/124-p0.htm>>. Acesso em: 13/jan/2015.

A proposição da Figura 72, sugerindo que haja incidência de vento em ambas as laterais, que o ar interno escape pelas aberturas superiores sem enfrentar resistência do mesmo vento que incide nas paredes não corresponde à realidade. Na ausência de vento a troca de ar realmente acontece, porém, muito lentamente.

Há no mercado a opção pelos lanternins de fluxo ascendente, mostrado na Figura 73. Sua estrutura é totalmente independente, convenientemente espaçada e fixada nas terças de cobertura. As telhas de revestimento são fixadas nas pequenas estruturas e em perfis longitudinais leves, que atuam também como estabilizadores longitudinais.



Figura 73 – Lanternim do tipo “fluxo ascendente”.

Fonte: IVI Ventilação Industrial. Disponível em: <[http://ivi-ventilacao.com.br/site\\_novo/produto.html](http://ivi-ventilacao.com.br/site_novo/produto.html)>. Acesso em: 13/jan/2015.

A Figura 74 esquematiza o fluxo de ar em exaustão. Na presença de vento, é intuitivo imaginar que haverá um coeficiente externo negativo na abertura horizontal superior do equipamento, conhecida como “boca”. Na ausência de vento, a renovação de ar acontece por convecção, sendo que as venezianas das paredes, instaladas mais abaixo, fazem parte do sistema e garantem sua eficiência, permitindo a entrada de ar renovado.

Sobre as considerações aplicáveis a lanternins, a NBR 6123 (1988) traz orientações sobre o coeficiente externo, na página 15, e sobre sua influência no coeficiente interno da edificação no ANEXO E, página 49. Não há coeficientes apropriados para lanternins de fluxo ascendente, cuja aplicação tornou-se frequente a partir da década de 1990.

O edifício industrial em estudo não possui lanternim, de nenhum tipo.

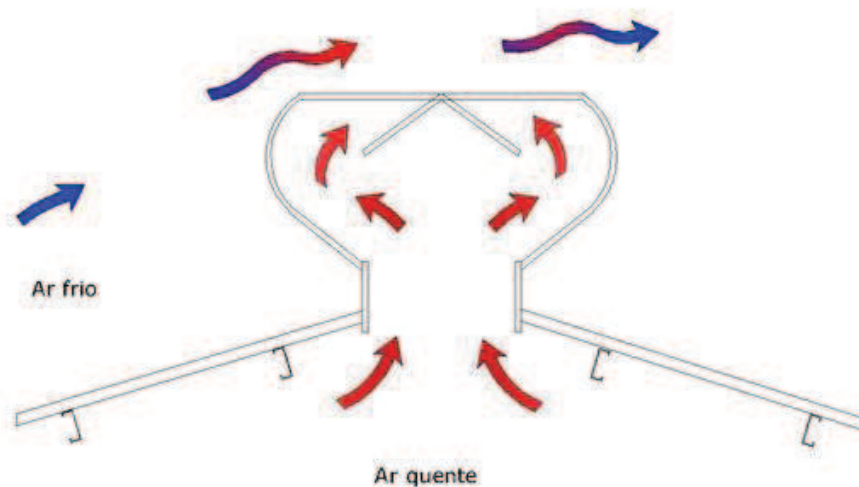


Figura 74 – Representação do fluxo de ar em um lanternim do tipo “fluxo ascendente”.

Fonte: IVI Ventilação Industrial. Disponível em: <[http://ivi-ventilacao.com.br/site\\_novo/produto.html](http://ivi-ventilacao.com.br/site_novo/produto.html)>. Acesso em: 13/jan/2015.

Quadro 6 – Padrões da ação do vento.

Padrão de carga	Descrição do Padrão de Carga
W0-C <sub>pe</sub>	Carga estática do vento a 0° (longitudinal), coeficientes de pressão e de forma externos
W0-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	Carga estática do vento a 0° (longitudinal), coeficiente de pressão interno, máximo positivo
W0-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	Carga estática do vento a 0° (longitudinal), coeficiente de pressão interno, máximo negativo
W90-C <sub>pe</sub>	Carga estática do vento a 90° (transversal), coeficientes de pressão e de forma externos
W90-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	Carga estática do vento a 90° (transversal), coeficiente de interno, máximo positivo
W90-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	Carga estática do vento a 90° (transversal), coeficiente de interno, máximo negativo
W0_a_C <sub>pe</sub>	Resposta média do vento a 0° (longitudinal), coeficientes de pressão e de forma externos
W0_a_C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	Resposta média do vento a 0° (longitudinal), coeficiente de pressão interno, máximo positivo
W0_a_C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	Resposta média do vento a 0° (longitudinal), coeficiente de pressão interno, máximo negativo
W90_a_C <sub>pe</sub>	Resposta média do vento a 90° (transversal), coeficientes de pressão e de forma externos
W90_a_C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	Resposta média do vento a 90° (transversal), coeficiente de pressão interno, máximo positivo
W90_a_C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	Resposta média do vento a 90° (transversal), coeficiente de pressão interno, máximo negativo
W0_f_C <sub>pe</sub>	Amplitude máxima da resposta flutuante do vento a 0° (longitudinal), coeficientes de pressão e de forma externos
W0_f_C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	Amplitude máxima da resposta flutuante do vento a 0° (longitudinal), coeficiente de pressão interno, máximo positivo
W0_f_C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	Amplitude máxima da resposta flutuante do vento a 0° (longitudinal), coeficiente de pressão interno, máximo negativo
W90_f_C <sub>pe</sub>	Amplitude máxima da resposta flutuante do vento a 90° (transversal), coeficientes de pressão e de forma externos
W90_f_C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	Amplitude máxima da resposta flutuante do vento a 90° (transversal), coeficiente de pressão interno, máximo positivo
W90_f_C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	Amplitude máxima da resposta flutuante do vento a 90° (transversal), coeficiente de pressão interno, máximo negativo

Fonte: o autor, 2014.

O Quadro 7 ilustra os casos de carregamento (*load cases*) das cargas de vento.

Quadro 7 – Casos de carregamento para a ação do vento.

Caso de carregamento	Padrões de carga	Descrição do Caso de Carregamento ( <i>load case</i> )
W0-s-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	W0-C <sub>pe</sub>	Caso de carregamento com carga estática de vento a 0° (longitudinal), com coeficiente de pressão interno máximo positivo
	W0-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	
W0-s-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	W0-C <sub>pe</sub>	Caso de carregamento com carga estática de vento a 0° (longitudinal), com coeficiente de pressão interno máximo negativo
	W0-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	
W90-s-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	W0-C <sub>pe</sub>	Caso de carregamento com carga estática de vento a 90° (transversal), com coeficiente de pressão interno máximo positivo
	W0-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	
W90-s-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	W0-C <sub>pe</sub>	Caso de carregamento com carga estática de vento a 90° (transversal), com coeficiente de pressão interno máximo negativo
	W0-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	
W0-d <sub>1</sub> -C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	W0-a-C <sub>pe</sub>	Caso de carregamento com carga dinâmica de vento a 0° (longitudinal), com coeficiente de pressão interno máximo positivo
	W0-f-C <sub>pe</sub>	
	W0-a-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	
	W0-f-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	
W0-d <sub>1</sub> -C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	W0-a-C <sub>pe</sub>	Caso de carregamento com carga dinâmica de vento a 0° (longitudinal), com coeficiente de pressão interno máximo negativo
	W0-f-C <sub>pe</sub>	
	W0-a-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	
	W0-f-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	
W90-d <sub>1</sub> -C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	W90-a-C <sub>pe</sub>	Caso de carregamento com carga dinâmica de vento a 90° (transversal), com coeficiente de pressão interno máximo positivo
	W90-f-C <sub>pe</sub>	
	W90-a-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	
	W90-f-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	
W90-d <sub>1</sub> -C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	W90-a-C <sub>pe</sub>	Caso de carregamento com carga dinâmica de vento a 90° (transversal), com coeficiente de pressão interno máximo negativo
	W90-f-C <sub>pe</sub>	
	W90-a-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	
	W90-f-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	

Fonte: o autor, 2014.

## 5.5. COMBINAÇÕES

As combinações foram definidas de acordo com as orientações dos procedimentos adotados – citados anteriormente – e de modo a cobrir todas as possibilidades entre as ações variáveis – ações da ponte rolante e vento.

Das combinações determinadas, as que incluíam as ações de vento foram separadas em três grupos: no primeiro – destinado ao dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis – e no segundo – utilizado para a verificação do dimensionamento anterior pelo Método dos Estados Limites –, as ações de vento foram determinadas pelo primeiro método da NBR 6123 (1988), ou seja, a determinação das forças estáticas devidas ao vento, descritas no item 4.2 da referida Norma.

O terceiro grupo de combinações contempla a resposta dinâmica na direção do vento, sendo que as características dinâmicas da estrutura foram determinadas de acordo com o Modelo Contínuo Simplificado do item 9.2.2.1 da NBR 6123 (1988), ou seja, o segundo método da Norma. Este grupo atende igualmente às orientações para combinações destinadas ao dimensionamento pelo Método dos Estados Limites.

Foram montados cinco grupos de combinações, dois para o ASD (AISE 13 e ASCE 7:2005 ASD) e três para LRFD (CISC:2007; NBR 8800:2008; ASCE 7:2005 LRFD).

Como método prático para identificar os critérios que originaram a combinação, foi definido um critério de código alfanumérico para designar cada combinação. Para distinguir as combinações para dimensionamento em ASD, todas as combinações destinadas a este método estão precedidas da letra A; em LRFD pela letra L; em LRFD com a carga dinâmica de vento, pelo conjunto de letras Wf.

O algarismo numérico seguinte relaciona a orientação adotada: 1 para AISE 13 (2003); 2 para CISC (2007); 3 para NBR 8800; 4 para ASCE 7 (2005) em ASD e 5 para designar a mesma norma, para o dimensionamento em LRFD. O segundo algarismo numérico designa o caso de combinação, o terceiro o subcaso e o quarto o número sequencial da combinação em um mesmo subcaso.

A seguir estão descritas as metodologias adotadas para a determinação de cada esquema de combinações.

#### **5.5.1. Combinações para ASD**

O AISE 13 (2003) recomenda as combinações escritas no Quadro 8 a seguir.



Quadro 8 – Combinações segundo AISE 13 (2003).

Caso	Sub-caso	Aplicação	Combinação
1		Verificação à fadiga <sup>33</sup>	$D + C_{vs} + 0,5.C_{ss} + C_i$
2	1	Todas categorias as	$D + L + L_r + C_{vs} + C_{[is]} + C_{ss} + C_{ls}$
2	2	Todas categorias as	$D + L + L_r + C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}$
3	1	Todas categorias as	$D + L + L_r + C_{vs} + C_{[is]} + W$
3	2	Todas categorias as	$D + L + L_r + C_{vs} + C_{[is]} + C_{ss} + 0,5.W$
3	3	Todas categorias as	$D + L + L_r + C_{vs} + C_{[is]} + 0,67.C_{bs} + 0,5.W$
3	4	Todas categorias as	$D + L + L_r + C_d + E^{34}$

Fonte: AISE 13 (2003, p. 13).

No modelo computacional, a orientação do AISE 13 (2003) é a de número 1. Como exemplo para nome da combinação, seja o caso 2, sub-caso 1, com carga içada do lado esquerdo (próximo à fila A) e impacto transversal positivo; a combinação será escrita como:

$$A-1-2-1-1 = D + L_r + L_w + C_{vs-left} + C_{is-left} + C_{ss}^+ \quad (5.1)$$

Onde cada algarismo, da esquerda para a direita, tem o seguinte significado.

A: combinação para ASD;

1: AISE 13

2: caso 2

1: sub-caso 1

1: combinação 1

<sup>33</sup> Aplica-se somente a edifícios das categorias de utilização A, B e C. Para os da categoria D, ver seção 5.7 do AISE 13 (2003). De qualquer forma, a verificação à fadiga não integra os objetivos do presente trabalho.

<sup>34</sup> Ver seção 5.4.

Todas as demais combinações seguem o mesmo critério. Quando não há sub-casos, o algarismo correspondente é 0.

O ASCE 7 (2005) recomenda, para o ASD, as seguintes combinações:

Quadro 9 – Combinações segundo ASCE 7 (2005) para ASD.

Caso	Combinação
1	$D + F^{35}$
2	$D + H^{36} + F^{35} + L + T^{37}$
3	$D + H^{36} + F^{35} + (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)^{34}$
4	$D + H^{36} + F^{35} + 0,75.(L + T) + 0,75.(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)^{34}$
5	$D + H^{36} + F^{35} + (W \text{ ou } 0,7.E)^{34}$
6	$D + H^{36} + F^{35} + 0,75.(W \text{ ou } 0,7.E)^{34} + 0,75.L + 0,75. (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)^{34}$
7	$0,6.D + W + H^{36}$
8	$0,6.D + 0,7.E^{34} + H^{36}$

Fonte: ASCE 7 (2005, p. 5).

O ASCE 7 (2005) não cita especificamente como devem ser as combinações com as ações de ponte rolante; todas são entendidas como sobrecarga (L). Semelhante ao que ocorre no AISE 13 (2003), também faz distinção entre a sobrecarga de cobertura ( $L_r$ ) e demais sobrecargas. Então, toda vez que o ASCE 7 (2005) orienta empregar “L” (demais sobrecargas) na combinação, foram introduzidas as ações das pontes rolantes sugeridas pelo CISC (2007), transcritas no Quadro 11, juntamente com a sobrecarga do passadiço ( $L_w$ ), resultando no esquema de combinações do Quadro 10.

<sup>35</sup> Carga de fluídos, não considerada no caso em estudo.

<sup>36</sup> Pressão lateral de solo, não considerada no caso em estudo.

<sup>37</sup> Força de auto-tensionamento (*self-straining force* do original), não considerada no caso em estudo.

Quadro 10 – Esquema de combinações segundo ASCE 7 (2005) ASD, mescladas com as recomendações para combinações com ações das pontes rolantes do CISC (2007), transcritas no Quadro 11.

CASO	SUB-CASO	ESQUEMA DE COMBINAÇÕES
1	0	D
2	1	$D + (C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w$
	2	$D + (C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w$
	3	$D + (C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + L_w$
	4	$D + (C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + L_w$
3	0	$D + L_r$
4	1	$D + 0,75.[(C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w] + 0,75.L_r$
	2	$D + 0,75.[(C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w] + 0,75.L_r$
	3	$D + 0,75.[(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + L_w] + 0,75.L_r$
	4	$D + 0,75.[(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + L_w] + 0,75.L_r$
5	0	$D + W$
6	1	$D + 0,75.W + 0,75.[(C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w] + 0,75.L_r$
	2	$D + 0,75.W + 0,75.[(C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w] + 0,75.L_r$
	3	$D + 0,75.W + 0,75.[(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + L_w] + 0,75.L_r$
	4	$D + 0,75.W + 0,75.[(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + L_w] + 0,75.L_r$
7	0	$0,6.D + W$

Fonte: o autor, 2015.

Nota: as combinações originadas mesclam as recomendações do ASCE 7 (2005) com as do CISC (2007) para as ações das pontes rolantes. Trabalhar com o Quadro 11.

No modelo computacional, a orientação do ASCE 7 (2005) para o ASD é a de número 5. Como exemplo para nome da combinação, seja o caso 7, combinação 3, com vento a 0° (longitudinal) e coeficiente de pressão interno máximo negativo; a combinação será escrita como:

$$A-5-7-0-3 = 0,6.D + W0-s-Cpi \quad ( 5.2 )$$

Onde cada algarismo do nome da combinação, da esquerda para a direita, tem o seguinte significado:

A: combinação para ASD;

5: ASCE 7 – ASD;

7: caso 7;

0: não há sub-caso;

3: combinação 3.

### 5.5.2. Combinações para LRFD

Pode-se observar que as ações das pontes rolantes, recomendadas pelo *Canadian Institute of Steel Construction* (Crane Supporting Steel Structures Design Guide, 2007), transcritas no Quadro 11, são as únicas que permitem considerar os efeitos secundários (impacto vertical, horizontal transversal e horizontal longitudinal) de até duas pontes num mesmo caminho de rolamento, ou cada uma em caminhos de rolamento adjacentes, que não é o caso do edifício industrial em questão.

Quadro 11 – Esquema de combinações para as ações das pontes rolantes segundo CISC (2007).

Caso	Combinação	Aplicação
C <sub>1</sub>	$C_{vs} + 0,5.C_{ss}$	Verificação à fadiga <sup>38</sup>
C <sub>2</sub>	$C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}$	Uma única ponte rolante em um único caminho de rolamento
C <sub>3</sub>	$C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}$	Qualquer quantidade de pontes rolantes, em um ou vários caminhos de rolamento
C <sub>4</sub>	$C_{vm} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}$	Duas pontes rolantes atuando em conjunto, em um único caminho de rolamento <sup>Erro! Indicador não definido.</sup>
C <sub>5</sub>	$C_{vm} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}$	Uma ponte rolante em cada caminho de rolamento adjacente <sup>39</sup>
C <sub>6</sub>	$C_{vm} + 0,5.C_{sm}$	Máximo de duas pontes rolantes em cada dois caminhos de rolamento adjacentes, impacto transversal decorrente de duas pontes no mesmo caminho <sup>39</sup>
C <sub>7</sub>	$C_{vs} + C_{is} + C_{bs}$	Impacto no batente

Fonte: Quadro 2.2 CISC (2007, p. 6).

A Figura 75 mostra como o CISC (2007) recomenda as combinações com as demais ações, para os Estados Limites Últimos.

<sup>38</sup> Não está sendo considerada a verificação à fadiga no presente trabalho.

<sup>39</sup> Não se aplica ao caso em estudo, por se tratar de um edifício industrial com uma única nave.

	Case	Principal Loads	Companion Loads	
1.	$\phi R \geq$	$1.4D$		
2.	$\phi R \geq$	$(1.25D \text{ or } 0.9D) + (1.5C + 1.0L)$	$1.0S \text{ or } 0.4W$	
3.	$\phi R \geq$	$(1.25D \text{ or } 0.9D) + (1.5L + 1.0C)$	$0.5S \text{ or } 0.4W$	
4.	$\phi R \geq$	$(1.25D \text{ or } 0.9D) + 1.5S$	$(1.0C + 0.5L)$	
5.	$\phi R \geq$	$(1.25D \text{ or } 0.9D) + 1.4W$	$(1.0C + 0.5L)$	See Note 8.
6.	$\phi R \geq$	$(1.25D \text{ or } 0.9D) + 1.0C_7$		
7.	$\phi R \geq$	$1.0D + 1.0E$	$1.0C_d + 0.5L + 0.25S$	
8.	$\phi R \geq$	$1.0D + C_1$		

where  $C$  is any one of the crane load combinations  $C_2$  to  $C_6$  from Table 2.2.

Figura 75 – Esquema de combinações para Estados Limites Últimos.

Fonte: Item 2.4.2 CISC (2007, p. 7)

Na Figura 75, toda vez que aparece a variável  $C$ , deve-se aplicar as combinações  $C_2$  a  $C_6$ , listadas no Quadro 11;  $C_1$  é a combinação para verificação à fadiga e  $C_7$  para o impacto no batente, que não estão sendo considerados no presente trabalho. A nota 8 fala que a combinação dos efeitos das pontes rolantes com o vento máximo é optativa, sem deixar muito claro quais os critérios que deveriam ser empregados na atenuação dos efeitos máximos devidos à ação do vento. Pela incerteza na orientação, o vento máximo foi mantido na combinação com os efeitos das pontes rolantes.

Seguindo as orientações do CISC (2007), resultaram o esquema de combinações do Quadro 12:

Quadro 12 – Esquema de combinações segundo CISC (2007).

CASO	SUB-CASO	ESQUEMA DE COMBINAÇÕES
1	0	1,4.D
2	1	1,25.D + 1,5.(C <sub>vs</sub> + C <sub>is</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 1,0.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 0,4.W
	2	1,25.D + 1,5.(C <sub>vm</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 1,0.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 0,4.W
	3	1,25.D + 1,5.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + 0,9.C <sub>lm</sub> ) + 1,0.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 0,4.W
	4	1,25.D + 1,5.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + C <sub>im</sub> + 0,5.C <sub>lm</sub> ) + 1,0.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 0,4.W
3	1	1,25.D + 1,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 1,0.(C <sub>vs</sub> + C <sub>is</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 0,4.W
	2	1,25.D + 1,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 1,0.(C <sub>vm</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 0,4.W
	3	1,25.D + 1,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 1,0.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + 0,9.C <sub>lm</sub> ) + 0,4.W
	4	1,25.D + 1,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 1,0.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + C <sub>im</sub> + 0,5.C <sub>lm</sub> ) + 0,4.W
4	1	1,25.D + 1,0.(C <sub>vs</sub> + C <sub>is</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 0,4.W
	2	1,25.D + 1,0.(C <sub>vm</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 0,4.W
	3	1,25.D + 1,0.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + 0,9.C <sub>lm</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 0,4.W
	4	1,25.D + 1,0.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + C <sub>im</sub> + 0,5.C <sub>lm</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> ) + 0,4.W
5	1	1,25.D + 1,4.W + 1,0.(C <sub>vs</sub> + C <sub>is</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> )
	2	1,25.D + 1,4.W + 1,0.(C <sub>vm</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> )
	3	1,25.D + 1,4.W + 1,0.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + 0,9.C <sub>lm</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> )
	4	1,25.D + 1,4.W + 1,0.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + C <sub>im</sub> + 0,5.C <sub>lm</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> )
7	1	0,9.D + 1,4.W + 1,0.(C <sub>vs</sub> + C <sub>is</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> )
	2	0,9.D + 1,4.W + 1,0.(C <sub>vm</sub> + C <sub>ss</sub> + C <sub>ls</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> )
	3	0,9.D + 1,4.W + 1,0.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + 0,9.C <sub>lm</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> )
	4	0,9.D + 1,4.W + 1,0.(C <sub>vm-2</sub> + 0,5.C <sub>sm</sub> + C <sub>im</sub> + 0,5.C <sub>lm</sub> ) + 0,5.(L <sub>w</sub> + L <sub>r</sub> )

Fonte: o autor, 2015.

A NBR 8800 (2008) da ABNT recomenda, para as combinações últimas normais, a equação a seguir:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (5.3)$$

Onde:

$\gamma_{gi}$ : coeficiente de ponderação para as ações permanentes;

$F_{Gi,k}$ : valores característicos das ações permanentes;

$\gamma_{q1}$ : coeficiente de ponderação para a ação variável considerada como principal na combinação;

$F_{Gi,k}$ : valor característico para a ação variável considerada como principal na combinação;

$\gamma_{qj}$ : coeficiente de ponderação para as ações variáveis consideradas como secundárias na combinação;

$\psi_{0j}$ : fator de combinação para as ações consideradas como secundárias na combinação;

$F_{Qj,k}$ : valores característicos para as ações variáveis consideradas como secundárias na combinação;

A Norma traz na Tabela 1 (p. 18) os valores dos coeficientes de ponderação das ações. Segundo esta tabela, o valor do coeficiente de ponderação para peso próprio deve ser igual a 1,00 quando as ações permanentes, todas gravitacionais no caso em estudo, forem favoráveis à segurança, ou seja, quando atenuarem, por exemplo, os efeitos contrários da sucção de vento; nos demais casos deve ser usado o valor 1,25. Para cobrir todos os casos possíveis, foram feitas combinações com valor de  $\gamma_{gi}$  igual a 1,25 e 1,00, como forma de garantir que as ações permanentes fossem analisadas como favoráveis ou não à segurança. Os valores dos fatores de combinação encontram-se na Tabela 2 da Norma (p. 19).

Como não foi localizada uma recomendação brasileira específica para ações das pontes rolantes em edifícios industriais, foram utilizadas as da Norma canadense, fazendo uma alternância entre carga variável principal, sendo ora as ações das pontes rolantes, ora as demais sobrecargas, ora o vento. O Quadro 13 apresenta o esquema de combinações originado.

Quadro 13 – Esquema de combinações segundo NBR 8800 (2008), mescladas com as do CISC (2007) para as ações das pontes rolantes.

CASO	SUB-CASO	ESQUEMA DE COMBINAÇÕES
1	1	$1,25.D + 1,5.(C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + 0,75.(L_w + L_r) + 0,84.W$
	2	$1,25.D + 1,5.(C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + 0,75.(L_w + L_r) + 0,84.W$
	3	$1,25.D + 1,5.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + 0,75.(L_w + L_r) + 0,84.W$
	4	$1,25.D + 1,5.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + 0,75.(L_w + L_r) + 0,84.W$
2	1	$1,25.D + 1,5.(L_w + L_r) + 1,5.(C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + 0,84.W$
	2	$1,25.D + 1,5.(L_w + L_r) + 1,5.(C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + 0,84.W$
	3	$1,25.D + 1,5.(L_w + L_r) + 1,5.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + 0,84.W$
	4	$1,25.D + 1,5.(L_w + L_r) + 1,5.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + 0,84.W$
3	1	$1,25.D + 1,4.W + 1,0.(C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + 0,75.(L_w + L_r)$
	2	$1,25.D + 1,4.W + 1,0.(C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + 0,75.(L_w + L_r)$
	3	$1,25.D + 1,4.W + 1,0.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + 0,75.(L_w + L_r)$
	4	$1,25.D + 1,4.W + 1,0.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + 0,75.(L_w + L_r)$
4	1	$1,0.D + 1,4.W + 1,0.(C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + 0,75.(L_w + L_r)$
	2	$1,0.D + 1,4.W + 1,0.(C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + 0,75.(L_w + L_r)$
	3	$1,0.D + 1,4.W + 1,0.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + 0,75.(L_w + L_r)$
	4	$1,0.D + 1,4.W + 1,0.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + 0,75.(L_w + L_r)$

Fonte: o autor, 2015.

As combinações que o ASCE 7 (2005) recomenda para a análise LRFD são as mostradas no Quadro 14.

Quadro 14 – Combinações segundo ASCE 7 (2005) para LRFD.

Caso	Combinação
1	$1,4.(D + F^{35})$
2	$1,2.(D + F^{35} + T^{37}) + 1,6.(L + H^{36}) + 0,5.(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)^{34}$
3	$1,2.D + 1,6.(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)^{34} + (L \text{ ou } 0,8.W)$
4	$1,2.D + 1,6.W + L + 0,5.(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)^{34}$
5	$1,2.D + 1,0.E + L + 0,2.S^{34}$
6	$0,9.D + 1,6.W + 1,6.H^{36}$
7	$0,9.D + 1,0.E + 1,6.H^{36}$

Fonte: ASCE 7 (2005, p. 5).



No caso 3 do Quadro 14, foi adotado L equivalente às ações das pontes rolantes e sobrecarga do passadiço, e não 0,8.W, pois os valores absolutos daqueles são mais relevantes.

O procedimento para determinação do esquema de combinações é o mesmo que foi utilizado para gerar combinações em ASD (ver Quadro 20).

Quadro 15 – Esquema de combinações segundo ASCE 7 (2005) LRFD, mescladas com as recomendações para combinações com ações das pontes rolantes do CISC (2007), transcritas no Quadro 11.

CASO	SUB-CASO	ESQUEMA DE COMBINAÇÕES
1	0	1,4.D
2	1	$1,2.D + 1,6.(C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + 1,6.L_w + 0,5.L_r$
	2	$1,2.D + 1,6.(C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + 1,6.L_w + 0,5.L_r$
	3	$1,2.D + 1,6.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + 1,6.L_w + 0,5.L_r$
	4	$1,2.D + 1,6.(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + 1,6.L_w + 0,5.L_r$
3	1	$1,2.D + 1,6.L_r + 1,0.[(C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w] + 1,0.L_w$
	2	$1,2.D + 1,6.L_r + 1,0.[(C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w] + 1,0.L_w$
	3	$1,2.D + 1,6.L_r + 1,0.[(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + L_w] + 1,0.L_w$
	4	$1,2.D + 1,6.L_r + 1,0.[(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + L_w] + 1,0.L_w$
4	1	$1,2.D + 1,6.W + 1,0.[(C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w] + 0,5.L_r$
	2	$1,2.D + 1,6.W + 1,0.[(C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}) + L_w] + 0,5.L_r$
	3	$1,2.D + 1,6.W + 1,0.[(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + 0,9.C_{lm}) + L_w] + 0,5.L_r$
	4	$1,2.D + 1,6.W + 1,0.[(C_{vm-2} + 0,5.C_{sm} + C_{im} + 0,5.C_{lm}) + L_w] + 0,5.L_r$
6	0	0,9.D + 1,6.W

Fonte: o autor, 2015.

Nota: as combinações originadas mesclam as recomendações do ASCE 7 (2005) com as do CISC (2007) para as ações das pontes rolantes. Trabalhar este com o Quadro 11.

## 5.6. SEQUÊNCIA DA ANÁLISE

O objetivo do presente trabalho, de maneira sintética, é comparar o que usualmente a vivência profissional do autor mostra que é realizado nos escritórios de engenharia, com uma análise mais abrangente. Este fator determinou a sequência do trabalho que, depois de todas as cargas aplicadas, é a seguinte:

- Com as combinações destinadas ao dimensionamento pelo ASD (1989), originadas a partir das orientações do AISE 13 (2003) e do

ASCE 7 (2005) para o ASD, dimensionar as barras de acordo com o AISC ASD (1989);

- Remover as combinações ASD e incluir as destinadas ao LRFD (2005) e verificar o dimensionamento anterior para este outro código;
- Remover todas as combinações destinadas ao LRFD 2005 que incluam as cargas estáticas de vento, determinadas pelo primeiro método da Norma (ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988) e incluir as que definem a amplitude máxima da resposta flutuante do vento, ou seja, o segundo método da norma; verificar o dimensionamento original (ASD) pelo LRFD 2005.
- Analisar, comparar e comentar os resultados.

Especificamente com relação às combinações ASD, O AISC 13 (2003, p. 8) diz que os efeitos totais combinados – com as cargas de vento – podem ser multiplicados por 0,75; no entanto, a redução não deve ser aplicada nos casos em que a combinação é feita somente entre carga permanente e vento.

O AISC recomenda (1989, p. 5-30) que a tensão admissível seja acrescida em 1/3 quando os esforços são oriundos da ação do vento ou abalo sísmico, em combinação ou não com carga permanente e sobrecargas.

Este recurso, no entanto, não é aconselhável, já que:

outras Normas Internacionais que utilizavam o critério de acréscimo de 1/3 nas combinações com vento, fizeram alterações suprimindo esta modificação. Determinadas combinações permissíveis de carregamento no IBC 2000 (*International Building Code*) permitem um aumento de 1/3 para o aço pela referência a AISC-ASD; entretanto, na revisão de 2003, o IBC não permite mais esse aumento de 1/3 (SAMARRA; DARIO; REQUENA, 2005, p. 4).

Os resultados obtidos foram analisados na seção 6.

## 6. RESULTADOS, INTERPRETAÇÃO E CONCLUSÕES

É oportuno retomar a sequência de trabalho, para melhor compreensão dos resultados obtidos.

Em primeiro lugar, a análise estrutural – com o uso de um programa baseado no Método dos Elementos Finitos – foi realizada com as combinações referentes ao ASD (todas elas precedidas da letra “A”). O dimensionamento das barras foi feito segundo o AISC ASD (1989). As relações entre tensão atuante e tensão admissível – denominada *ratio* em inglês – das barras mais representativas<sup>40</sup> foram anotadas e destacadas.

Num segundo momento, todas as combinações ASD foram removidas; as combinações originadas para dimensionamento pelo LRFD foram então introduzidas, exceto as que incluíam carga dinâmica de vento – todas elas estão precedidas da letra “L”. O dimensionamento das barras foi verificado de acordo com o AISC LRFD (2005). O dimensionamento anterior não foi alterado, apenas anotadas as novas relações entre tensão atuante e tensão resistente nas barras mais representativas, as mesmas já destacadas no modelo anterior.

Na terceira etapa do processo, apenas as combinações LRFD que incluíam as cargas estáticas de vento (e somente estas) foram removidas; a seguir, as combinações com cargas dinâmicas de vento – todas elas precedidas das letras Wf – foram acrescentadas. Novamente o modelo original foi verificado, agora para este terceiro arranjo de combinações e novamente as relações entre tensão atuante e tensão resistente – nas mesmas barras mais representativas – foram anotadas.

O quarto passo consistiu em realizar a comparação entre os resultados obtidos, conforme descrito a seguir.

---

<sup>40</sup> Entende-se por barras “mais representativas”: da viga da cobertura, os três segmentos – de um total de seis – mais solicitados; das baionetas, os dois segmentos – de um total de quatro – mais solicitados. Na coluna inferior, há cinco bitolas distintas que constituem os banzos, sendo três definidas para os banzos externos (*building column*) e duas determinam o banzo interno (*crane column*); destas cinco bitolas, as barras mais representativas são as cinco barras mais solicitadas. Também na coluna inferior, foram destacadas as duas diagonais mais solicitadas em ambas as colunas inferiores.

## 6.1. RESULTADOS OBTIDOS

Nas Figura 76 são mostrados os rótulos atribuídos aos nós e às barras, de modo a facilitar a identificação de cada elemento e fazer sua correlação com o modelo computacional.

As designações adotadas atendem aos seguintes critérios:

LCb: *lower segment, building column* ou segmento inferior, coluna do prédio. É o segmento inferior da coluna escalonada, do lado externo. É usual designar este elemento como “banzo externo da coluna inferior”.

LCc: *lower segment, crane column* ou segmento inferior, coluna do equipamento. Consiste no segmento inferior da coluna escalonada, do lado interno, designado frequentemente como “banzo interno da coluna inferior”.

US: *upper segment* ou segmento superior. Usualmente chamado de “baioneta”.

LCd: *lower segment, diagonal* ou diagonal da coluna inferior.

B: *beam* ou viga da cobertura.

A Figura 77 mostra como ficou a relação entre tensão atuante e tensão admissível, com a aplicação da carga estática do vento e dimensionamento de barras pelo AISC ASD (1989).

A Figura 78 mostra a relação entre tensão atuante e tensão resistente das barras do modelo anterior, quando a estrutura é verificada para o dimensionamento de barras pelo AISC LRFD (2005) – com todas as combinações originadas para o LRFD –; não foi realizado um novo dimensionamento, pois o propósito é avaliar o que é feito tradicionalmente no Brasil com outras considerações, normalmente não adotadas. A carga do vento, neste caso, também é estática.

A Figura 79 mostra a relação entre tensão atuante e tensão resistente das barras do modelo inicial, que recebe as cargas dinâmicas do vento (conforme descrito anteriormente) e é igualmente verificada para o dimensionamento de barras pelo AISC LRFD (2005).

A Figura 80 mostra um comparativo entre as três análises, partindo da primeira em ASD 89. As relações entre tensão atuante e admissível/resistente são mostradas juntamente com as combinações de origem. O Quadro 20 compila os valores apresentados na Figura 80.

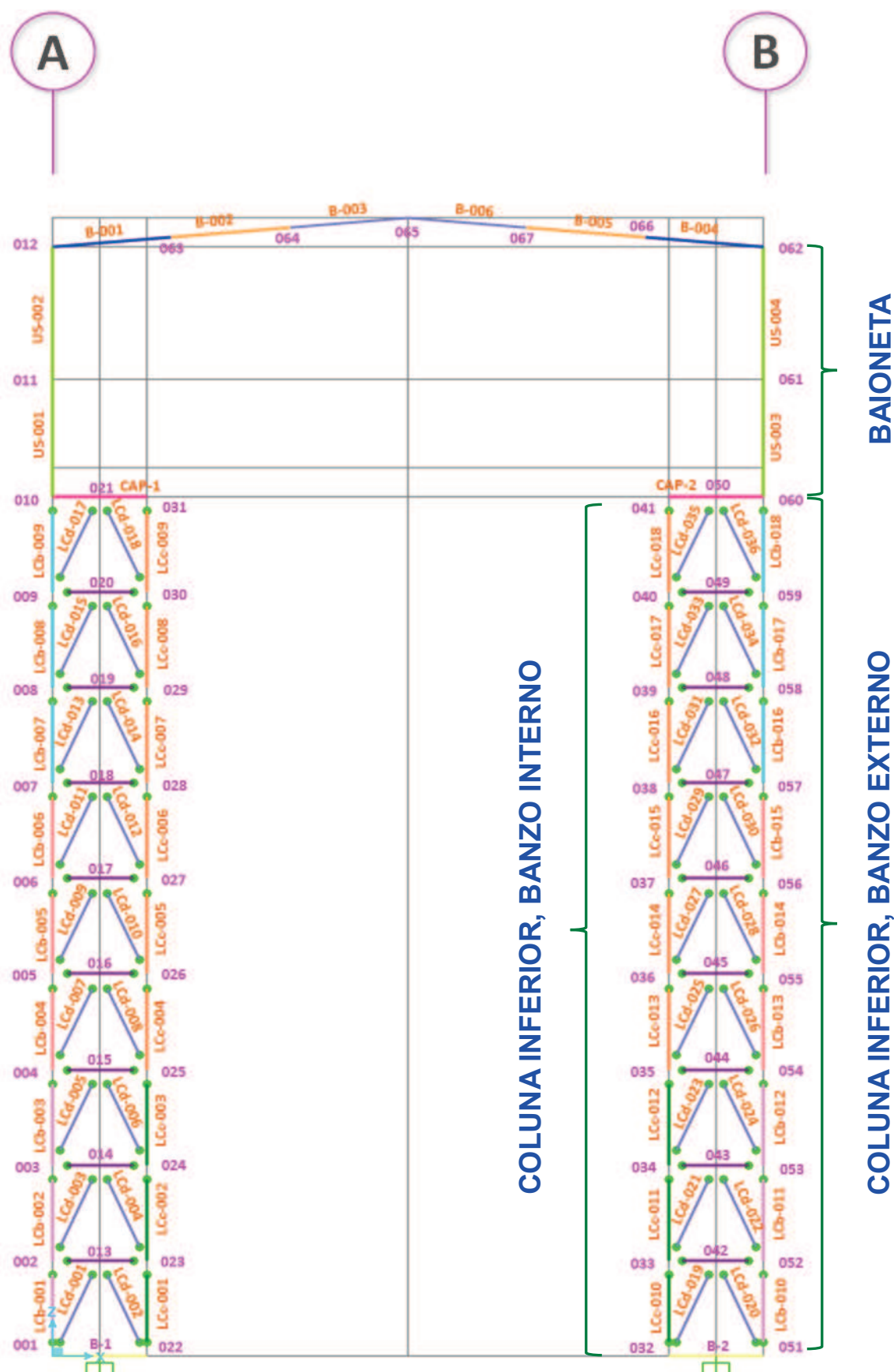


Figura 76 – Rótulos de nós e barras.

Fonte: imagem extraída do memorial de cálculo, a partir do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.

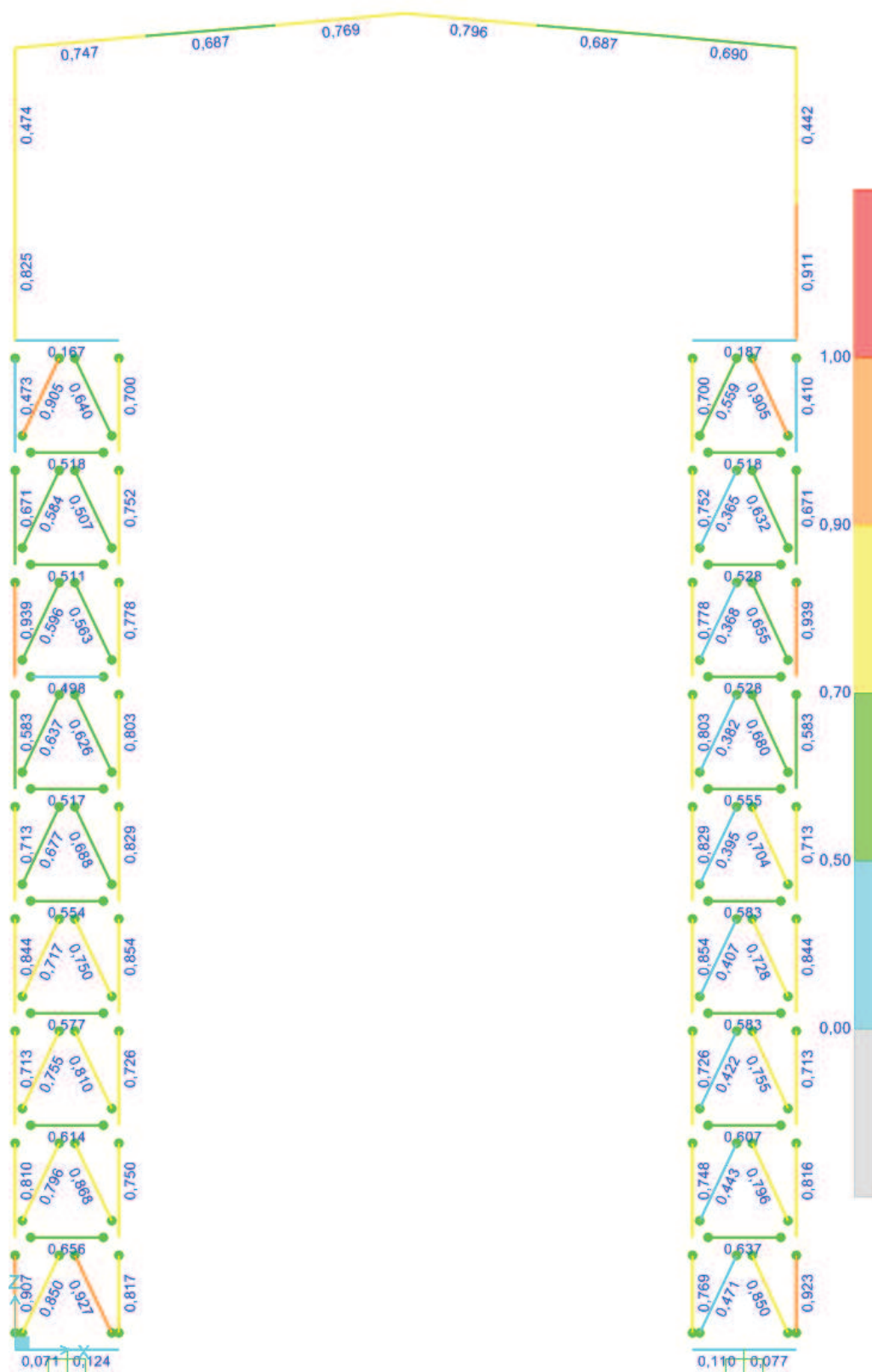


Figura 77 – Relação entre tensão atuante e tensão admissível (*ratio*), Método das Tensões Admissíveis (ASD) e carga estática de vento.

Fonte: imagem extraída do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.

Nota: à direita, a paleta associa cores à razão (*ratio*) entre tensão atuante e tensão admissível – para o ASD – ou resistente – no caso do LRFD.

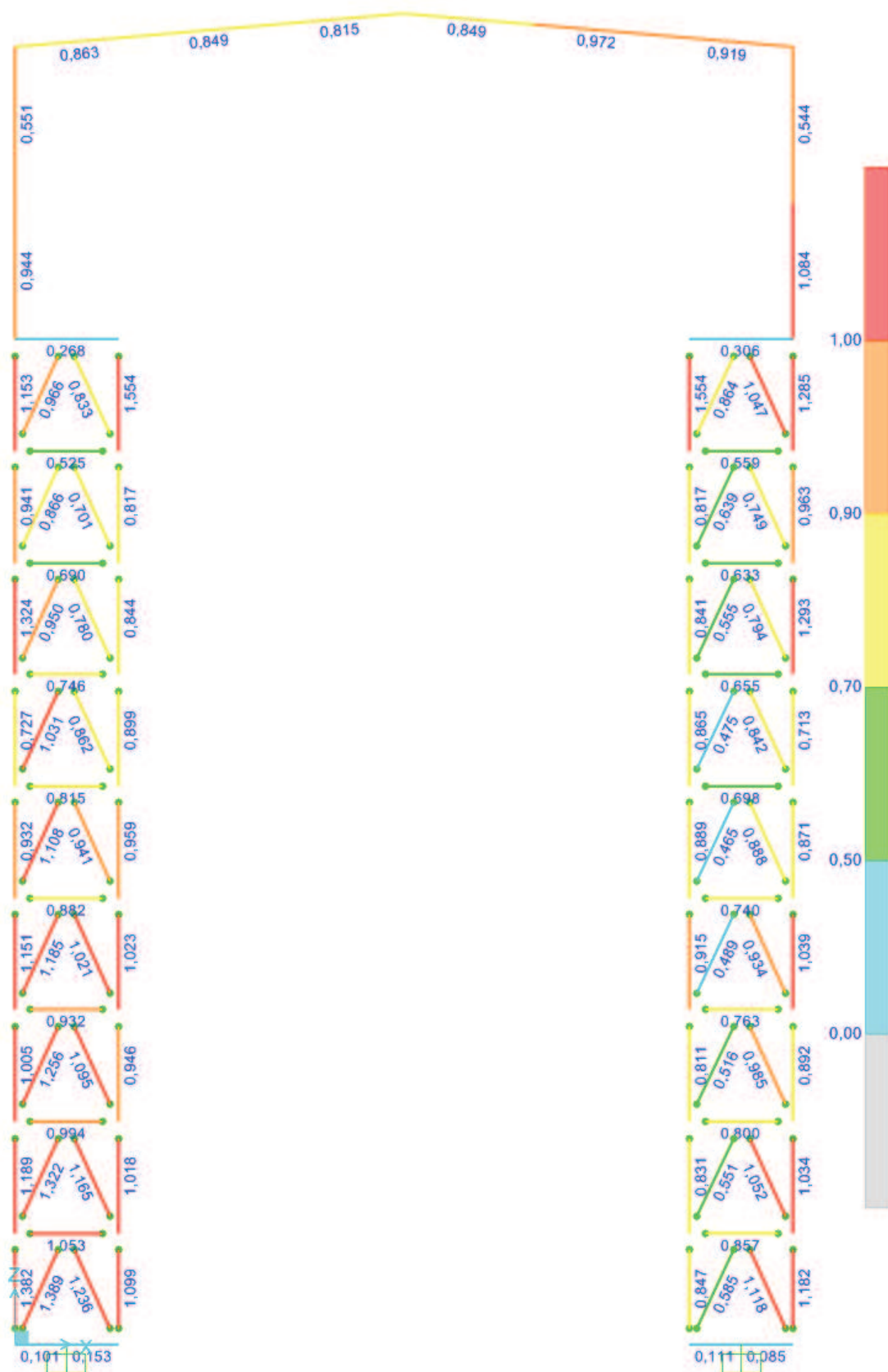


Figura 78 – Relação entre tensão atuante e tensão resistente (*ratio*), Método dos Estados Limites (LRF) e carga estática de vento.

Fonte: imagem extraída do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.

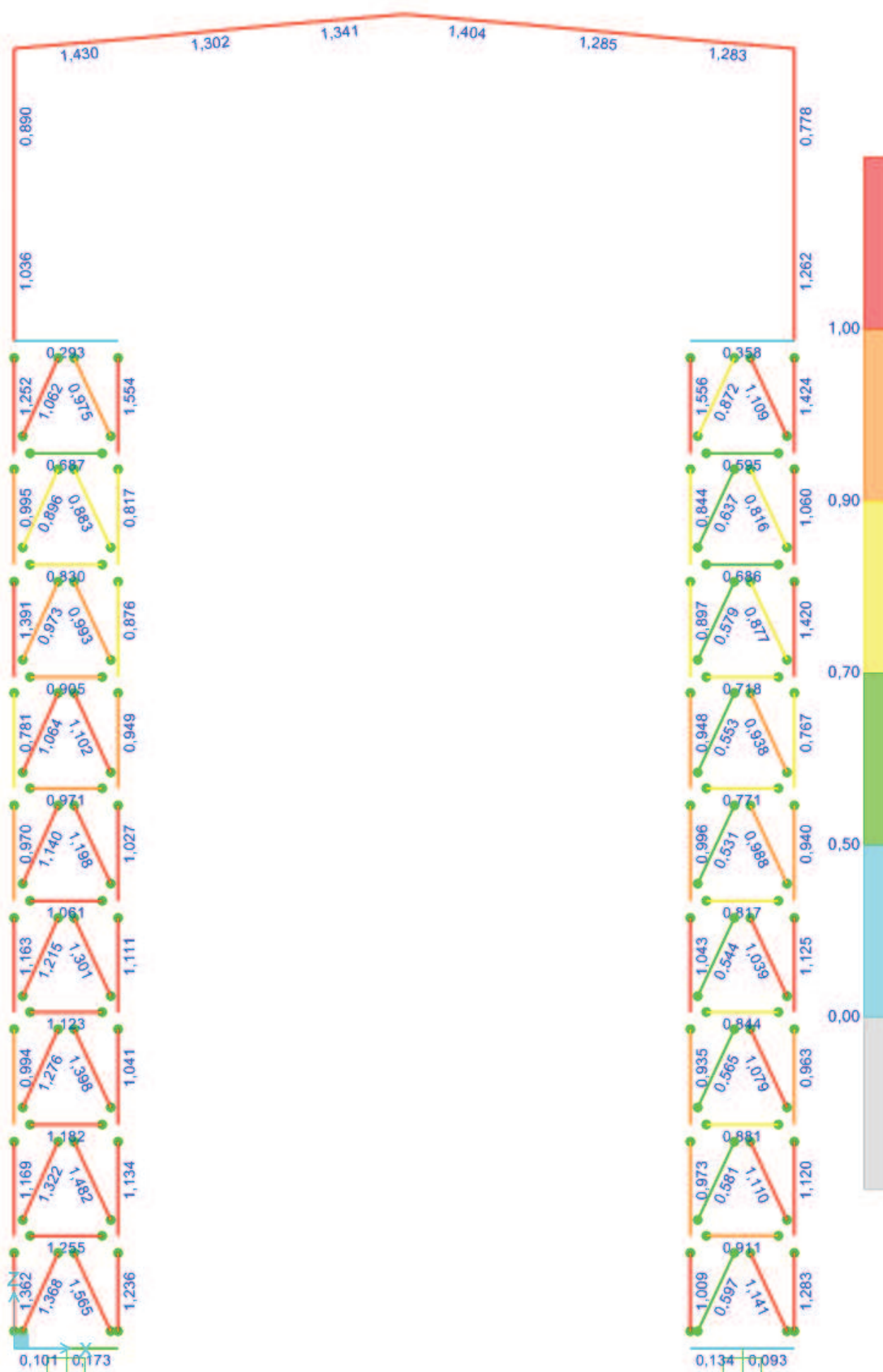


Figura 79 – Relação entre tensão atuante e tensão resistente (*ratio*), Método dos Estados Limites (LRF) e carga dinâmica de vento, pelo segundo método da Norma.

Fonte: imagem extraída do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.



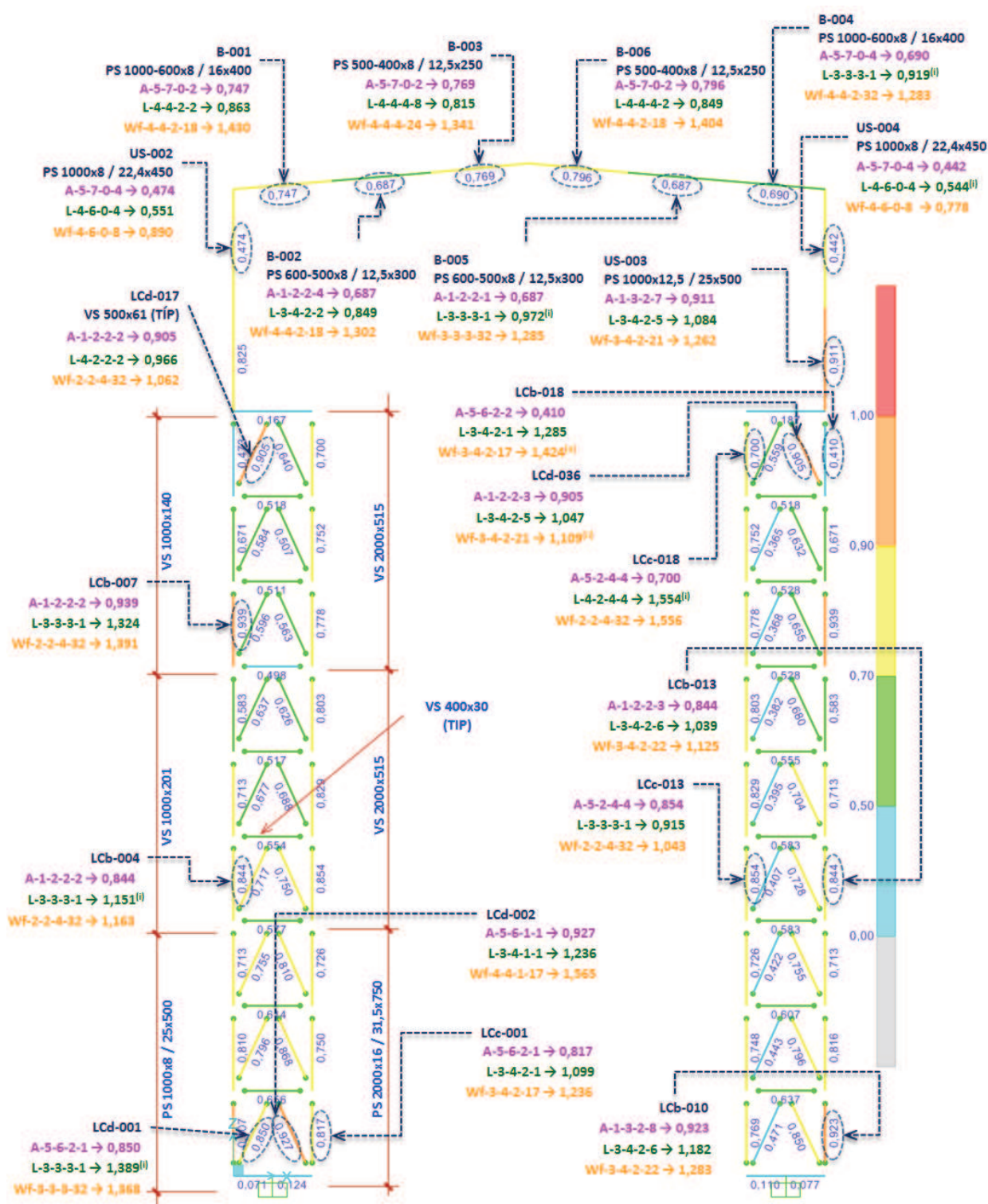


Figura 80 – Comparativo entre as três análises, com as relações entre tensões atuantes e admissíveis/resistentes, indicando as combinações de origem.

Fonte: imagem extraída do memorial de cálculo, com base nos resultados obtidos do modelo computacional gerado pelo autor, 2015.

Notas: (i) Na análise LRFD com vento estático, estas barras geraram tensões maiores que em suas similares, se comparadas com a análise ASD. (ii) Na análise LRFD com vento dinâmico, estas barras geraram tensões maiores que em suas similares, se comparadas com as análises ASD e LRFD com vento estático.

Quadro 16 – Identificação das combinações – e os casos de carregamento de que são compostas – que originaram as maiores tensões nas barras que constituem as vigas da cobertura, em cada análise

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS			
RÓT.	DIM.	W	COMB.	CASOS DE CARREGAMENTO
B-001	A	$W_s$	A-5-7-0-2	$0,6.D + 1,0.W90-s-C_{pi}^+$
	L	$W_s$	L-4-4-2-2	$1,2.D + 1,6.W90-s-C_{pi}^+ + C_{vm-left} + C_{ss}^+ + L_w + 0,5.L_r$
	L	$W_f$	Wf-4-4-2-18	$1,2.D + 1,6.W90-d_1-C_{pi}^+ + C_{vm-left} + C_{ss}^+ + L_w + 0,5.L_r$
B-002	A	$W_s$	A-1-2-2-4	$D + (L_r + L_w) + C_{vm-right} + C_{ss}^-$
	L	$W_s$	L-3-4-2-2	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^+ + 1,5.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	$W_f$	Wf-4-4-2-18	$1,2.D + 1,6.W90-d_1-C_{pi}^+ + C_{vm-left} + C_{ss}^+ + L_w + 0,5.L_r$
B-003	A	$W_s$	A-5-7-0-2	$0,6.D + 1,0.W90-s-C_{pi}^+$
	L	$W_s$	L-4-4-4-8	$1,2.D + 1,6.W90-s-C_{pi}^+ + C_{vm2-right} + C_{im-right} + 0,5.C_{sm}^- + L_w + 0,5.L_r$
	L	$W_f$	Wf-4-4-4-24	$1,2.D + 1,6.W90-d_1-C_{pi}^+ + C_{vm2-right} + C_{im-right} + 0,5.C_{sm}^- + L_w + 0,5.L_r$
B-004	A	$W_s$	A-5-7-0-4	$0,6.D + 1,0.W0-s-C_{pi}^+$
	L	$W_s$	L-3-3-3-1	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.C_{vm2-left} + 0,75.C_{sm}^+ + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	$W_f$	Wf-4-4-2-32	$1,2.D + 1,6.W0-d_1-C_{pi}^+ + C_{vm2-right} + C_{ss}^- + L_w + 0,5.L_r$
B-005	A	$W_s$	A-1-2-2-1	$D + C_{vm-left} + C_{ss}^+ + L_w + L_r$
	L	$W_s$	L-3-3-3-1	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.C_{vm2-left} + 0,75.C_{sm}^+ + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	$W_f$	Wf-3-3-3-32	$1,25.D + 1,4.W0-d_1-C_{pi}^+ + 1,5.(C_{vm2-right} + C_{sm}^-) + 0,75.(L_w + L_r)$
B-006	A	$W_s$	A-5-7-0-2	$0,6.D + 1,0.W90-s-C_{pi}^+$
	L	$W_s$	L-4-4-4-2	$1,2.D + 1,6.W90-s-C_{pi}^+ + C_{vm2-left} + C_{im-left} + 0,5.C_{sm}^+ + L_w + 0,5.L_r$
	L	$W_f$	Wf-4-4-2-18	$1,2.D + 1,6.W90-d_1-C_{pi}^+ + C_{vm-left} + C_{ss}^+ + L_w + 0,5.L_r$

Fonte: o autor, 2014.

Nota: este quadro identifica as combinações que originaram as maiores tensões nas barras para cada análise, informações já contidas na Figura 80. Trabalhar com a Figura 76, para identificar a localização das barras analisadas e com a seção 5.4 para identificar os casos de carregamento descritos. A coluna “DIM.” refere-se ao método para dimensionamento de barras, onde A significa ASD e L significa LRFD. A coluna W refere-se à carga de vento que compõe a combinação, sendo  $W_s$  para estática e  $W_f$  para dinâmica pelo primeiro método da Norma.

Quadro 17 – Identificação das combinações – e os casos de carregamento de que são compostas – que originaram as maiores tensões nas barras mais representativas<sup>40</sup> que constituem as baionetas, em cada análise.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS			
RÓT.	DIM.	W	COMB.	CASOS DE CARREGAMENTO
US-002	A	$W_s$	A-5-7-0-4	$0,6.D + 1,0.W0-s-C_{pi}^+$
	L	$W_s$	L-4-6-0-4	$0,9.D + 1,6.W0-s-C_{pi}^+$
	L	$W_f$	Wf-4-6-0-8	$0,9.D + 1,6.W0-d_1-C_{pi}^+$
US-003	A	$W_s$	A-1-3-2-7	$D + (L_r + L_w) + C_{vs-right} + C_{is-right} + C_{ss}^+$
	L	$W_s$	L-3-4-2-5	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-right} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	$W_f$	Wf-3-4-2-21	$1,25.D + 1,4.W90-d_1-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-right} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
US-004	A	$W_s$	A-5-7-0-4	$0,6.D + 1,0.W0-s-C_{pi}^+$
	L	$W_s$	L-4-6-0-4	$0,9.D + 1,6.W0-s-C_{pi}^+$
	L	$W_f$	Wf-4-6-0-8	$0,9.D + 1,6.W0-d_1-C_{pi}^+$

Fonte: o autor, 2014.

Nota: ver nota do Quadro 16.

Quadro 18 – Identificação das combinações – e os casos de carregamento de que são compostas – que originaram as maiores tensões nas barras mais representativas<sup>41</sup> que constituem os banzos da coluna inferior, em cada análise.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS			
RÓT.	DIM.	W	COMB.	CASOS DE CARREGAMENTO
LCb-004	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-2	$D + (L_r + L_w) + C_{vm-left} + C_{ss}^-$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-3-1	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.C_{vm2-left} + 0,75.C_{sm}^+ + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-2-2-4-32	$1,25.D + 1,5.(C_{vm2-right} + C_{sm}^- + C_{im-right}) + L_w + L_r + 0,4.W0-d_1-C_{pi}^+$
LCb-007	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-2	$D + (L_r + L_w) + C_{vm-left} + C_{ss}^-$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-3-1	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.C_{vm2-left} + 0,75.C_{sm}^+ + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-2-2-4-32	$1,25.D + 1,5.(C_{vm2-right} + C_{sm}^- + C_{im-right}) + L_w + L_r + 0,4.W0-d_1-C_{pi}^+$
LCb-010	A	W <sub>s</sub>	A-1-3-2-8	$D + (L_r + L_w) + C_{vs-right} + C_{is-right} + C_{ss}^+$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-6	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^+ + 1,5.(C_{vm-right} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-22	$1,25.D + 1,4.W90-d_1-C_{pi}^+ + 1,5.(C_{vm-right} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_r + L_w)$
LCb-013	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-3	$D + (L_r + L_w) + C_{vm-right} + C_{ss}^+$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-6	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^+ + 1,5.(C_{vm-right} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-22	$1,25.D + 1,4.W90-d_1-C_{pi}^+ + 1,5.(C_{vm-right} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
LCb-018	A	W <sub>s</sub>	A-5-6-2-2	$D + 0,75.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r) + 0,75.W90-s-C_{pi}^+$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-1	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-17	$1,25.D + 1,4.W90-d_1-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_r + L_w)$
LCc-001	A	W <sub>s</sub>	A-5-6-2-1	$D + 0,75.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r) + 0,75.W90-s-C_{pi}^-$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-1	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-17	$1,25.D + 1,4.W90-d_1-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_r + L_w)$
LCc-013	A	W <sub>s</sub>	A-5-2-4-4	$D + C_{vm2-right} + 0,5.C_{sm}^- + C_{im-right} + L_w^{42}$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-3-1	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.C_{vm2-left} + 0,75.C_{sm}^+ + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-32	$1,25.D + 1,5.(C_{vm2-right} + C_{sm}^- + C_{im-right}) + L_w + L_r + 0,4.W0-d_1-C_{pi}^+$
LCc-018	A	W <sub>s</sub>	A-5-2-4-4	$D + C_{vm2-right} + 0,5.C_{sm}^- + C_{im-right} + L_w^{43}$
	L	W <sub>s</sub>	L-4-2-4-4	$1,2.D + 1,6.(C_{vm2-right} + C_{im-right}) + 0,8.C_{im-right} + 1,6.L_w + 0,5.L_r$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-2-2-4-32	$1,25.D + 1,5.(C_{vm2-right} + C_{sm}^- + C_{im-right}) + L_w + L_r + 0,4.W0-d_1-C_{pi}^+$

<sup>41</sup> Entende-se por barras “mais representativas”: da viga da cobertura, os três segmentos – de um total de seis – mais solicitados; das baionetas, os dois segmentos – de um total de quatro – mais solicitados. Na coluna inferior, há cinco bitolas distintas que constituem os banzos, sendo três definidas para os banzos externos (*building column*) e duas determinam o banzo interno (*crane column*); destas cinco bitolas, as barras mais representativas são as cinco barras mais solicitadas. Também na coluna inferior, foram destacadas as duas diagonais mais solicitadas em ambas as colunas inferiores.

<sup>42</sup> Ver seção 5.5.1.

<sup>43</sup> Ver seção 5.5.1.

Fonte: o autor, 2014.

Nota: ver nota no Quadro 16.

Quadro 19 – Identificação das combinações – e os casos de carregamento de que são compostas – que originaram as maiores tensões nas barras mais representativas<sup>44</sup> que constituem os banzos da coluna inferior, em cada análise.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS			
RÓT.	DIM.	W	COMB.	CASOS DE CARREGAMENTO
LCd-001	A	W <sub>s</sub>	A-5-6-2-1	$D + 0,75.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r) + 0,75.W90-s-C_{pi}^-$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-2-1	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-3-3-32	$1,25.D + 1,4.W0-d_1-C_{pi}^+ + 1,5.(C_{vm2-right} + C_{sm}^-) + 0,75.(L_w + L_r)$
LCd-002	A	W <sub>s</sub>	A-5-6-1-1	$D + 0,75.(C_{vs-left} + C_{is-left} + C_{ss}^+ + L_r + L_w + W90-s-C_{pi}^-)$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-1-1	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-left} + C_{is-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-4-4-1-17	$1,2.D + 1,6.W90-d_1-C_{pi}^- + C_{vs-left} + C_{is-left} + C_{ss}^+ + L_w + 0,5.L_r$
LCd-017	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-2	$D + (L_r + L_w) + C_{vm-left} + C_{ss}^-$
	L	W <sub>s</sub>	L-4-2-2-2	$1,2.D + 1,6.(C_{vm-left} + C_{ss}^-) + 1,6.L_w + 0,5.L_r$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-2-2-4-32	$1,25.D + 1,5.(C_{vm2-right} + C_{sm}^- + C_{im-right}) + L_w + L_r + 0,4.W0-d_1-C_{pi}^+$
LCd-036	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-3	$D + (L_r + L_w) + C_{vm-right} + C_{ss}^+$
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-5	$1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-right} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r)$
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-17	$1,25.D + 1,4.W90-d_1-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_r + L_w)$

Fonte: o autor, 2014.

Nota: ver nota no Quadro 16.

<sup>44</sup> Entende-se por barras “mais representativas”: da viga da cobertura, os três segmentos – de um total de seis – mais solicitados; das baionetas, os dois segmentos – de um total de quatro – mais solicitados. Na coluna inferior, há cinco bitolas distintas que constituem os banzos, sendo três definidas para os banzos externos (*building column*) e duas determinam o banzo interno (*crane column*); destas cinco bitolas, as barras mais representativas são as cinco barras mais solicitadas. Também na coluna inferior, foram destacadas as duas diagonais mais solicitadas em ambas as colunas inferiores.

Quadro 20 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem as vigas de cobertura.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
RÓT.	DIM.	W	COMB.	NORMA	RAZÃO	INCR.	
						ASD	LRFD Ws
B-001	A	W <sub>s</sub>	A-5-7-0-2	ASCE 7 (2005) ASD	0,747		
	L	W <sub>s</sub>	L-4-4-2-2	ASCE 7 (2005) LRFD	0,863	15,5%	
	L	W <sub>f</sub>	Wf-4-4-2-18	ASCE 7 (2005) LRFD	1,430	91,4%	65,7%
B-002	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-4	AISE 13 (2003)	0,687		
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-2	NBR 8800 (2008)	0,849	23,6%	
	L	W <sub>f</sub>	Wf-4-4-2-18	ASCE 7 (2005) LRFD	1,302	89,5%	53,4%
B-003	A	W <sub>s</sub>	A-5-7-0-2	ASCE 7 (2005) ASD	0,769		
	L	W <sub>s</sub>	L-4-4-4-8	ASCE 7 (2005) LRFD	0,815	6,0%	
	L	W <sub>f</sub>	Wf-4-4-4-24	ASCE 7 (2005) LRFD	1,341	74,4%	64,5%
B-004	A	W <sub>s</sub>	A-5-7-0-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,796		
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	0,849	6,7%	
	L	W <sub>f</sub>	Wf-4-4-2-32	ASCE 7 (2005) LRFD	1,404	76,4%	65,4%
B-005	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-1	AISE 13 (2003)	0,687		
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	0,972	41,5%	
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-3-3-32	NBR 8800 (2008)	1,285	87,0%	32,2%
B-006	A	W <sub>s</sub>	A-5-7-0-2	ASCE 7 (2005) ASD	0,690		
	L	W <sub>s</sub>	L-4-4-4-2	ASCE 7 (2005) LRFD	0,919	33,2%	
	L	W <sub>f</sub>	Wf-4-4-2-18	ASCE 7 (2005) LRFD	1,283	85,9%	39,6%

Fonte: o autor, 2014.

Nota: ver nota do Quadro 16. Trabalhar estas informações com as contidas no Quadro 16.

Quadro 21 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem as baionetas.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
RÓT.	DIM.	W	COMB.	NORMA	RAZÃO	INCR.	
						ASD	LRFD Ws
US-002	A	W <sub>s</sub>	A-5-7-0-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,474		
	L	W <sub>s</sub>	L-4-6-0-4	ASCE 7 (2005) LRFD	0,551	16,2%	
	L	W <sub>f</sub>	Wf-4-6-0-8	ASCE 7 (2005) LRFD	0,890	87,8%	61,5%
US-003	A	W <sub>s</sub>	A-1-3-2-7	AISE 13 (2003)	0,911		
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-5	NBR 8800 (2008)	1,084	19,0%	
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-21	NBR 8800 (2008)	1,262	38,5%	16,4%
US-004	A	W <sub>s</sub>	A-5-7-0-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,442		
	L	W <sub>s</sub>	L-4-6-0-4	ASCE 7 (2005) LRFD	0,544	23,1%	
	L	W <sub>f</sub>	Wf-4-6-0-8	ASCE 7 (2005) LRFD	0,778	76,0%	43,0%

Fonte: o autor, 2014.

Nota: ver nota do Quadro 16. Trabalhar estas informações com as contidas no Quadro 17.

Quadro 22 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem os banzos das colunas inferiores.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS							
	RÓT.	DIM.	W	COMB.	NORMA	RAZÃO	INCR.	
							ASD	LRFD W <sub>s</sub>
LCb-004	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-2	AISE 13 (2003)	0,844			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	1,151	36,4%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-2-2-4-32	CISC (2007)	1,163	37,8%	1,0%	
LCb-007	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-2	AISE 13 (2003)	0,939			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	1,324	41,0%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-2-2-4-32	CISC (2007)	1,391	48,1%	5,1%	
LCb-010	A	W <sub>s</sub>	A-1-3-2-8	AISE 13 (2003)	0,923			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-6	NBR 8800 (2008)	1,182	28,1%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-22	NBR 8800 (2008)	1,283	39,0%	8,5%	
LCb-013	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-3	AISE 13 (2003)	0,844			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-6	NBR 8800 (2008)	1,039	23,1%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-22	NBR 8800 (2008)	1,125	33,3%	8,3%	
LCb-018	A	W <sub>s</sub>	A-5-6-2-2	ASCE 7 (2005) ASD	0,410			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-1	NBR 8800 (2008)	1,285	213,4%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-17	NBR 8800 (2008)	1,424	247,3%	10,8%	
LCc-001	A	W <sub>s</sub>	A-5-6-2-1	ASCE 7 (2005) ASD	0,817			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-1	NBR 8800 (2008)	1,099	34,5%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-17	NBR 8800 (2008)	1,236	51,3%	12,5%	
LCc-013	A	W <sub>s</sub>	A-5-2-4-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,854			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	0,915	7,1%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-32	NBR 8800 (2008)	1,043	22,1%	14,0%	
LCc-018	A	W <sub>s</sub>	A-5-2-4-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,700			
	L	W <sub>s</sub>	L-4-2-4-4	ASCE 7 (2005) LRFD	1,554	122,0%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-2-2-4-32	ASCE 7 (2005) LRFD	1,556	122,3%	0,1%	

Fonte: o autor, 2014.

Nota: ver nota do Quadro 16. Trabalhar estas informações com as contidas no Quadro 18.



Quadro 23 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem as diagonais da coluna inferior, que apresentaram as maiores tensões.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS							
	RÓT.	DIM.	W	COMB.	NORMA	RAZÃO	INCR.	
							ASD	LRFD Ws
LCd-001	A	W <sub>s</sub>	A-5-6-2-1	ASCE 7 (2005) ASD	0,850			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-3-2-1	NBR 8800 (2008)	1,389	63,4%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-3-3-32	NBR 8800 (2008)	1,368	60,9%	-1,5%	
LCd-002	A	W <sub>s</sub>	A-5-6-1-1	ASCE 7 (2005) ASD	0,927			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-1-1	NBR 8800 (2008)	1,236	33,3%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-4-4-1-17	ASCE 7 (2005) LRFD	1,565	68,8%	26,6%	
LCd-017	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-2	AISE 13 (2003)	0,905			
	L	W <sub>s</sub>	L-4-2-2-2	ASCE 7 (2005) LRFD	0,966	6,7%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-2-2-4-32	CISC (2007)	1,062	17,3%	9,9%	
LCd-036	A	W <sub>s</sub>	A-1-2-2-3	AISE 13 (2003)	0,905			
	L	W <sub>s</sub>	L-3-4-2-5	NBR 8800 (2008)	1,047	15,7%		
	L	W <sub>f</sub>	Wf-3-4-2-17	NBR 8800 (2008)	1,109	22,5%	5,9%	

Fonte: o autor, 2014.

Nota: ver nota do Quadro 16. Trabalhar estas informações com as contidas no Quadro 19.

## 6.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Dos resultados obtidos, destacam-se dois fatores: i – as variações de carga de vento estático e dinâmico; ii – as ações que integraram as “combinações governantes”<sup>45</sup> no dimensionamento de cada elemento estrutural em particular.

### 6.2.1. As ações de vento estático e dinâmico

A variação da carga de vento com a altura, nos segmentos considerados, está transcrita no Quadro 24.

Até a altura de 12,90 m a carga estática de vento é quase vinte por cento maior que a dinâmica. Mas é notável que já na próxima porção, dos 12,90 m aos 25,80 m a carga dinâmica supera em mais de dez por cento a estática. Na

<sup>45</sup> São as que originaram as maiores tensões nos elementos analisados.

cobertura, dos 50,00 aos 51,312 m a carga dinâmica supera em mais de sessenta e três por cento a estática.

Quadro 24 – Resumo das cargas externas de vento transversal (90°), estáticas e dinâmicas.

ALTURA (m)		CARGA DE VENTO (kgf/cm <sup>2</sup> )					
INICIAL	FINAL	Ws		Wf			
		FILA A	FILA B	FILA A	%	FILA B	%
50,000	51,312	- 109,17	- 81,88	- 65,29		- 48,97	
				- 112,98		- 84,74	
				- 178,28	63,3%	- 133,71	63,3%
38,700	50,000	94,87	- 81,31	56,59		- 48,50	
				95,83		- 82,14	
				152,42	60,7%	- 130,65	60,7%
25,800	38,700	88,62	- 75,96	51,47		- 44,12	
				70,47		- 60,40	
				121,94	37,6%	- 104,52	37,6%
12,900	25,800	79,56	- 68,19	44,30		- 37,97	
				43,32		- 37,13	
				87,62	10,1%	- 75,10	10,1%
0,000	12,900	66,16	- 56,71	34,28		- 29,38	
				18,86		- 16,16	
				53,13	-19,7%	- 45,54	-19,7%

Fonte: o autor, 2015.

Nota: Ws refere-se ao vento estático e Wf ao vento dinâmico. Nas colunas de Wf, a primeira linha corresponde à Resposta Média; a segunda à Resposta Flutuante; a terceira é a soma de ambas. Já estão computados os coeficientes de pressão e de forma externos. Nas colunas “Fila A” e “Fila B” do vento dinâmico Wf, os dois valores apresentados primeiro referem-se, respectivamente, à resposta média e à amplitude máxima da resposta flutuante do vento; abaixo da linha dupla, a soma das duas parcelas; à direita, o percentual se comparado com os mesmos valores da carga de vento estático Ws. A primeira parcela de vento na coluna “ALTURA”, da altura inicial 50,000 m e altura final 51,312 m, é a que incide na cobertura.

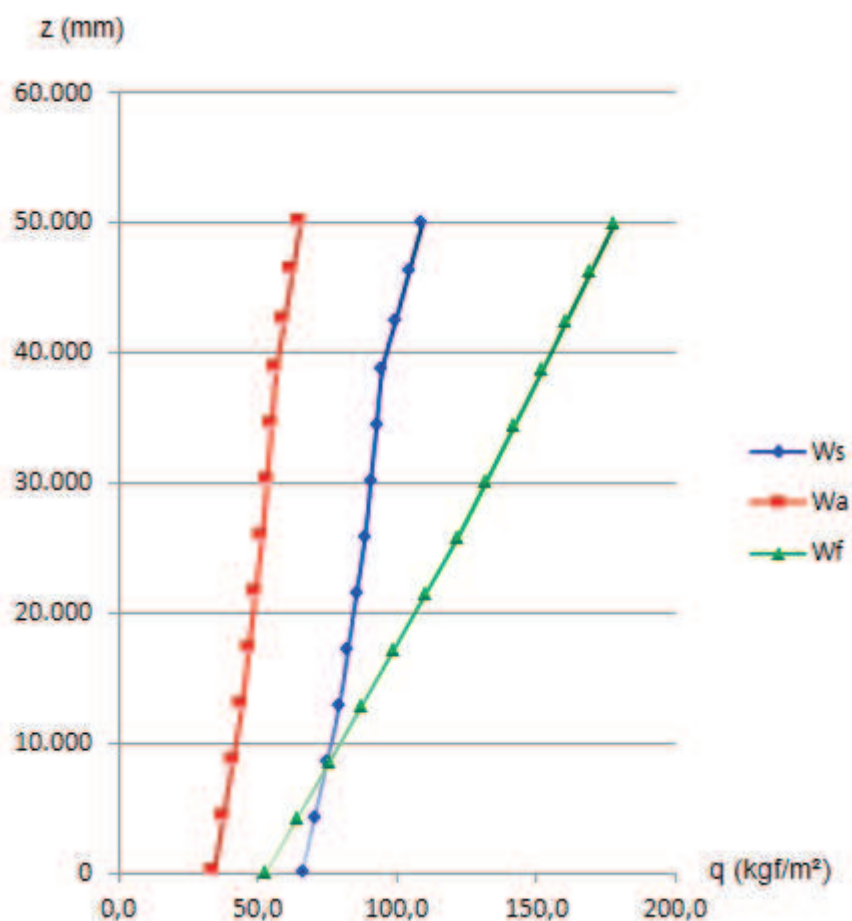


Figura 81 – Vento estático  $W_s$ , resposta média  $W_a$  e a soma da resposta média com a amplitude máxima da resposta flutuante,  $W_f$ , para vento transversal ( $90^\circ$ ).

Fonte: o autor, 2015.

Nota: No Gráfico, a linha verde  $W_f$  refere-se à soma entre a resposta média e a amplitude máxima da resposta flutuante, mostrada no Quadro 24.

Na leitura do Quadro 24, observar-se que a carga proveniente da determinação do vento dinâmico –  $W_f$  – é consideravelmente maior, se comparada com a carga estática  $W_s$ , em grande parte da edificação, quando atendidas as recomendações da NBR 6123 (1988).

Outra questão importante a ser observada é o tempo de rajada. No caso em estudo, para o vento transversal ( $90^\circ$ ), a maior dimensão na lateral da edificação é seu comprimento de 120 m, sem junta de dilatação. A aplicação do Anexo A da Norma resultou em um tempo de rajada  $t = 19,26$  s na segunda iteração (considerando três dígitos válidos para a obtenção dos valores necessários), bem superior as 10 s definidos para edificações da Classe C.

Já com o vento longitudinal ( $0^\circ$ ), a maior dimensão é a altura, com 51,312 m. O tempo de rajada obtido, também na segunda iteração, foi  $t=7,91$  s, neste caso inferior ao tempo  $t=10$ s estabelecido para edificações da Classe C.

Embora Blessmann (1995, p. 33) não recomende a definição de tempos superiores a 10 s (ver Seção 3.5) a Norma abre este precedente. Utilizar o recurso de determinação do fator  $S_2$  pelo ANEXO A da Norma resulta em cargas menores para o vento transversal ( $90^\circ$ ), que combinam com os efeitos transversais das pontes rolantes. Seguir as recomendações da Norma resultará, provavelmente, uma estrutura mais econômica; ao adotar a recomendação de Blessman, uma estrutura mais segura.

### **6.2.2. Comentários sobre a análise ASD**

Adotar também as orientações do ASCE 7 (2005), em detrimento de limitar-se às recomendações do AISE 13 (2003), mostrou-se essencial para obter um dimensionamento mais acurado.

Fica evidente a limitação do AISE 13 (2003) quando se observa que as combinações ali indicadas não conciliam efeitos de múltiplas pontes rolantes com vento; quando o fazem entre o impacto transversal  $C_{ss}$  com vento  $W$ , este recebe um fator redutor de 0,5. Ou seja, o AISE 13 não é dispensável para as análises ASD, já que das combinações governantes em muitas barras eram provenientes desta Norma, mas também não é suficiente.

Deve-se enfatizar também que as combinações indicadas pelo ASCE 7 (2005) ASD contemplavam as combinações dos efeitos das pontes rolantes descritas no CISC (2007). Em especial, as combinações para efeitos de duas pontes rolantes no caminho de rolamento, indicadas somente no CISC (2007), se fizeram presentes no dimensionamento de barras que utilizara o ASCE 7 (2005) ASD.

### **6.2.3. Comentários sobre a análise LRFD com vento estático**

Nesta segunda análise, é interessante notar que as combinações originadas seguindo as orientações CISC (2007), nenhuma figurou como combinação governante no dimensionamento das barras. Entretanto, suas indicações sobre como considerar os efeitos das pontes rolantes estão presentes nas combinações originadas pelo ASCE 7 (2005) LRFD e pela NBR 8800 (2008). Utilizando um

raciocínio metafórico, ambas as orientações possuem, em sua essência, a “alma” do CISC (2007).

Das 21 barras mais representativas analisadas, as combinações com vento foram a esmagadora maioria, sendo 18 contra 3 das que não continham o caso de carregamento W (vento) nas combinações governantes.

#### **6.2.4. Comentários sobre a análise LRFD com vento dinâmico**

Embora houvesse na análise LRFD com vento dinâmico ( $W_f$ ) a presença de combinações “L”, ou seja, combinações para LRFD onde o vento não atua, nenhuma figurou dentre as combinações governantes.

Por outro lado, todas as combinações de fato governantes apresentam o caso de carregamento de vento dinâmico  $W_f$ .

Nesta análise, há um empate técnico quanto às combinações governantes: 10 do ASCE 7 (2005) e 9 para a NBR 8800 (2008). As combinações do CISC (2007) figuraram como governantes no dimensionamento de duas barras, das 21 analisadas.

#### **6.2.5. Comparativo entre as três análises**

A título de curiosidade, contemplando todas as recomendações das Normas adotadas com respeito às combinações, cobrindo todas as possibilidades de ações de vento (direção do vento e coeficientes de pressão internos), quando combinadas com os efeitos de pontes rolantes (carga içada à direita e à esquerda), resultaram 1.460 combinações. Se o edifício possuísse duas ou mais naves, o incremento seria exponencial, pois haveria a necessidade de realizar as combinações entre efeitos de pontes rolantes em caminhos de rolamento distintos, adjacentes ou não.

É importante destacar que a verificação do dimensionamento de barras realizado na terceira análise, com vento dinâmico  $W_f$ , mostrou que quase todas as barras apresentaram a relação – entre tensão atuante e tensão resistente – superior às outras duas. Exceção percebida somente com relação à diagonal LCd-001, cuja relação resultou superior na análise LRFD com vento estático  $W_s$  (ver Quadro 23), em 1,5% se comparada com a análise LRFD com vento dinâmico  $W_f$ . Uma diferença muito baixa, portanto.

Tanto na análise ASD quanto na LRFD, não há nenhum esquema de combinações que possa ser considerado dispensável. Todos figuraram em algum momento das três análises.

A seguir são apresentados os comentários específicos para cada elemento estrutural.

#### 6.2.5.1. Vigas de cobertura

Para a correta interpretação dos resultados apresentados no dimensionamento dos seis segmentos que compõem as vigas de cobertura, a leitura e comparação deve ser feita entre seus pares, ou seja, elementos de dimensões iguais: B-001 com B-004, B-002 com B-005 e B-003 com B-006.

Tomando por base os dados do Quadro 20, é evidente a coerência dos resultados apresentados na análise ASD nos seis segmentos: os mesmos esquemas de combinação e os mesmos casos e subcasos, variando somente a combinação propriamente dita, em quatro das seis barras.

Se analisarmos estas informações juntamente com as que são mostradas no Quadro 16, nota-se que nos dois segmentos intermediários as combinações governantes não possuem casos de carregamento com vento. Nos demais quatro segmentos, são os casos de carregamento de pontes rolantes que não figuram.

Na análise LRFD com vento estático  $W_s$ , é perceptível, de maneira simplificada, uma assimetria das combinações governantes. O mesmo ocorre na análise LRFD com vento dinâmico  $W_f$ .

#### 6.2.5.2. Baionetas

Seguindo a mesma lógica do comentário anterior, analisando os resultados apresentados no Quadro 17 e no Quadro 21, percebe-se que nos segmentos superiores, as combinações governantes são rigorosamente as mesmas nas três análises; não há casos de carregamento com ação de pontes rolantes nestas combinações, somente carga permanente e vento.

No segmento inferior, a combinação governante da análise ASD contém ação de uma única ponte rolante como caso de carregamento, mas não participa o vento. Nas demais análises LRFD, as combinações governantes são exatamente as

mesmas, onde figuram como casos de carregamento o peso próprio, o vento, ações de múltiplas pontes rolantes com impacto transversal e sobrecargas.

#### 6.2.5.3. Coluna inferior

Nas barras dos banzos da coluna inferior, que são as mais solicitadas de todo o pórtico, a NBR 8800 (2008) esteve presente em sete das oito barras analisadas. Todas as combinações incluem ações de múltiplas pontes rolantes, com destaque para duas que apresentam casos de carregamento de duas pontes rolantes no caminho de rolamento. Ou seja, nestas duas barras, duas pontes rolantes geram um efeito mais nocivo que quatro, pela peculiaridade deste esquema de combinação, que considera as reações por roda, o impacto vertical e o impacto transversal das duas pontes.

Nas diagonais, os casos de carregamento com uma, duas ou quatro pontes rolantes figuraram nas combinações governantes, juntamente com carga permanente, vento e sobrecargas.

Nesta orquestra chamada pórtico, se os montantes forem comparados ao triângulo, os banzos ao trombone, as diagonais aos violinos, as baionetas ao violoncelo e as vigas de cobertura aos clarinetes, todos estes “instrumentos” são importantes. Os montantes devem ser dimensionados pela esbeltez, para que não seja uma barra demasiadamente deformável e contribua com a estabilidade de toda a sinfonia da estabilidade estrutural.

#### 6.2.5.4. Deslocamentos

No modelo analisado, os deslocamentos horizontais do topo das baionetas e da cumeeira são excessivos, superando em 400 mm no caso de carregamento de impacto transversal de múltiplas pontes rolantes<sup>46</sup> da análise LRFD.

Nas baionetas, especificamente na altura do topo da viga de rolamento, os deslocamentos passam dos 130 mm no mesmo caso citado no parágrafo anterior, um deslocamento que certamente acarretaria instabilidade no funcionamento do equipamento, podendo até, em casos mais graves, provocar descarrilamento.

---

<sup>46</sup> Lembrando que para os efeitos secundários de impacto vertical, transversal e longitudinal devido à ação de múltiplas pontes rolantes em conjunto estão limitados a duas pontes, conforme descrito anteriormente na seção 5.4.3.

Para ter dados conclusivos, seria necessário o dimensionamento final da estrutura; este resultado final, contudo, poderia indicar a necessidade de alterar a estrutura da cobertura de viga de alma cheia para viga treliçada, partindo do princípio de que a largura interna livre entre colunas seja limitada e que possa haver limitação com relação às dimensões externas da edificação (normalmente há), o que impossibilitaria sua expansão para fora do edifício.

#### 6.2.5.5. Comparando as análises na barra LCc-001

Para entender a diferença nos resultados apresentados e suplantando o plano das conjecturas, é preciso interpretá-los. É interessante notar que a análise em LRFD com vento estático resultou excedente de tensão em várias barras, quando comparadas com a análise em ASD.

Em 2005, um estudo comparativo entre o Método das Tensões Admissíveis (ASD) e o Método dos Estados Limites (LRFD), ao verificar a segurança de estruturas de aço treliçadas de perfil tubular, concluiu que:

[o] acréscimo de 1/3 na tensão admissível em combinações em que há vento, conforme a ASD 1989, resulta em valores bem abaixo do que quando não se considera este acréscimo, chegando a 11%. Isso confirma que a utilização deste acréscimo não é conservador e pode levar a erros no dimensionamento. (SAMARRA; DARIO; REQUENA, 2005, p. 9)

Observando particularmente os valores apresentados para a barra LCc-001, a mais solicitada de todas na estrutura, a partir dos valores apresentados no Quadro 25, percebe-se uma diferença aparentemente inexplicável quanto aos valores obtidos do modelo ASD em relação aos demais, mas as diferenças são desprezíveis, já que somente em um único caso de carregamento, a sobrecarga de cobertura  $L_r$ , o percentual chegou a pouco mais de 1%; em todos os demais casos, esta diferença mostrou-se menor que 0,3%.



Quadro 25 – Resumo dos esforços axiais na barra LCc-001 por caso de carregamento, para as diferentes análises.

CASO		P MÁX. (kgf)			
N°	NOME	ASD	LRFD Ws	LRFD W-d1	DIF.
1	D	-49.365	-49.353	-49.353	-0,03%
2	L <sub>r</sub>	13.673	13.819	13.819	1,07%
3	L <sub>w</sub>	-6.368	-6.385	-6.385	0,27%
4	C <sub>vs-left</sub>	-266.443	-266.640	-266.640	0,07%
5	C <sub>vs-right</sub>	-79.444	-79.634	-79.634	0,24%
6	C <sub>is-left</sub>	-66.611	-66.660	-66.660	0,07%
7	C <sub>is-right</sub>	-19.861	-19.909	-19.909	0,24%
8	C <sub>ss</sub> <sup>+</sup>	-319.867	-319.906	-319.906	0,01%
9	C <sub>ss</sub> <sup>-</sup>	319.867	319.906	319.906	0,01%
10	C <sub>vm-left</sub>	-479.124	-479.479	-479.479	0,07%
11	C <sub>vm-right</sub>	-142.859	-143.199	-143.199	0,24%
12	C <sub>im-left</sub>	-107.524	-107.603	-107.603	0,07%
13	C <sub>im-right</sub>	-32.060	-32.137	-32.137	0,24%
14	C <sub>vm2-left</sub>	-430.095	-430.414	-430.414	0,07%
15	C <sub>vm2-right</sub>	-128.240	-128.546	-128.546	0,24%
16	C <sub>sm</sub> <sup>+</sup>	-516.339	-516.402	-516.402	0,01%
17	C <sub>sm</sub> <sup>-</sup>	516.339	516.402	516.402	0,01%
18	C <sub>d</sub>	-164.464	-164.648	-164.648	0,11%
19	W0-s-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	100.492	100.659		0,17%
20	W0-s-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	69.967	70.082		0,16%
21	W90-s-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>	-311.091	-311.715		0,20%
22	W90-s-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>	-341.616	-342.292		0,20%
23	W0-d1-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>			106.377	
24	W0-d1-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>			61.774	
25	W90-d1-C <sub>pi</sub> <sup>+</sup>			-452.564	
26	W90-d1-C <sub>pi</sub> <sup>-</sup>			-497.166	

Fonte: o autor, 2015.

O Quadro 26 mostra as tensões atuantes e as admissíveis (para ASD) ou resistentes (para LRFD), obtidas nas três análises, somente para a barra LCc-001.

Quadro 26 – Resumo das tensões atuantes e tensões admissíveis ou resistentes, na barra LCc-001 por "combinação governante", para as diferentes análises.

BARRA	COMB.	TENSÃO ATUANTE			TENSÃO ADMISSÍVEL OU RESISTENTE		
		$f_a$ ou $P_{nc}/A_g$	INCR.		$F_a$ ou $\Phi P_{nc}/A_g$	INCR.	
RÓT.			ASD	LRFD Ws		ASD	LRFD Ws
LCc-001	A-5-6-2-1	1.149,427 kgf/cm <sup>2</sup>			1.406,989 kgf/cm <sup>2</sup>		
	L-3-4-2-1	-2.216,713 kgf/cm <sup>2</sup>	92,85%		2.017,744 kgf/cm <sup>2</sup>	43,41%	
	Wf-3-4-2-17	-2.493,833 kgf/cm <sup>2</sup>	116,96%	12,5%	2.017,744 kgf/cm <sup>2</sup>	43,41%	0,00%

Fonte: o autor, 2014.

Nota: ver nota do Quadro 16. Trabalhar estas informações com as contidas no Quadro 18.

Ao analisar as “combinações governantes” do Quadro 26, percebe-se que na análise ASD, a Norma que definiu o pior caso foi o ASCE 7 (2005); lembrando que por não haver neste documento orientações específicas, as ações das pontes rolantes que integram os casos de carregamento da combinação seguem a orientação canadense (CISC - CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2007).

As análises LRFD com vento estático e dinâmico apresentaram os piores casos segundo as combinações definidas pela NBR 8800 (2008), onde as orientações para as ações das pontes rolantes também seguiram as prescrições do CISC (2007).

A partir do Quadro 26, pode-se então obter as seguintes desigualdades:

$$A-5-6-2-1 = 1,0.D + 0,75.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r) + 0,75.W90-s-C_{pi}^- \leq F_a \quad (6.1)$$

$$L-3-4-2-1 = 1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r) \leq \Phi P_{nc}/A_g \quad (6.2)$$

$$Wf-3-4-2-17 = 1,25.D + 1,4.W90-s-C_{pi}^- + 1,5.(C_{vm-left} + C_{ss}^+) + 0,75.(L_w + L_r) \leq \Phi P_{nc}/A_g \quad (6.3)$$

Nota-se que nas três combinações os mesmos casos de carregamento participam de cada uma delas, o que muda é justamente o valor de

“responsabilidade” de cada uma. As combinações para as duas análises LRFD são idênticas; a diferença é que a terceira análise considera o vento dinâmico, enquanto a segunda o estático.

As três inequações podem ainda serem escritas em função de  $D$  (carga permanente),  $W_s$  (vento estático),  $W-d1$  (vento dinâmico),  $C$  (ações das pontes rolantes) e  $L$  (sobrecargas), da seguinte forma:

$$A-5-6-2-1 = 1,0.D + 0,75.W_s + 0,75.C + 0,75.L \leq F_a \quad (6.4)$$

$$L-3-4-2-1 = 1,25.D + 1,4.W_s + 1,5.C + 0,75.L \leq \Phi P_{nc}/A_g \quad (6.5)$$

$$Wf-3-4-2-17 = 1,25.D + 1,4.W_f + 1,5.C + 0,75.L \leq \Phi P_{nc}/A_g \quad (6.6)$$

Se os valores apresentados no Quadro 26 para a tensão admissível  $F_a$  e tensões resistentes  $\Phi P_{nc}/A_g$  forem substituídos nas respectivas Equações (6.4), (6.5) e (6.6), porém fazendo a relação com  $F_y$ , obtém-se:

$$A-5-6-2-1 = 1,0.D + 0,75.W_s + 0,75.C + 0,75.L \leq 0,402.F_y \quad (6.7)$$

$$L-3-4-2-1 = 1,25.D + 1,4.W_s + 1,5.C + 0,75.L \leq 0,576.F_y \quad (6.8)$$

$$Wf-3-4-2-17 = 1,25.D + 1,4.W_f + 1,5.C + 0,75.L \leq 0,576.F_y \quad (6.9)$$

Isolando  $F_y$  em cada equação, obtém-se:

$$A-5-6-2-1 = 2,488.D + 1,866.W_s + 1,866.C + 1,866.L \leq F_y \quad (6.10)$$

$$L-3-4-2-1 = 2,168.D + 2,602.W_s + 2,428.C + 1,301.L \leq F_y \quad (6.11)$$

$$Wf-3-4-2-17 = 2,168.D + 2,602.W_f + 2,428.C + 1,301.L \leq F_y \quad (6.12)$$

Ou seja, a combinação para análise ASD, que resultou a mais nociva para a barra LCc-001, minimiza as ações variáveis em detrimento da ação permanente. As combinações orientadas pelo AISE 13 (2003) mostraram-se insuficientes para gerar a combinação que originasse os maiores esforços, na barra em questão. Não há orientação, nesta Norma, para uma combinação entre as ações de múltiplas pontes rolantes com vento; também não foi localizado nenhum comentário a respeito.

### 6.3. CONCLUSÕES

A análise em ASD mostrou-se insuficiente para “interpretar” as ações variáveis mais relevantes – a saber, vento e ações das pontes rolantes – e seus efeitos na estrutura. Portanto, não parece razoável tratar as ações variáveis todas da mesma forma, como se fossem de mesma natureza, dadas as suas particularidades, mesmo que o ASD seja um “processo de cálculo bem sedimentado” (BELLEI, 1998).

Para as análises em LRFD, a NBR 8800 é a que mais “valoriza”, a que mais se preocupa com as ações variáveis mais relevantes, mas mostrou-se insuficiente para cobrir todos os casos de combinações governantes.

O manual canadense (CISC - CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2007) comprovou que as combinações dos efeitos das pontes rolantes, ali descritos, são as mais abrangentes.

O ASCE 7 (2005) mostrou-se relevante em várias combinações governantes, ressaltando a importância de não desprezá-lo. Mas sua essência, no que diz respeito aos efeitos das pontes rolantes, ainda é do CISC (2007).

Seria irresponsável pretensão dizer que o presente trabalho é conclusivo. Faz-se necessário – e constitui uma sugestão para futuras abordagens – a análise dinâmica da estrutura, com a variação das cargas de vento e das pontes rolantes ao longo do tempo. Para que seja frutuosa esta continuidade, é aconselhável adotar outras abordagens sobre a parcela flutuante da ação de vento, além das contempladas na NBR 6123 (1988).

Se este caso em estudo fosse realmente projetado, seria fortemente recomendável:

- Adotar, no mínimo, as mesmas considerações sobre as ações das pontes rolantes, já que todas revelaram influenciar os resultados obtidos;

- Para edifícios industriais com altura superior a 10,00 m, adotar, no mínimo, as recomendações na NBR 6123 (1988) para vento dinâmico, já que a partir desta altura, as cargas são sensivelmente maiores que as determinadas para o vento estático;
- Reproduzir ao menos os mesmos esquemas de combinações, já que todas as que foram desenvolvidas influenciaram de algum modo os resultados obtidos;
- Dimensionamento de barras pelo Método dos Estados Limites, em virtude dos valores superiores de tensão que foram encontrados, quando comparados com os que foram obtidos pelo Método das Tensões Admissíveis.

Nos projetos industriais, a experiência mostra que o projeto dos equipamentos, feitos sob medida para cada obra, desenvolve-se frequentemente, paralelamente ao da estrutura metálica – prática conhecida como *Fast Tracking*, ou Projeto de Curta Duração ou de Execução Rápida –, o que obriga os fabricantes dos equipamentos a encaminharem aos desenvolvedores do projeto de estruturas metálicas dados aproximados, oriundos de equipamentos semelhantes produzidos em momentos anteriores, com valores por certo imprecisos.

Também, corriqueiramente as informações emitidas pelos fabricantes dos equipamentos, seja preliminar ou definitiva, é incompleta: quantidade e posição das rodas e reação máxima por roda apenas – peso do trole e dos equipamentos de içamento raramente são dados informados no início do projeto de estruturas –, insuficiente para a determinação, com uma precisão mínima, dos efeitos totais das pontes rolantes, de acordo com as Normas utilizadas neste trabalho e também no cotidiano profissional. Quando as informações definitivas são encaminhadas, nota-se que os valores frequentemente divergem dos encaminhados previamente.

Constatou-se, conforme já comentado em seção anterior, uma dificuldade extrema em conseguir informações mais precisas sobre estes equipamentos, para fins de pesquisa. As razões para a omissão das informações – relatadas no parágrafo anterior – ainda são desconhecidas.

Faz-se necessário, então, uma abordagem científica sobre o funcionamento destes equipamentos, o que certamente traria benefícios tanto para os seus fabricantes quanto aos desenvolvedores das “estruturas de suporte” – como trata o

código canadense –, o que poderia resultar em dados suficientes para originar uma orientação brasileira para casos semelhantes ao estudado, a exemplo das que foram utilizadas.

#### 6.4. FUTURAS ABORDAGENS

São sugeridas algumas abordagens que poderão dar continuidade ao presente trabalho, conforme segue:

- Analisar a estrutura e seus modos de vibrar com as amplitudes das ações variáveis decorrentes do vento e das pontes rolantes;
- Variar as relações geométricas da edificação, conforme casos prescritos na NBR 6123 (1988);
- Comparar as análises realizadas com outros códigos, como por exemplo o Eurocode, a Norma britânica, a australiana, a chilena e a venezuelana, dentre outras;
- Análise de segunda ordem;
- Variar as relações de permeabilidade da estrutura ao vento;
- Avaliar a ação de falha de drenagem R, prevista nos códigos americanos e no canadense;
- Realizar análises com edifícios de duas ou mais naves;
- Variar a intensidade das cargas das pontes rolantes;
- Variar o sistema estrutural da cobertura para vigas treliçadas.

## REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:** 1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: [s.n.], 1980. 6 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123:** 1988 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: [s.n.], 1988. 66 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9762:** 2006 - Veículo rodoviário de carga - terminologia (projeto de Norma). Rio de Janeiro: [s.n.], 2006.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:** 2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2ª. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2008. 237 p. ISBN ISBN 978-85-07-00933-7.

ADDIS, B. **Edificação:** 3000 anos de projeto, engenharia e construção. Porto Alegre: Bookman, 2009. ISBN ISBN 978-85-7780-363-7.

AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Manual of steel construction:** allowable stress design. Chicago: [s.n.], 1989.

AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360-05:** Steel construction manual, 13th ed. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2005.

AISE - ASSOCIATION OF IRON AND STEEL ENGINEERS. **AISE/TR 13:** Guide for the Design and Construction of Mill Buildings. Pittsburg: [s.n.], 2003.

ASCE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE/SEI 7-05:** Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Reston: [s.n.], 2005. ISBN ISBN 0-7844-0831-9.

BELLEI, H. **Edifícios industriais em aço:** projeto e cálculo. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998.

BLESSMANN, J. **Efeitos do vento em edificações.** Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1978. 63 p. ISBN CDU 624.042 / 624.175.

BLESSMANN, J. **Ação do vento em telhados.** 1ª. ed. Porto Alegre: Sagra, 1991a. 215 p.

BLESSMANN, J. **Pressão interna**. 3<sup>a</sup>. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1991b. 78 p. ISBN 85-7025-207-2.

BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. 1<sup>a</sup>. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade, 1995. 166 p. ISBN 85-7025-3625-1.

BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Porto Alegre: Editora da Universidade, 1998. 282 p. ISBN 85-7025-440-7.

BNDES - BANCO NACIONAL DE DESENVOLVIMENTO ECONÔMICO E SOCIAL. O transporte rodoviário de carga e o papel do BNDES. **Revista do BNDES**, Rio de Janeiro, v. 14, n. 29, p. 488, Junho 2008. ISSN 0104-5849. Ministério do Desenvolvimento, Indústria e Comércio Exterior.

CAMARGO, R. E. M. D. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos de aço**. USP - Universidade de São Paulo. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos. 2012. p. 312. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas).

CARRIL JR, C. F. **Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações**. USP - Universidade de São Paulo. São Paulo: Escola Politécnica. 2000. p. 143. Tese (Doutorado em Engenharia Civil).

CHIAVERINI, V. **Aços e ferros fundidos: características gerais, tratamentos térmicos, principais tipos**. São Paulo: Associação Brasileira de Metalurgia e Materiais, 1994. ISBN CDD-669.1.

CISC - CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Crane Supporting Steel Structures Design Guide**. 2<sup>a</sup>. ed. Markham: [s.n.], 2007. ISBN 978-0-88811-132-6.

CONTRAN - CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Resolução N° 210. **Ministério das Cidades**, Brasília, p. 7, 13 Novembro 2006. BRASIL.

CSI - COMPUTER & STRUCTURES INC. **Steel frame design manual: older codes**. 15<sup>a</sup>. ed. Berkeley: Computer and Structures, Inc., 2011.

DEMAG: A Terex Brand. **Demag Cranes: Pontes rolantes de processo para articulação de processos**. Acesso em: 18 Julho 2014.

FERREIRA, E. T. **Estudo comparativo entre a velocidade básica do vento estabelecida na NBR. 6123 e a obtida de estações meteorológicas na Paraíba - impactos nos âmbitos do projeto estrutural, do meio ambiente e dos custos**. UFPB - Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa: Curso de Pós-graduação



em Engenharia Urbana. 2005. p. 130. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana).

FIESP - FEDERAÇÃO DAS INDÚSTRIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. FIESP - Federação das Indústrias do Estado de São Paulo. **Equipamentos de Movimentação**, 2011. Disponível em: <<http://www.fiesp.com.br/transporte-e-logistica/equipamentos-de-movimentacao/>>. Acesso em: 28 Novembro 2014.

GOMES, F. M. **História da siderurgia no Brasil**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 1983. ISBN CDD-669.10981.

GREINER, H. G. **Crane handbook: design data and engineering information used in the manufacture and application of cranes**. 3<sup>a</sup>. ed. Harvey: Whiting Corporation, 1967.

OLIVEIRA, M. I. R. D. **Análise estrutural de torres de transmissão de energia submetidas aos efeitos dinâmicos introduzidos pelo vento**. UERJ - Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: Centro de Tecnologia e Ciências. 2006. p. 130. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).

PEDROSA, T. D. L. **Arqueologia e interpretação: a criação de dois modelos arqueológicos para a Amazônia**. PUC-RS: Pontifícia Universidade do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: Programa de Pós-graduação em História. 2008. p. 93. Dissertação (Mestrado).

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. 7<sup>a</sup>. ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos S.A., 2000.

PITTA, J. A. A. **Ações devidas ao vento em edifícios de andares múltiplos, edifícios com coberturas do tipo shed e do tipo duas águas com lanternim**. Universidade de São Paulo. Campinas: Escola de Engenharia de São Carlos. 1987. p. 151. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas).

ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M. **Resposta estrutural de edifícios altos frente à ação dinâmica do vento**. Seminário sobre boas práticas para projetos de edifícios altos. Florianópolis: 53<sup>o</sup> Congresso Brasileiro do Concreto. 2011. p. 24.

ROMAN Engineering: bridges. **Wikipedia: the free encyclopedia**, 30 Outubro 2014. Disponível em: <[http://en.wikipedia.org/wiki/Roman\\_engineering](http://en.wikipedia.org/wiki/Roman_engineering)>. Acesso em: 19 Novembro 2014.

SAMARRA, F. A.; DARIO, M.; REQUENA, J. A. V. **Análise comparativa entre o método das tensões admissíveis e o método dos estados limites para**

**estruturas metálicas treliçadas de perfis tubulares.** Procedimentos do XXVI Congresso Ibero Latinoamericano em Métodos Computacionais na Engenharia. Guarapari: Associação Brasileira em Métodos Computacionais para Engenharia & Associação Latinoamericana em Métodos Computacionais na Engenharia. 2005. p. 11.

SANTOS, A. F. D. **Estruturas metálicas:** projetos e detalhes. 3ª. ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1977. ISBN CDD-621.182.

SECRETARIA DE CULTURA DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO. INEPAC - Instituto Estadual do Patrimônio Cultural. Disponível em: <<http://www.inepacnovo.rj.gov.br/>>. Acesso em: 25 Novembro 2014.

THE Iron Bridge & Tollhouse. **Ironbridge:** birthplace of industry. Disponível em: <<http://www.ironbridge.org.uk/our-attractions/the-iron-bridge-and-tollhouse/>>. Acesso em: 18 Novembro 2014.