

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**DESEMPENHO DINÂMICO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS  
DE PASSARELAS**

**SAMARA PIMENTEL PEREIRA**

**ORIENTADORA: GRACIELA NORA DOZ**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: MTARH.DM - 017 A/17**

**BRASÍLIA/DF: JUNHO – 2017**

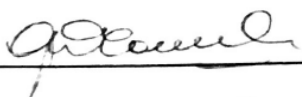
**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**DESEMPENHO DINÂMICO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE  
PASSARELAS.**

**SAMARA PIMENTEL PEREIRA**

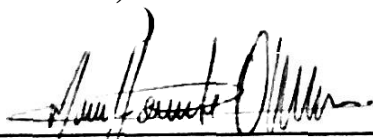
**DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE  
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE  
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU  
DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

**APROVADA POR:**



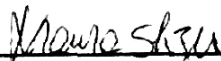
---

**Prof.ª Graciela Nora Doz, Dr. Ing (ENC-UnB)**  
**(Orientadora)**



---

**Prof. Marcos Honorato de Oliveira, Dr. (ENC-Un B)**  
**(Examinador Interno)**



---

**Prof.ª Maura Angélica Milfont Shzu, Dr. (FGA-UnB)**  
**(Examinador Externo)**

**BRASÍLIA/DF, 21 DE JUNHO DE 2017**

## FICHA CATALOGRÁFICA

PEREIRA, SAMARA PIMENTEL

Desempenho Dinâmico de Sistemas Estruturais de Passarelas [Distrito Federal] 2017. xvii, 130p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2017). Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Análise Dinâmica

2. Passarelas

3. Vibrações

4. Sistemas Estruturais

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PEREIRA., S.P. (2017). Desempenho Dinâmico de Sistemas Estruturais de Passarelas. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação MTARH.DM-17A/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 130p.

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Samara Pimentel Pereira

TÍTULO: Desempenho Dinâmico de Sistemas Estruturais de Passarelas.

GRAU: Mestre

ANO: 2017

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

---

Samara Pimentel Pereira  
Rua Urânio, nº 259, Amoreiras II.  
38.600-000 Paracatu – MG – Brasil.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, por me amparar nos momentos difíceis, me dar força interior para superar as dificuldades, mostrar o caminho nas horas de incertezas e por ter colocado pessoas tão especiais ao meu lado, sem as quais certamente eu não teria dado conta.

À minha orientadora Graciela Nora Doz, por sempre se mostrar disponível e disposta a ajudar. Por me mostrar o caminho da ciência, fazendo parte da minha vida nos momentos bons e ruins, sendo um exemplo de profissional e de mulher, a qual sempre fará parte da minha vida. Obrigada por todos os ensinamentos, pela paciência e por acreditar em mim.

À minha família pelo carinho, preocupação e incentivo.

Aos meus amigos de mestrado, pelos momentos divididos, pelo amparo e pelo apoio que recebi em todo esse período. Certamente, sem vocês a caminhada teria sido muito mais difícil e árdua.

Aos funcionários, a todos os professores e colegas do PECC pela disponibilidade, pelo aprendizado e pelo convívio.

Dedico esta dissertação àqueles que se fizeram presentes de uma maneira ou de outra e que contribuíram com esta minha conquista.

## **RESUMO**

### **DESEMPENHO DINÂMICO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PASSARELAS**

**Autora: Samara Pimentel Pereira**

**Orientadora: Graciela Nora Doz**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, junho de 2017**

A tendência de se criar projetos cada vez mais delgados e com grandes vãos leva as estruturas a serem mais sensíveis às cargas dinâmicas induzidas pelo homem e, conseqüentemente, mais suscetíveis a problemas de vibrações, despertando sérias preocupações com a segurança e com o conforto dos usuários. Para evitar o problema de vibrações excessivas em passarelas faz-se necessário o conhecimento da frequência de excitação imposta pelos usuários, bem como o conhecimento das características dinâmicas da estrutura. Neste trabalho, duas passarelas com diferentes materiais e concepções estruturais, submetidas às ações dinâmicas produzidas por pedestres, são estudadas numericamente com o uso do *software* ANSYS 15 e à luz de trabalhos de outros pesquisadores. Os resultados foram confrontados com prescrições normativas que têm especificado métodos para qualificar o desempenho estrutural dinâmico e a partir das simulações em diferentes cenários verifica-se que as passarelas estudadas podem apresentar problemas de vibrações excessivas na direção vertical.

## **ABSTRACT**

### **DYNAMIC PERFORMANCE OF STRUCTURAL FOOTBRIDGE SYSTEMS**

**Author: Samara Pimentel Pereira**

**Supervisor: Graciela Nora Doz**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, June of 2017**

The tendency to create projects increasingly slender and with large spans make the structures more sensitive to dynamic loads induced by man and, consequently, more susceptible to vibration problems, raising serious concerns about the safety and comfort of users . To avoid the problem of excessive vibrations on footbridges, it is necessary to know the frequency of excitation imposed by the users, as well as the knowledge of the dynamic characteristics of the structure. In this work, two footbridges with different materials and structural conceptions, submitted to the dynamic actions produced by pedestrians, are studied numerically with the use of ANSYS 15 software and in light of the work of other researchers. The results were confronted with normative prescriptions that have specified methods to qualify the dynamic structural performance and from the simulations in different scenarios it is verified that the studied footbridges can present problems of excessive vibrations in the vertical direction.

## SUMÁRIO

<b>1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
<b>1.1 – APRESENTAÇÃO E RELEVÂNCIA DO TEMA.....</b>	<b>17</b>
<b>1.2 – OBJETIVOS .....</b>	<b>19</b>
<b>1.3 – ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....</b>	<b>20</b>
<b>2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>21</b>
<b>3 – FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....</b>	<b>35</b>
<b>3.1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>35</b>
<b>3.2 – CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO DO PEDESTRE.....</b>	<b>35</b>
<b>3.2.1 – Comprimento do passo.....</b>	<b>35</b>
<b>3.2.2 – Velocidade de passo .....</b>	<b>36</b>
<b>3.2.3 – Frequência de passo .....</b>	<b>37</b>
<b>3.2.4 – Tempo de contato pé-pavimento .....</b>	<b>38</b>
<b>3.3 – DETERMINAÇÃO DAS FUNÇÕES DE CARGA .....</b>	<b>39</b>
<b>3.3.1 – Introdução .....</b>	<b>39</b>
<b>3.3.2 – Função de carga para ação de caminhar.....</b>	<b>40</b>
<b>3.3.3 – Função de carga para ação de correr .....</b>	<b>44</b>
<b>3.3.4 – Efeito multidão.....</b>	<b>45</b>
<b>3.3.5 – Interação pedestre-estrutura .....</b>	<b>46</b>
<b>4 – METODOLOGIAS DE ANÁLISES DO CONFORTO HUMANO.....</b>	<b>48</b>
<b>4.1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>48</b>
<b>4.2 – CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DO CONFORTO .....</b>	<b>48</b>
<b>4.2.1 – NBR 7190 : 1997 .....</b>	<b>48</b>
<b>4.2.2 – NBR 8800 : 2008 .....</b>	<b>49</b>
<b>4.2.3 – NBR 7188 : 2013 . .....</b>	<b>50</b>
<b>4.2.4 - NBR 6118 : 2014 .....</b>	<b>50</b>
<b>4.2.5 – ISO 10137 : 2007.....</b>	<b>51</b>
<b>4.2.6 – EUROCODE 1 : 2003.....</b>	<b>54</b>
<b>4.2.7 – EUROCODE 5 : 1997.....</b>	<b>56</b>
<b>4.2.8 – AASHTO : 2009 .....</b>	<b>59</b>
<b>4.2.9 – BS5400 .....</b>	<b>61</b>
<b>4.2.10 – ONT : 1991 .....</b>	<b>65</b>
<b>4.2.11 – CEB : 1991.....</b>	<b>67</b>
<b>4.2.12 – Sétra/AFGC : 2006 .....</b>	<b>69</b>



<b>5 – FERRAMENTA COMPUTACIONAL.....</b>	<b>80</b>
<b>5.1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>80</b>
<b>5.2 – TIPOS DE ANÁLISES.....</b>	<b>80</b>
<b>5.3 – ELEMENTOS FINITOS .....</b>	<b>80</b>
<b>5.4 – MALHA EM ELEMENTOS FINITOS.....</b>	<b>82</b>
<b>5.5 – TAXA DE AMORTECIMENTO.....</b>	<b>82</b>
<b>5.6 – ALGORITMO DE INTEGRAÇÃO .....</b>	<b>83</b>
<b>6 – ESTUDO DE CASOS.....</b>	<b>85</b>
<b>6.1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>85</b>
<b>6.2 – MODELO ESTRUTURAL I (ME-I) : PASSARELA DE GOIÂNIA .....</b>	<b>85</b>
<b>6.2.1 – Descrição do modelo.....</b>	<b>85</b>
<b>6.2.2 – Modelagem numérico-computacional do ME-I.....</b>	<b>90</b>
<b>6.2.3 – Análise Modal do ME-I.....</b>	<b>90</b>
<b>6.2.4 – Análise Transiente do ME-I .....</b>	<b>92</b>
6.2.4.1 – Avaliação das acelerações .....	102
<b>6.3 – MODELO ESTRUTURAL II (ME-II) : PASSARELA DE PIRACICABA) 105</b>	
<b>6.3.1 – Descrição do modelo.....</b>	<b>105</b>
<b>6.3.2 – Modelagem numérico-computacional do ME-I.....</b>	<b>110</b>
<b>6.3.3 – Análise Modal do ME-II .....</b>	<b>110</b>
<b>6.3.4 – Análise Transiente do ME-II.....</b>	<b>113</b>
6.3.4.1 – Avaliação das acelerações .....	122
<b>7 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>125</b>
<b>7.1 – CONCLUSÕES GERAIS .....</b>	<b>125</b>
<b>7.2 – CONCLUSÕES A RESPEITO DAS NORMAS ANALISADAS.....</b>	<b>125</b>
<b>7.3 – DISCUSSÃO SOBRE OS COMPORTAMENTOS ESTRUTURAIS.....</b>	<b>125</b>
<b>7.4 – RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....</b>	<b>127</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>128</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Modos de vibrar e frequências da passarela Dorew .....	23
Tabela 2.2 – Propriedades modais da passarela Solférino, sem amortecedores.....	36
Tabela 2.3 – Propriedades modais da passarela Millenium, sem amortecedor .....	36
Tabela 2.4 – Frequências naturais e modos de vibrações críticos do estudo de Magioni ...	36
Tabela 3.1 - Comprimento médio de passos .....	36
Tabela 3.2 - Velocidade média de passos.....	36
Tabela 3.3 - Frequências médias de passo.....	38
Tabela 3.4 - Coeficientes de Fourier para a componente vertical da ação de caminhar .....	43
Tabela 3.5 - Coeficientes de Fourier para a componente horizontal da ação de caminhar .	44
Tabela 3.6 - Coeficientes de Fourier para a componente vertical da ação de correr.....	45
Tabela 4.1 - Coeficientes numéricos para as atividades de caminhada e corrida.....	52
Tabela 4.2 - Valores de amortecimento para diferentes tipos de estrutura.....	53
Tabela 4.3 - Tipo HA de carga uniformemente distribuída.....	62
Tabela 4.4 - Coeficiente geométrico, k (BS 5400, 1978).....	64
Tabela 4.5 - Coeficientes dinâmicos para ação de caminhar – direção vertical.....	68
Tabela 4.6 - Acelerações limites de conforto para direção vertical, em $m/s^2$ .....	71
Tabela 4.7 - Acelerações limites de conforto para direção horizontal, em $m/s^2$ .....	71
Tabela 4.8 - Risco de ressonância para direção vertical e longitudinal.....	72
Tabela 4.9 - Risco de ressonância para direção horizontal.....	72
Tabela 4.10- Casos de carga a serem considerados na análise dinâmica .....	72
Tabela 4.11 - Densidade x classificação da passarela .....	73
Tabela 4.12 - Coeficiente de amortecimento estrutural.....	74
Tabela 4.13 - Cargas dinâmicas a serem aplicadas – Caso 1 .....	75
Tabela 4.14 - Densidade x classificação da passarela .....	76
Tabela 4.15 - Cargas dinâmicas a serem aplicadas – Caso 2 .....	77
Tabela 4.16 - Densidade x classificação da passarela .....	77
Tabela 4.17 - Cargas dinâmicas a serem aplicadas – Caso 3 .....	78
Tabela 6.1- Propriedades físicas dos materiais.....	89
Tabela 6.2 - Análise de vibrações livres do vão horizontal da passarela .....	91
Tabela 6.3 - Propriedades físicas dos materiais.....	109
Tabela 6.4 - Análise de vibrações livres do vão pênsil da passarela .....	111

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Passarela Kiev, Ucrânia. ....	22
Figura 2.2 - Ponte Dolerw, Reino Unido.....	23
Figura 2.3 - Representação gráfica de três modos de vibrar da Passarela Dorew.....	24
Figura 2.4 - Representação de cinco modos de vibrar da passarela de Singapura. ....	25
Figura 2.5 - Passarela Solferino, Paris, França.....	25
Figura 2.6 - Passarela Millenium, Londres, Inglaterra.....	27
Figura 2.7 - Aceleração lateral medida na passarela Millenium em testes de multidão.....	29
Figura 2.8 - Passarela Morca, Varallo Sesia, Itália. ....	29
Figura 2.9 - Descrição de cinco modos de vibrar da passarela Morca.....	30
Figura 2.10 - Passarela em Podgorica, Montenegro.....	31
Figura 2.11 - Passarela Toda Park, Japão.....	32
Figura 2.12 - Primeiro modo de vibrar: a) horizontal b) vertical c) longitudinal.....	33
Figura 2.13 - Passarela na Carolina do Norte/EUA instantes após o desmoronamento.....	34
Figura 3.1 - Relação entre frequência e comprimento de passo com a velocidade do movimento.....	37
Figura 3.2 - Relação dos parâmetros: contato pé-pavimento, frequência de passo e fator de amplificação de carga. ....	38
Figura 3.3 – Cargas geradas nas direções vertical e horizontal.....	39
Figura 3.4 – Representação das forças: vertical, horizontal e longitudinal.....	40
Figura 3.5 – Funções de carga propostos para caminhada lenta normal e rápida.....	41
Figura 3.6 - Variação da força e sobreposição da função de carga durante a caminhada ...	42
Figura 3.7 – Força aplicada pelos dois pés durante a atividade de caminhar.....	42
Figura 3.8 – Força provocada pela atividade humana de (a) caminhar e (b) correr.....	44
Figura 4.2 - Curva base para acelerações máximas no plano vertical.....	53
Figura 4.3 - Curva base para acelerações máximas no plano horizontal.....	54
Figura 4.4 - Relação entre frequência natural vertical, $f_{vert}$ , e coeficiente $k_{vert}$ .....	57
Figura 4.5 - Relação entre frequência natural horizontal, $f_{hor}$ , e coeficiente $k_{hor}$ .....	58
Figura 4.6 - Ábaco para determinação do coeficiente de resposta dinâmica, $\Psi$ .....	64
Figura 4.7 - Limite de aceleração para serviço, em função da frequência. ....	65
Figura 4.8 - Ábaco para determinação do coeficiente de resposta dinâmica, $\Psi$ .....	66
Figura 4.9 - Coeficiente geométrico, K. ....	66

Figura 4.10 - Fator de redução $\Psi$ para os casos 1 e 2 de caminhada.....	74
Figura 4.11 - Exemplo de aplicação de carga conforme amplitude de vibração.....	75
Figura 4.12 - Fator de redução $\Psi$ para o Caso 3 de caminhada.....	78
Figura 5.1 - Esquema do elemento BEAM188.....	81
Figura 5.2 - Esquema do elemento SHELL181.....	81
Figura 5.3 - Esquema do elemento MASS21.....	82
Figura 6.1 - Passarela metálica da BR 153 em Goiânia.....	86
Figura 6.2 - Seção transversal típica da passarela.....	86
Figura 6.3 - Detalhamento lateral da treliça: Módulo padrão.....	87
Figura 6.4 - Elevação da metálica da BR 153 em Goiânia.....	88
Figura 6.5 - Plano da travessia.....	89
Figura 6.6 - Plano da cobertura.....	89
Figura 6.7 - Modelo tridimensional criado no ANSYS.....	90
Figura 6.8 - Primeiro modo de vibração flexão horizontal – 1,33 Hz.....	91
Figura 6.9 - Primeiro modo de vibração flexão vertical – 1,88 Hz.....	92
Figura 6.10 - Carregamento vertical para frequência 2,0 Hz.....	95
Figura 6.11 - Carregamento vertical para frequência 2,55 Hz.....	96
Figura 6.12 - Representação parcial do carregamento dos Modelos II a IV para um pedestre trafegando.....	97
Figura 6.13 - Acelerações (a) e deslocamentos (b) encontrados conforme Modelo de carga I.....	98
Figura 6.14 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga II ....	99
Figura 6.15 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga III.	100
Figura 6.16 - Acelerações e deslocamentos obtidos conforme Modelo de carga IV .....	101
Figura 6.17 - Classificação da passarela quanto ao conforto conforme prescrições do Modelo de carga I.....	103
Figura 6.18 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga II e as prescrições normativas.....	103
Figura 6.19 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga III e as prescrições normativas.....	104
Figura 6.20 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga IV e as prescrições normativas.....	104
Figura 6.21 - Vista área da Passarela Pênsil de Piracicaba.....	105
Figura 6.22 - Esquema geral da passarela.....	106

Figura 6.23 - Elevação lateral.....	107
Figura 6.24 - Vista em planta .....	107
Figura 6.25 - Corte AA.....	108
Figura 6.26 - Detalhes das torres de suspensão .....	108
Figura 6.27 - Passarela Pênsil de Piracicaba .....	109
Figura 6.28 - Modelo tridimensional criado no ANSYS.....	110
Figura 6.29 - Primeiro modo de vibração flexão vertical – 1,27 Hz (Vista longitudinal). 111	
Figura 6.30 - Segundo modo de vibração flexão vertical – 2,55 Hz (Vista longitudinal). 111	
Figura 6.31 - Primeiro modo de vibração flexão horizontal – 1,57 Hz (Vista superior)... 112	
Figura 6.32 - Segundo modo de vibração horizontal com torção – 4,25 Hz (V. superior) 112	
Figura 6.33 - Primeiro modo de vibração de torção – 2,01 Hz (Vista longitudinal)..... 112	
Figura 6.34 - Segundo modo de vibração de torção – 3,42 Hz (Vista longitudinal)..... 112	
Figura 6.35 - Acelerações (a) e deslocamentos (b) encontrados conforme Modelo I..... 116	
Figura 6.36 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga II .. 117	
Figura 6.37 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga III. 118	
Figura 6.38 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga IV. 119	
Figura 6.39 - Classificação da passarela quanto ao conforto conforme prescrições do Modelo de carga I.....	122
Figura 6.40 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga II e as prescrições normativas.....	123
Figura 6.41 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga III e as prescrições normativas .....	123
Figura 6.42 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga IV e as prescrições normativas .....	124

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

$a_{hor}$	– aceleração na direção horizontal
$a_{vert}$	– aceleração na direção vertical
$a_{m\acute{a}x}$	– aceleração máxima
$a_{lim}$	– aceleração limite
$c_i$	– amortecimento para um $i$ -ésimo modo
$d$	– densidade
$d_{max}$	– deslocamento máximo
$f$	– frequência
$f_{crit}$	– frequência de excitação
$f_o$	– frequência fundamental
$f_{o,h}$	– frequência fundamental na direção vertical
$f_{o,v}$	– frequência fundamental na direção horizontal
$f_h$	– frequência no qual a ressonância pode ocorrer, na direção horizontal
$f_v$	– frequência no qual a ressonância pode ocorrer, na direção vertical
$f_p$	– frequência de passo
$g$	– aceleração da gravidade
$i$	– número que designa o harmônico
$k$	– coeficiente geométrico
$k_{vert}$	– coeficiente da norma Eurocode 5
$k_{hor}$	– coeficiente da norma Eurocode 5
$k_n$	– carga nominal
$\ln$	– logarítmico
$l_p$	– comprimento de passo
$m$	– metros
$m_i$	– frequência natural angular
$mm$	– milímetros
$n$	– número de harmônicos
$n_p$	– número de pedestres
$s$	– segundos
$t$	– tempo
$t_c$	– tempo de contato pé-pavimento

$\ddot{u}$	– aceleração
$\dot{u}$	– velocidade
$u$	– deslocamento
$A$	– área
Dim	– dimensões
$E$	– módulo de elasticidade
$E_L$	– módulo de elasticidade na direção longitudinal
$E_T$	– módulo de elasticidade na direção transversal
$E_R$	– módulo de elasticidade na direção radial
ELS	– estado limite de serviço
$F_v(t)$	– função de carga para a direção vertical
$F_h(t)$	– função de carga para a direção horizontal
Freq	– Frequência
$G$	– peso de uma pessoa
$G_{LR}$	– módulo de cisalhamento para a direção longitudinal-radial
$G_{LT}$	– módulo de cisalhamento para a direção longitudinal-transversal
$G_{TR}$	– módulo de cisalhamento para a direção transversal-radial
HA	– fator de carga em relação ao comprimento da passarela
Hz	– hertz
ISO	– organização internacional para padronização
Kg	– quilograma
$L$	– comprimento
$M$	– massa
ME-I	– modelo estrutural I
ME-II	– modelo estrutural II
$N$	– Newton
$N_{eq}$	– número equivalente de pedestres
NBR	– norma brasileira
$P$	– carga uniformemente distribuída
$S$	– área trafegável
Sim	– Simetria
TMD	– amortecedor de massa sintonizado
$V_p$	– velocidade de passo
$W$	– peso próprio

[C]	– matriz de amortecimento
[K]	– matriz de rigidez
[M]	– matriz de massa
A	– coeficiente de Rayleigh relacionado à matriz de massa
$\alpha_i$	– fator dinâmico de carga (ou coeficiente de Fourier) do i-ésimo harmônico
$\alpha_{i,h}$	– fator dinâmico de carga (ou coeficiente de Fourier) do i-ésimo harmônico, para a direção horizontal
$\alpha_{i,v}$	– fator dinâmico de carga (ou coeficiente de Fourier) do i-ésimo harmônico, para a direção vertical
$\beta$	– coeficiente de Rayleigh relacionado à matriz de rigidez
$\delta$	– decremento logarítmico
$\nu$	– coeficiente de Poisson
$y_s$	– deflexão estática decorrente da ação de um pedestre
$\xi$	– razão de amortecimento
$\xi_i$	– razão de amortecimento modal do i-ésimo modo de vibração
$\pi$	– pi
$\rho$	– massa específica
$\varphi_i$	– ângulo de fase do i-ésimo harmônico
$\varphi_{i,h}$	– ângulo de fase do i-ésimo harmônico, direção horizontal
$\varphi_{i,v}$	– ângulo de fase do i-ésimo harmônico, direção vertical
$\omega_i$	– frequência de vibração circular do i-ésimo modo
$\Delta_{DL}$	– deflexão máxima vertical causada pelo peso próprio
$\Delta t$	– intervalo de tempo
$\Sigma$	– somatório
$\phi$	– diâmetro
$\Psi$	– coeficiente de resposta dinâmica
$\Psi_r$	– fator de redução
$\Psi_{r,h}$	– fator de redução, para a direção horizontal
$\Psi_{r,v}$	– fator de redução, para a direção vertical



# **1 – INTRODUÇÃO**

## **1.1 – APRESENTAÇÃO E RELEVÂNCIA DO TEMA**

Com o crescimento dos centros urbanos e da necessidade de se criar uma infraestrutura para o bom funcionamento das cidades, soluções de transporte que permitam o deslocamento de pessoas de maneira eficiente em grandes centros e núcleos industriais faz se necessário. Desta maneira, o sistema viário em questão, dentre outras necessidades, deverá prever a construção de estruturas de passarelas, que se tornam cada vez mais presentes nas cidades, de modo a garantir a travessia segura de pedestres sobre vias expressas e o interligamento entre bairros.

As soluções técnicas utilizadas em passarelas abrangem sistemas estruturais e construtivos como vigas, treliças, arcos, estais ou suspensão por cabos, em suas diversas formas e combinações. Tais estruturas ainda podem ser classificadas pelo material empregado, sendo os mais comuns: concreto, aço e madeira.

Os critérios de escolha e definição do sistema estrutural podem levar em conta questões técnicas ligadas à implantação da passarela no local determinado, bem como questões de inserção e paisagismo urbano. Como exemplos podem ser citados, respectivamente, as passarelas em treliça e as passarelas pênsis e que serão objetos de estudo neste trabalho.

A utilização do aço em construções de obras civis vem ganhando destaque no Brasil nos últimos anos, apesar da grande carga cultural do uso do concreto armado e das diversas pesquisas que têm sido desenvolvidas na busca de melhoria das qualidades da madeira. No que diz respeito às treliças em aço e mistas (aço e concreto), estas promovem, principalmente, rapidez e versatilidade de execução, justificando o aumento do número de passarelas metálicas e mistas treliçadas em cidades com grande mobilidade urbana e de tráfego intenso de veículos. Esse sistema estrutural é composto por barras retas, submetidas praticamente apenas a esforços axiais de tração ou compressão, cujas ligações são concebidas como rótulas. O arranjo permite a construção de estruturas economicamente viáveis e de pouco peso. Já o sistema pênsil é basicamente formado por dois cabos principais, pendurados em torres e ancorados na extremidade, nos quais o tabuleiro está

suspensão por uma série de outros cabos. O principal elemento de sustentação desse arranjo são os cabos flexíveis projetados de forma a transferir as maiores cargas para a torre e para a ancoragem por tração. O tabuleiro pode ser configurado em vigas ou em treliça e aceita outros tipos de materiais, a citar, a madeira. A estrutura pode se apresentar de maneira leve e elegante, apresentando-se na paisagem urbana com imagem expressiva.

Com o desenvolvimento de pesquisas importantes na área da engenharia de estruturas e materiais, os últimos anos evidenciam uma melhoria nas propriedades mecânicas dos diferentes materiais usados na construção civil assim como métodos de dimensionamento inovadores. Isso tem gerado estruturas cada vez mais esbeltas, onde os traços arquitetônicos são considerados mais relevantes, e em alguns casos, as próprias limitações físicas e orçamentárias resultam em estruturas leves e com seção transversal reduzida.

No entanto, em estruturas como as passarelas, o aumento da flexibilidade pode acarretar sérios problemas vibratórios, comprometendo o conforto dos usuários, como consequência das vibrações provocadas principalmente por atividades humanas.

Passarelas estão frequentemente sujeitas a ações dinâmicas, de ordem periódica ou similar, causadas pelas cargas de pedestres enquanto estes trafegam pela estrutura. Tais carregamentos representativos de atividades como caminhar ou correr, ocorrem basicamente em baixas frequências, podendo ser igualadas às frequências naturais da estrutura, dando origem ao fenômeno conhecido como ressonância. Este fenômeno se caracteriza por uma amplificação importante das vibrações que pode comprometer o conforto dos usuários e em alguns casos, a segurança estrutural.

Portanto, para contornar o problema de vibrações excessivas em passarelas, faz-se necessário o conhecimento da frequência de excitação imposta pelos usuários, bem como o conhecimento das características dinâmicas da estrutura. Estas condições apuradas após uma análise dinâmica darão ao projetista subsídio para caracterizar a estrutura quanto a um comportamento adequado ou não, diante a ação gerada pelos pedestres.

Algumas normas e guias técnicos têm especificado métodos e parâmetros para qualificar o desempenho estrutural, sendo estes divididos em dois grupos: os que limitam as frequências próprias; e os que limitam os valores das acelerações. Entretanto, a análise

detalhada destas normas ainda indica muitas discrepâncias nas recomendações de umas e outras. A realização de conferências internacionais específicas para passarelas, como a Footbridge 2002, 2005, 2008, 2011 e 2014 realizadas respectivamente na França, Itália, Portugal, Polônia e Londres evidenciam a relevância do tema proposto. Apesar de todo esforço que vem sendo realizado, dificuldades são encontradas na quantificação do carregamento provocado pelos pedestres, pois muitas são as variáveis envolvidas no problema: o número e localização de pessoas susceptíveis de estarem simultaneamente sobre a passarela; rugosidade do piso; frequência, velocidade e comprimento dos passos; o grau de sincronismo de grupos de pedestres presentes na passarela (“*lock in*”), etc. Portanto, são usados modelos estatísticos representativos de modo a definir os dois movimentos básicos relevantes na estrutura: caminhar e correr.

À vista disso, entende-se que a análise dinâmica em passarelas induzidas por pedestres é um problema complexo que se estende aos diferentes tipos estruturais e às diversas normas em vigor. Muitas destas normas não apresentam métodos para avaliação dinâmica das passarelas, apontando apenas simplificações. Desta maneira, tais estruturas se tornam passíveis de serem projetadas sem a devida qualidade estrutural, resultando em estruturas insatisfatórias quanto ao conforto aos usuários e em alguns casos, até mesmo instáveis.

## **1.2 – OBJETIVOS**

Este trabalho tem como objetivo principal investigar numericamente o comportamento dinâmico de duas passarelas com diferentes projetos arquitetônicos e materiais, sujeitas a diferentes cenários de carregamentos impostos pelo tráfego de pedestres levando em consideração a ocorrência de vibrações verticais e horizontais. É proposto também analisar criticamente diferentes regulamentações existentes (AASHTO (2009), BS 5400, CEB 1991, Eurocode 1, Eurocode 5, ISO 10137, NBR 6118, NBR 7188, NBR 7190, NBR 8800, ONT 1991 e Sétra 2006) em relação a vibrações e critérios de conforto adotados para as passarelas.

### **1.3 – ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho é constituído de sete capítulos, sendo a introdução o primeiro deles, onde é abordada a visão geral do problema, destacando a importância da pesquisa, bem como os seus limites e objetivos.

O segundo capítulo refere-se à revisão bibliográfica. Nele é apresentado o problema de vibrações induzidas por atividades humanas como caminhar e correr. Também são apresentadas pesquisas de autores que contribuíram com os estudos da avaliação dinâmica em passarelas.

No terceiro capítulo são tratados os fundamentos teóricos. A princípio é feita a caracterização das ações do pedestre e dos parâmetros dinâmicos que influenciam na modelagem numérica, para posterior apresentação das formulações existentes para representar dinamicamente o modelo de caminhar e correr humano.

O quarto capítulo apresenta normas nacionais e internacionais que vigoram sobre as passarelas estudadas e que estabelecem parâmetros para avaliação do grau de conforto humano a ser verificado.

No quinto capítulo é apresentada a ferramenta computacional utilizada para a realização das análises deste estudo, onde é feita uma abordagem sobre os processos de modelagens numéricas, a incluir os tipos de análises realizadas, os elementos usados nos modelos e as taxas de amortecimento.

O sexto capítulo apresenta os modelos estruturais que serão tomados como casos para a investigação do comportamento dinâmico. As características físicas das estruturas são expostas, bem como as análises dinâmicas completas das duas passarelas. Posteriormente são feitas comparações com relação às prescrições normativas.

No sétimo capítulo são apresentadas as conclusões obtidas e sugestões de futuros trabalhos que podem ser elaborados para o aprofundamento deste tema.

## 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Usualmente as passarelas são dimensionadas considerando apenas cargas estáticas que supostamente deveriam reproduzir as solicitações externas, entre as quais uma das mais importantes é a originada pelo caminhar das pessoas. No entanto, a caracterização estática é insuficiente para descrever de forma apropriada os efeitos nas passarelas, tornando-se necessária a caracterização dinâmica do carregamento.

Com o desenvolvimento tecnológico, as passarelas frequentemente têm se tornado estruturas flexíveis e esbeltas, de maneira que as frequências naturais das mesmas encontram-se muitas das vezes no intervalo correspondente à frequência de excitação dinâmica provocada pela ação de caminhar, correr ou até mesmo saltar, que são realizadas pelo pedestre, favorecendo ainda mais o surgimento de problemas vibratórios.

No entanto, existem relatos registrados de antigos casos de falhas em passarelas, o que comprova que os problemas de vibrações nesse tipo de estrutura vêm sendo observados pelo homem há alguns séculos. Com os diversos artigos técnicos revisados, constata-se que tais problemas se manifestam em passarelas com diferentes sistemas estruturais e materiais, como consequência do desconhecimento ou inobservância desse fator na elaboração dos projetos.

Sabe-se que em 1154, na Inglaterra, uma passarela de madeira entrou em colapso sob o efeito de uma multidão que queria cumprimentar o arcebispo William, conforme relata Zivanovic (2005).

Em 1831, em Broughton, Reino Unido, houve a falha de uma passarela devido à carga humana dinâmica, enquanto 60 soldados marchavam sobre a mesma. Este fato resultou na colocação de avisos famosos em um número considerável de pontes com um alerta para que tropas não marchassem ao atravessar tais estruturas (Zivanovic, 2005).

Em 1958, em Kiev, Ucrânia, sobre o rio Dnieper uma passarela pênsil (Figura 2.1) teve de ser fechada por apresentar vibrações laterais excessivas. As frequências medidas mostraram que para um modo vertical e lateral a passarela apresentava frequências de 2,0 e

1,0 Hz, respectivamente. A amplitude máxima horizontal registrada foi de cerca de nove mm quando a passarela foi tomada por pedestres em um fim de semana (Blekherman,2005).



Figura 2.1 - Passarela Kiev, Ucrânia.

<http://greentourua.com/best-free-things-to-do-in-kiev/> Acesso em: 21 de abril de 2016.

Petterson (1972) *apud* Blekherman (2005) descreveu a vibração lateral de uma passarela em arco de aço. A frequência do primeiro modo lateral estava na faixa de 1,1 Hz e a frequência de passo dos pedestres em torno de 2,0 Hz. As vibrações foram explicadas como consequência de um balanço lateral do corpo humano que ocorria na metade da frequência de passo, resultando em vibrações de ressonância. O autor supôs uma sincronização dos passos dos pedestres com a vibração.

Em um trabalho realizado em 1985 pela Universidade de Bristol (Reino Unido), uma passarela pênsil de 50 m de comprimento, transpondo o Rio Severn e fornecendo acesso ao Dolerw Park em Newton, foi estudada analítica e experimentalmente. A ponte Dolerw, (Figura 2.2), era conhecida por ser susceptível à excitação por pedestres. Os estudos indicaram modos de vibrar envolvendo o tabuleiro, as torres e os cabos, onde o autor evidencia que em alguns casos a distinção destes nem sempre era tão clara, como por exemplo, o modo quatro que apresentava um acoplamento incomum (pendular) entre movimento horizontal e vertical, existindo ainda elemento de torção.

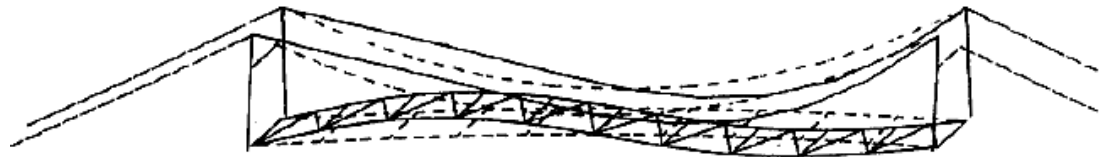


Figura 2.2 - Ponte Dolerw, Reino Unido (Brownjohn *et al.*, 1994)

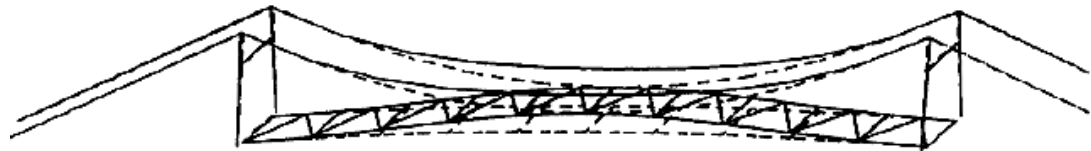
Dez importantes modos de vibrar encontrados na ponte estão resumidos na Tabela 2.1, seguidos das representações gráficas dos dois primeiros modos verticais e do primeiro modo horizontal, respectivamente, conforme Figura 2.3. Nas elevações, as linhas sólidas indicam as formas do modo, e as linhas tracejadas representam a forma original da passarela.

Tabela 2.1 - Modos de vibrar e frequências da passarela Dorew (Brownjohn *et al.*, 1994)

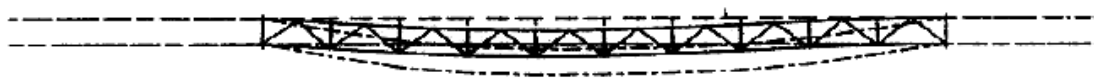
Identificação	Frequência Analítica (Hz)	Tipo/Sim. Analítica	Frequência Experim.	Tipo/ Sim. Experimental	Amortecimento Experim. (%)
1º Modo Vertical	0,885	Assimétrico	1,053	Assimétrico	2,68
2º Modo Vertical	1,226	Simétrico	1,227	Simétrico	0,50
3º Modo Vertical	1,874	Simétrico	1,874	Simétrico	0,84
4º Modo Vertical	3,094	Assimétrico	3,094	Assimétrico	0,27
1º Modo Horizon.	2,220	Simétrico	1,690	Simétrico	1,00
2º Modo Horizon.	-		6,980	Assimétrico	0,70
1º Modo Torção	3,239	Simétrico	3,56	Simétrico	0,84
2º Modo Torção	3,856	Assimétrico	4,78	Assimétrico	0,50
1º Modo do Cabo (Horizontal)	2,477	Simétrico	Sem info	Sem info	Sem info
2º Modo do Cabo (Horizontal)	2,529	Simétrico	Sem info	Sem info	Sem info



Modo 1 (Vertical – Assimétrico      Frequência: 1,053 Hz      Identificação: V1



Modo 2 (Vertical – Simétrico      Frequência: 1,227 Hz      Identificação: V2



Modo 4 (Horizontal – Simétrico      Frequência: 1,69 Hz      Identificação: L1

Figura 2.3 - Representação gráfica de três modos de vibrar da Passarela Dorew  
(Brownjohn *et al.*, 1994)

Após os testes realizados na passarela, o autor concluiu que estruturas flexíveis e leves, com baixo amortecimento, como a ponte Dorew, estão susceptíveis a acelerações significativas, que podem causar preocupação aos usuários, mesmo que os níveis de vibração não sejam capazes de prejudicar a estrutura (Brownjohn *et al.*, 1994).

Fujino *et al.* (1993) estudou uma passarela estaiada de 180 metros com forte vibração lateral. Cerca de 2.000 pedestres caminhavam simultaneamente sobre a estrutura quando a mesma congestionava. Vibrações verticais e laterais eram frequentemente observadas. As três primeiras frequências naturais verticais encontradas na passarela foram 0,7, 1,4 e 2,0 Hz, respectivamente.

Uma passarela pênsil localizada em Singapura e considerada uma atração turística, com extensão de 35 m, projetada apenas para cargas estáticas de pedestres e vento, foi analisada em 1995 por meio do método dos elementos finitos a fim de entender o comportamento da mesma no plano vertical, dada a presença de vibrações. Apesar de essa característica atrair os visitantes, o interesse de pesquisadores da área de estruturas foi manifestado, já que uma única pessoa ao caminhar pela passarela era capaz de produzir vibrações importantes antes



mesmo de atingir a metade do vão (Brownjohn, 1977). A Figura 2.4 apresenta o primeiro modo de vibrar horizontal e os dois primeiros modos verticais e de torção do tabuleiro, conforme modelo numérico desenvolvido.

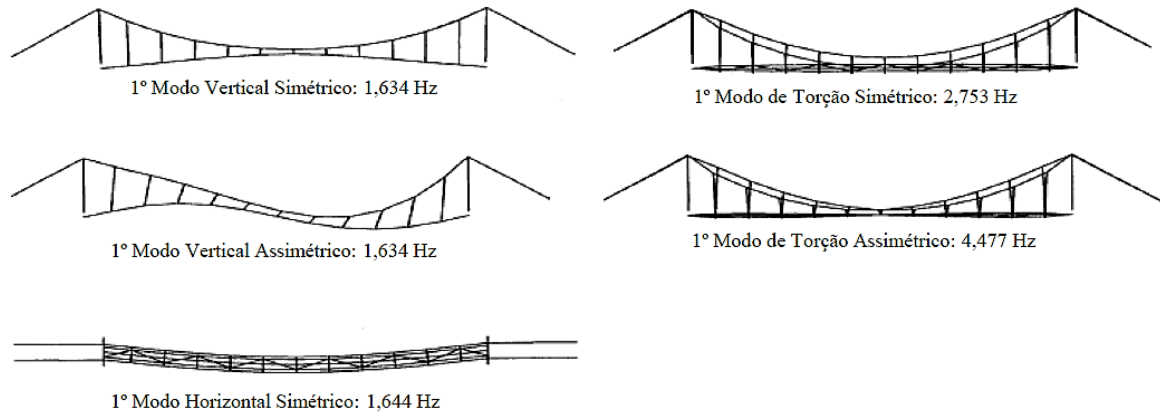


Figura 2.4 - Representação de cinco modos de vibrar da passarela de Singapura (Brownjohn,1977).

Em 15 de dezembro de 1999 em Paris, na França, uma passarela de aço com 140 m de comprimento, cortando o rio Sena, foi aberta ao público (Figura 2.5). Neste mesmo dia, oscilações laterais não previstas foram observadas na ponte que posteriormente teve de ser fechada.



Figura 2.5 - Passarela Solferino, Paris, França.

<https://chasetaylorinc.wordpress.com/2010/04/30/the-west-side-bridges-of-paris/>  
Acesso em 21 de abril de 2016.

Um extenso programa de ensaios foi realizado na passarela envolvendo testes modais e testes de multidão de pedestres, que identificaram três modos críticos de vibração. Um

modo horizontal com movimento de torção acoplado na frequência de 0,81 Hz e dois modos de torção a 1,94 e 2,22 Hz, respectivamente. As características dos seis primeiros modos de vibração são apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Propriedades modais da Passarela Solférino, sem amortecedores (Ingólfsson *et al.*, 2012)

Descrição	Frequência (Hz)	Amortecimento (%)	Amortecimento com 116 pessoas (%)
Modo Horizontal Simétrico	0,81	0,38	1,60
1º Modo Vertical Assimétrico	1,22	-	-
1º Modo Torção Assimétrico	1,59	0,20 - 0,50	-
1º Modo Vertical Simétrico	1,69	0,49	-
1º Modo Torção Simétrico	1,94	0,50	1,36
2º Modo Torção Simétrico	2,22	0,28	1,60

A primeira série de testes de multidões foi realizada em fevereiro de 2000 usando até 122 pessoas em diferentes tipos de atividades rítmicas, seguidos por testes de vibrações e monitoramento da ponte, até que se chegasse à instalação de quatorze TMD's (*tuned mass damper*) pesando 2500 kg cada, seis dos quais para suprimir as vibrações horizontais. Desta maneira, a frequência do modo lateral fundamental caiu para cerca de 0,7 Hz e o amortecimento aumentou para 3,5 %. Quase um ano após ser fechada, a passarela foi reaberta, em novembro de 2000 (Ingólfsson *et al.*, 2012).

A passarela Millenium, em Londres, que conecta a Catedral St. Paul e a Galeria Tate, através do rio Tâmis, foi inaugurada em 10 de junho de 2000. Com uma extensão sul de 108 m, uma extensão central de 144 m e uma extensão norte de 81 m, a passarela totaliza 333 m de comprimento. O piso em seção caixão em alumínio cria uma superestrutura muito leve (Figura 2.6).



Figura 2.6 - Passarela Millenium, Londres, Inglaterra  
<http://britainexplorer.com/listing/millennium-bridge/>. Acesso em 21 de abril de 2016.

No dia da sua inauguração, cerca de 80 a 100 mil pessoas se reuniram para atravessar a passarela, que contou com até duas mil pessoas presentes transitando sobre a mesma em um dado momento, resultando em uma densidade máxima em torno de 1,3 a 1,5 pessoas/m<sup>2</sup>. Uma das principais observações feitas no dia da sua inauguração foi que a passarela apresentava um comportamento de instabilidade. A ponte vibrava excessivamente quando congestionada por grandes multidões e reduzia substancialmente as oscilações quando o número de pedestres sobre a estrutura se reduzia ou até mesmo quando os mesmos paravam de andar. Foram identificadas vibrações de alta amplitude em quatro modos de vibração diferentes. No vão sul da estrutura a uma frequência de 0,8 Hz, no vão central com frequências iguais a 0,48 Hz e 0,95 Hz representando os dois primeiros modos laterais, respectivamente e no vão norte a uma frequência de cerca de 1 Hz (Ingólfsson *et al.*, 2012). A Tabela 2.3 exhibe as características de quatro modos de vibrações verticais e horizontais da estrutura.

Tabela 2.3 - Propriedades modais da passarela Millenium, sem amortecedor  
(Ingólfsson *et al.*, 2012)

Descrição	Frequência (Hz)	Amortecimento (%)	Massa Modal (t)
1º Modo Horizontal (vão central)	0,48 – 0,49	0,75 – 0,77	128 – 130
1º Modo Horizontal (vão sul)	0,80 – 0,81	0,6 – 0,7	172
2º Modo Horizontal (vão central)	0,95 – 0,99	1,30	145 – 148
1º Modo Horizontal (vão norte)	1,04	0,32	113
3º Modo Horizontal (vão central)	1,15 – 1,16	0,80	155
4º Modo Horizontal (vão central)	1,54 – 1,55	0,55	140
5º Modo Horizontal (vão central)	1,89 – 1,91	0,58 -0,65	135
6º Modo Horizontal (vão central)	2,32 – 2,33	0,95	135

Em 12 de junho de 2000, dois dias após a sua inauguração, foi decidido que a ponte fecharia ao público até que se fosse desenvolvida e implementada uma solução para o problema. Nos 18 meses subsequentes a passarela passou por um extenso programa de testes semelhantes aos ocorridos em Paris na Passarela Solférino. Em 19 de dezembro de 2000, foram realizados testes de multidão com 275 pessoas. Os ensaios mostraram que para certo número de pedestres, a resposta era limitada, mas um pequeno aumento além de um número crítico resultava em amplitudes de resposta divergentes. No total, 14 testes foram executados, a maioria destes com um aumento gradativo do número de pedestres sobre a estrutura, resultando na instalação de 37 amortecedores viscosos e 29 pares de TMDs de ação vertical. De acordo com Dallard *et al.* (2001), em um relatório dos testes realizados chegou-se à conclusão de que o fenômeno ocorrido na Millenium poderia ocorrer em qualquer ponte com uma frequência lateral abaixo de 1,3 Hz quando carregada com um número suficiente de pedestres. A Figura 2.7 mostra duas histórias de tempo de resposta de aceleração lateral, medidas em duas séries de testes diferentes.

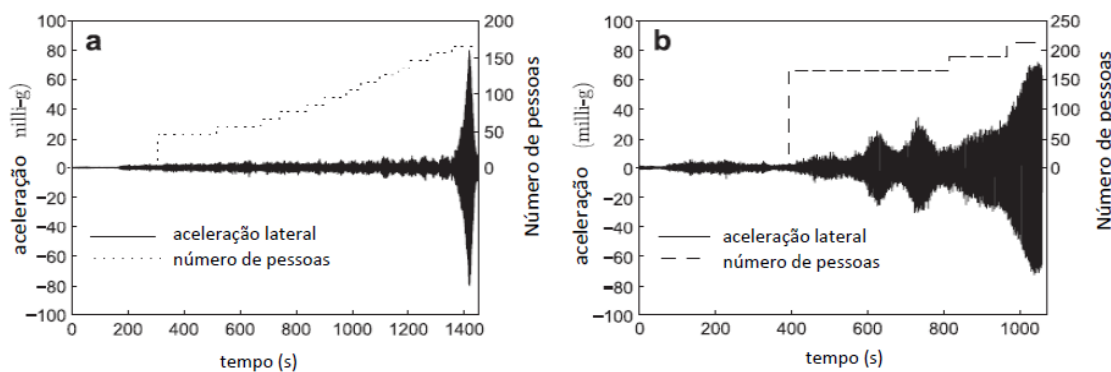


Figura 2.7 - Aceleração lateral medida na passarela Millenium em testes de multidão (Ingólfsson *et al.*, 2012)

Em janeiro de 2002, foram realizados os ensaios finais após a instalação dos dispositivos de amortecimento e, desde a sua reabertura, não foram comunicadas vibrações excessivas na ponte (Ingólfsson *et al.*, 2012).

A passarela Morca construída com sistema de piso em placas de madeira maciça e suportada por dois pares de cabos (Figura 2.8), situada em Varallo Sesia, no norte da Itália, com 92 m de comprimento, integrando o patrimônio cultural da região, foi estudada numericamente em 2007 por pesquisadores do Departamento de Engenharia Estrutural da Politécnica de Milão, a fim de caracterizar alguns parâmetros modais (frequências naturais, modos de vibrar e razões de amortecimento), e contribuir com um modelo de monitoramento a longo prazo da mesma (Gentile & Gallino, 2008).



Figura 2.8 - Passarela Morca, Varallo Sesia, Itália.

<http://www.minube.co.uk/photos/place/792401/85000>. Acesso em: 21 de abril de 2016

Os resultados da análise modal em termos de frequências naturais que permitiram a identificação de cinco modos de vibrar estão resumidos na Figura 2.9.

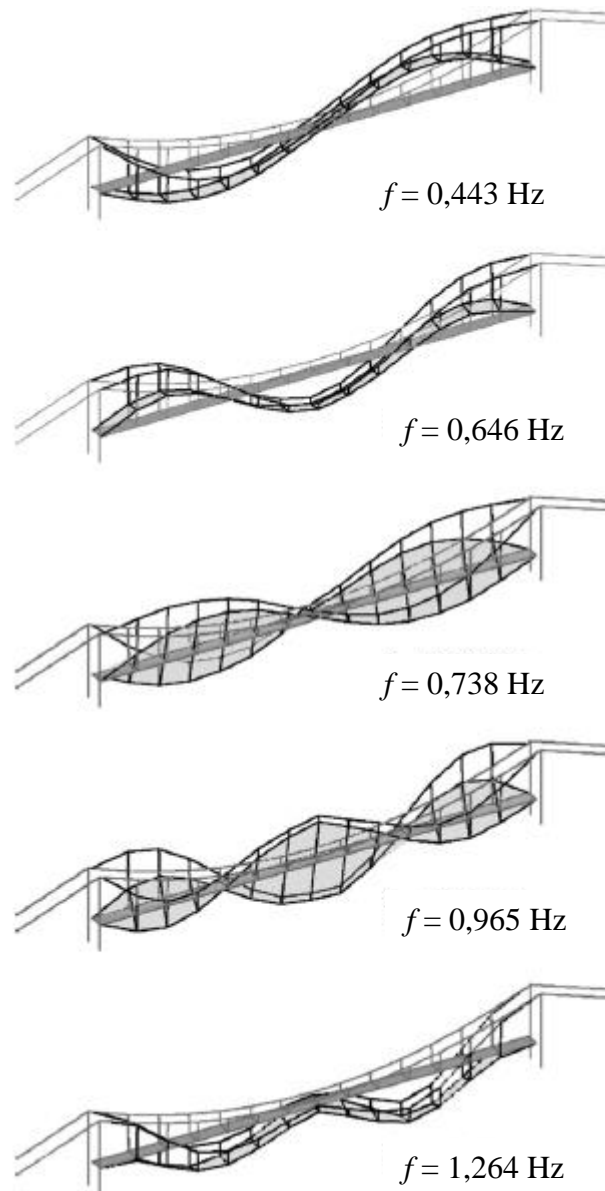


Figura 2.9 - Descrição de cinco modos de vibrar da passarela Morca (Gentile & Gallino, 2008).

Zivanovic (2008), em um trabalho realizado sobre uma passarela localizada em Podgorica, capital de Montenegro, com comprimento total de 104 m, sendo 78 m entre duas colunas inclinadas, conforme Figura 2.10, registrou para o primeiro modo de vibração vertical a frequência de 2,04 Hz e amortecimento modal baixo de 0,22%.



Figura 2.10 - Passarela em Podgorica, Montenegro (Zivanovic, 2008).

A resposta da estrutura em termos de acelerações de pico para a excitação de uma única pessoa foi de até  $0,5 \text{ m/s}^2$  para caminhada livre e  $0,7 \text{ m/s}^2$  para caminhadas controladas com metrônomo em ressonância. Ao comparar tais resultados com o que prescreve diretrizes como a ISO 10137 (2012) e ONT (1991), observa-se que a estrutura apresenta acelerações acima do permitido, o que pode resultar em certo desconforto aos usuários. Além disso, Zivanovic (2008) concluiu que a única norma/guia, dentre as analisadas em seu trabalho, que pôde lidar com o cenário de tráfego normal de pedestres dando uma estimativa bastante razoável da resposta medida, foi o guia Sétra (2006), ainda que se perceba a necessidade de uma adaptação na sua implementação. Portanto, as normas/guias devem ser usadas com cautela. O pesquisador acredita que talvez tal procedimento seja uma esperança para as normas de projetos e passe a ser usado diariamente na concepção de novas estruturas.

Segundo Ingólfsson *et al.* (2012), um dos incidentes mais citados de vibrações laterais excessivas ocorridos no século passado está relacionado com a passarela Toda Park, no Japão, ilustrada na Figura 2.11 A mesma é estaiada e possui 179 metros de comprimento total, com frequência natural na faixa de 0,9 a 1,0 Hz, na direção lateral.



Figura 2.11 - Passarela Toda Park, Japão (Ingólfsson *et al.*, 2012).

A passarela apresentou fortes vibrações laterais com amplitudes de até 10 mm, provocando medo e desconforto aos usuários. Relata-se que durante um evento, a aceleração lateral era de uma ordem de grandeza maior do que o previsto. Análises de vídeo mostraram que cerca de 20% das pessoas mantinham seus movimentos sincronizados com os movimentos da passarela, e esta observação foi usada para descrever o fenômeno de sincronização de fase pedestre-estrutura, também conhecido como *lock in*.

Magioni (2016) ao estudar uma passarela mista (aço e concreto), composta por duas treliças com vão livre de 54 m e largura igual a 2,5 m observou que a mesma apresentava frequências naturais em faixas consideradas críticas, conforme descrito na Tabela 2.4. Os primeiros modos: horizontal, vertical e longitudinal encontrados são apresentados na Figura 2.12.

Tabela 2.4 - Frequências naturais e modos de vibrações críticos do estudo de Magioni (2016).

Identificação	Frequência (Hz)
1° Modo Horizontal	1,03
1° Modo Longitudinal	1,31
1° Modo Vertical	2,26



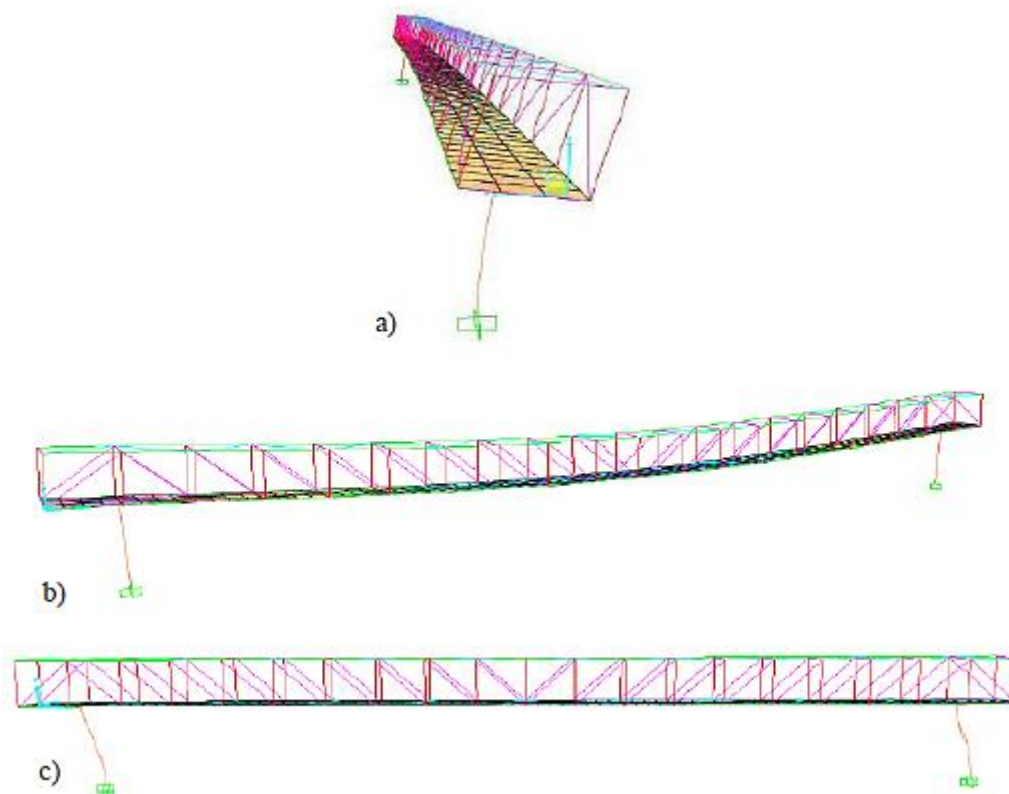


Figura 2.12 - Primeiro modo de vibrar: a) horizontal b) vertical c) longitudinal (Magioni, 2016)

Após as verificações dos critérios de conforto, constatou-se que a passarela apresentava aceleração superior ao limite estabelecido em algumas normas, apontando desta forma que os usuários da estrutura poderiam eventualmente sentir desconforto ao usar a passarela.

À vista disso, observa-se que há um aumento no número de passarelas que tem apresentado alguma forma de dano estrutural devido às cargas dinâmicas, resultando assim em uma maior preocupação dos pesquisadores. Fato este, evidenciado principalmente após os ocorridos em Paris e Londres.

Apesar de não ser uma ocorrência regular, a passarela ilustrada na Figura 2.13, localizada na Carolina do Norte, fundamenta a preocupação com o comprometimento estrutural oriundos de vibrações excessivas, onde a carga produzida por uma multidão durante a saída após um evento esportivo deixou mais de 90 pessoas feridas.



Figura 2.13 - Passarela na Carolina do Norte/EUA instantes após o desmoronamento. <http://www1.folha.uol.com.br/fol/inter/ult21052000.htm>. Acesso em: 21 de abril de 2016

De acordo com Ingólfsson *et al.* (2012), contribuições de artigos em uma primeira conferência internacional dedicada ao projeto e comportamento dinâmico de passarelas (*Footbridge* 2002), atraiu pesquisadores, engenheiros e arquitetos de todo o mundo e diversos grupos de trabalhos foram criados de maneira a tentar definir diretrizes de projeto para tais estruturas. O primeiro guia internacional foi publicado em 2005 pela FIB (*Fédération Internationale du Béton*), lidando com projeto geral de passarelas. Documentos mais recentes que tratam especificamente sobre o comportamento dinâmico de passarelas e que são amplamente utilizados incluem diretrizes como Sétra (2006) e o livro “*Footbridges Vibration Design*” que é baseado em contribuições científicas de um workshop organizado durante a terceira conferência internacional de passarelas (*Footbridge* 2008).

Portanto, o problema de vibrações em tais estruturas tem se tornado um importante tema de investigação científica ao longo dos anos e nas últimas décadas, em especial, vários trabalhos relacionados ao estado limite de serviço (ELS) têm sido publicados.

## **3 – FUNDAMENTOS TEÓRICOS**

### **3.1 – INTRODUÇÃO**

A fim de verificar o estado limite de serviço (ELS) relacionado às vibrações devido às ações dos pedestres em passarelas, torna-se necessário definir as cargas dinâmicas impostas pelos mesmos, e, portanto, um modelo analítico que expresse essas ações corretamente deve ser formulado para que se possa aplica-lo em um projeto. Tais cargas dependem consideravelmente de um grande número de variáveis que incluem o tipo de calçado, o tipo de pavimento e o tipo de movimento induzido pelo homem, resultando em uma modelagem de força dinâmica razoavelmente complexa. Sabe-se que ao se mover em uma passarela, o pedestre produz uma força dinâmica variável no tempo e no espaço, que pode ser representada pelas componentes: vertical, horizontal e longitudinal.

De acordo com Zivanovic (2005) *apud* Grandic (2015) a maioria das pesquisas lida com a determinação da componente vertical, já que a sua magnitude é muito maior do que das outras duas componentes. Além disso, as forças dinâmicas causadas pelo caminhar das pessoas são mais investigadas, embora as passarelas possam ser expostas também a atividade de corrida.

Estudos realizados por diferentes pesquisadores apontam que o movimento humano de caminhar e correr gera um carregamento dinâmico periódico na estrutura, cujos principais parâmetros são: comprimento, velocidade, frequência de passo e tempo de contato pé-pavimento.

### **3.2 – CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO DO PEDESTRE**

#### **3.2.1 – Comprimento do passo**

O comprimento de passo ( $l_p$ ) definido como a distância entre dois passos consecutivos, refere-se à distância entre dois pontos sequentes de carregamento na passarela. A Tabela 3.1 apresenta valores médios apresentados por Bachmann e Ammann (1987) e por Gonilha *et al.* (2013) em seus estudos após a realização de numerosos experimentos

Tabela 3.1 - Comprimento médio de passos

Movimento	Comprimento de Passo (m)	
	Bachmann e Ammann (1987)	Gonilha <i>et al.</i> (2013)
Caminhada Lenta	0,60	~ 0,55
Caminhada Normal	0,75	~ 0,67
Caminhada Rápida	1,00	~ 0,86
Corrida Lenta	1,30	-
Corrida Rápida	1,75	-

Este parâmetro pode variar devido às diferentes alturas do corpo e comprimento das pernas entre um indivíduo e outro.

### 3.2.2 – Velocidade de passo

A velocidade de passo ( $V_p$ ) representa a velocidade média de deslocamento de uma pessoa. Os mesmos autores já citados no item anterior apresentam valores médios para este parâmetro, que podem ser vistos na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Velocidade média de passos

Movimento	Velocidade do Movimento (m/s)	
	Bachmann e Ammann (1987)	Gonilha <i>et al.</i> (2013)
Caminhada Lenta	1,10	0,78 ± 0,06
Caminhada Normal	1,50	1,20 ± 0,07
Caminhada Rápida	2,20	1,81 ± 0,18
Corrida Lenta	3,30	-
Corrida Rápida	5,50	-

### 3.2.3 – Frequência de passo

Definida como o número de passos dados em um intervalo de tempo de um segundo, a frequência de passo ( $f_p$ ) é considerada o principal parâmetro para a caracterização da ação do pedestre e é usualmente expressa em hertz (Hz). Este parâmetro se encontra em função do comprimento ( $l_p$ ) e velocidade do passo ( $V_p$ ) e pode ser expressa pela equação (Eq. 3.1):

$$f_p = \frac{V_p}{l_p} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Dada a interdependência dos três parâmetros acima, Wheeler (1986) *apud* Zivanovic *et al.* (2005), através de vários estudos, pode relacioná-los graficamente, conforme apresentado na Figura 3.1.

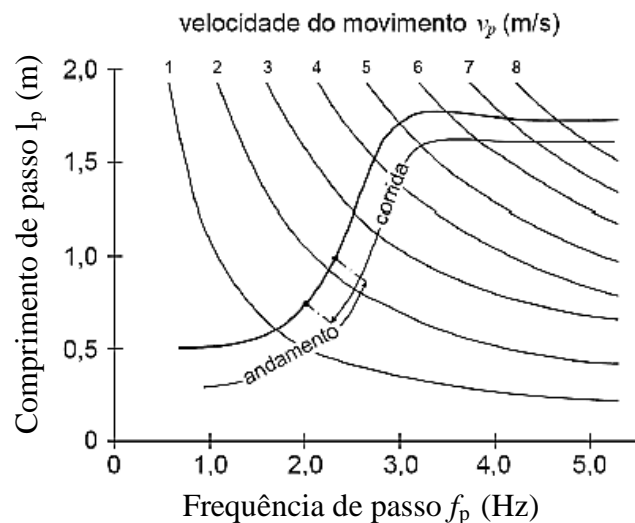


Figura 3.1 - Relação entre frequência e comprimento de passo com a velocidade do movimento (Zivanovic *et al.*, 2005)

Entende-se que para a direção horizontal e longitudinal, a frequência básica é igual à metade da frequência de passo, uma vez que são necessários dois passos para que um ciclo do movimento do pedestre nestas direções seja completado e volte a ser repetido.

A partir de vários estudos e experimentos, pesquisadores foram capazes de quantificar as frequências de passos que caracterizam as ações humanas usuais em estruturas de passarelas, como pode ser visto na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Frequências médias de passo

Movimento	Frequência (Hz)			
	Bachmann e Ammann (1987)	Gonilha <i>et al.</i> (2013)	J. Strásky (2005)	Wheeler (1982)
Caminhada Lenta	~ 1,70	1,36 ± 0,10	1,40 – 1,70	1,40 – 2,40
Caminhada Normal	~ 2,00	1,76 ± 0,16	1,70 – 2,20	1,40 – 2,40
Caminhada Rápida	~ 2,30	1,81 ± 0,13	2,20 – 2,40	1,40 – 2,40
Corrida Lenta	~ 2,50	-	1,90 – 2,20	1,90 – 3,30
Corrida Normal	-	-	2,20 – 2,70	1,90 – 3,30
Corrida Rápida	> 3,20	-	2,70 – 3,30	1,90 – 3,30

Alguns autores consideram uma frequência de passo dominante de 2,0 Hz para a ação vertical de caminhar dos pedestres, enquanto outros supõem uma faixa de 1,2 a 2,2 Hz (Blekhman, 2005).

### 3.2.4 – Tempo de contato pé-pavimento

É o tempo em que um dos pés do pedestre permanece em contato com o piso. O tempo de contato pé-pavimento ( $t_c$ ) é inversamente proporcional à frequência de passo, ou seja, quanto maior a frequência, menor será o tempo de contato. Essa dependência pode ser vista na Figura 3.2 proposta por Wheeler (1986) *apud* Bachmann e Ammann (1987).

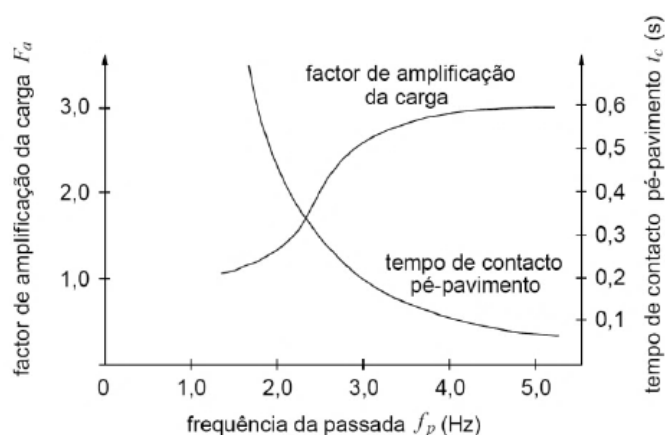


Figura 3.2 - Relação dos parâmetros: contato pé-pavimento, frequência de passo e fator de amplificação de carga (Bachmann e Ammann, 1987).

### 3.3 – DETERMINAÇÃO DAS FUNÇÕES DE CARGA

#### 3.3.1 – Introdução

Sabe-se que ao se mover, o pedestre produz uma força dinâmica que varia no tempo e no espaço, que pode ser representada por três componentes: vertical, horizontal e longitudinal. A componente vertical é produzida pelo impacto periódico dos pés na plataforma, alternadamente. Já a componente lateral é gerada pelo movimento periódico do corpo quando o pedestre troca de perna ao dar o passo, e, portanto, sua frequência básica será metade da frequência de passo. A Figura 3.3 evidencia as diferenças entre as duas componentes. Finalmente, a componente longitudinal é resultante do atrito entre o pé e a plataforma, assim como das acelerações e desacelerações do corpo nessa direção. Convém evidenciar que as três componentes apresentam um comportamento periódico. Até recentemente, as ações dinâmicas dos movimentos do corpo humano eram modeladas por uma função harmônica simples com uma frequência igual à frequência de passo. No entanto, nos últimos anos, estudos de caso e resultados de pesquisas mostraram que os harmônicos superiores também podem ser críticos e desencadear um comportamento estrutural insatisfatório (Bachmann, 1992).

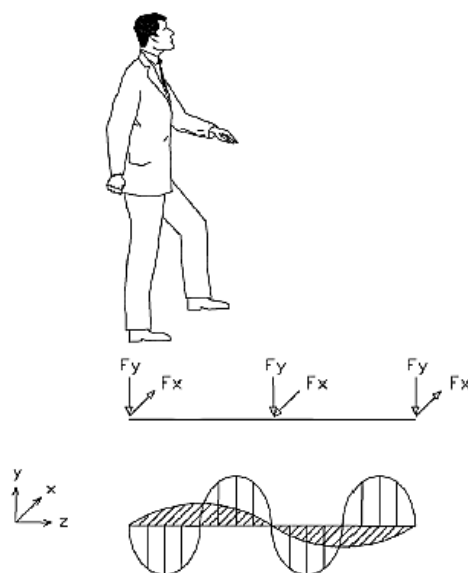


Figura 3.3 – Cargas geradas nas direções vertical e horizontal (Santos, 2011).

Bachmann e Ammann (1987) em seus estudos destacam que os principais parâmetros que afetam as funções de carga estão relacionados com a frequência de passo, o peso e o sexo do pedestre, o calçado usado (ou a falta dele) e a rugosidade do piso.

### 3.3.2 – Função de carga para ação de caminhar

A força gerada pelo caminhar humano, como já mencionado, apresenta parcelas em diferentes direções, e em geral, a parcela vertical é considerada a mais importante por apresentar magnitude superior às demais. No entanto, em passarelas com alta flexibilidade, as componentes horizontais não podem ser consideradas desprezíveis. A Figura 3.4 apresenta as três componentes de forças ao longo do tempo.

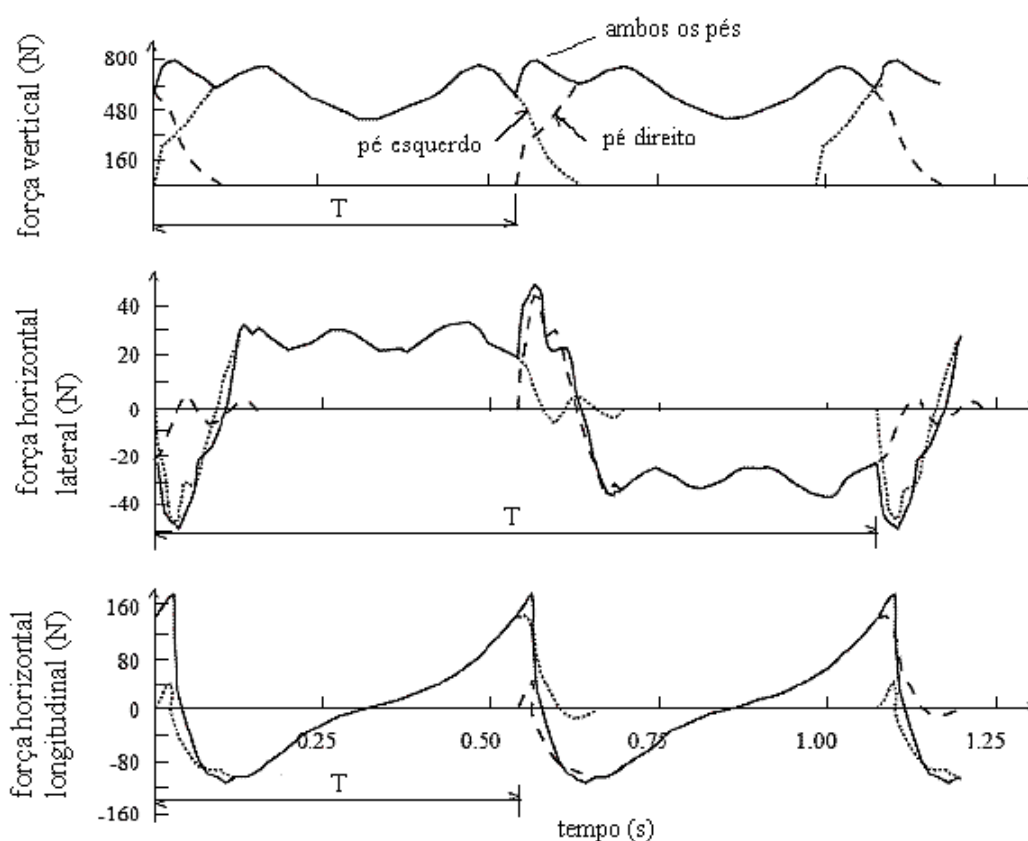


Figura 3.4 – Representação das forças: vertical, horizontal e longitudinal (Zivanovic *et al.*, 2005)

Dada a quantidade de parâmetros que influenciam a função de carga, os resultados de diferentes investigações variam muito, influenciados também pelo procedimento de ensaio e pela técnica de medição.



A Figura 3.5 exemplifica as funções de cargas obtidas a partir de três tipos de movimentos de caminhada (lenta, normal e rápida), adquiridas em investigações experimentais e numéricas sobre o comportamento dinâmico de uma passarela sob cargas induzidas por pedestres, realizadas pelo departamento de engenharia civil da Universidade Técnica de Lisboa (Gonilha *et al.*, 2013). Uma comparação com os resultados obtidos por Bachmann e Ammann (1987) *apud* Gonilha *et al.* (2013) também é apresentada.

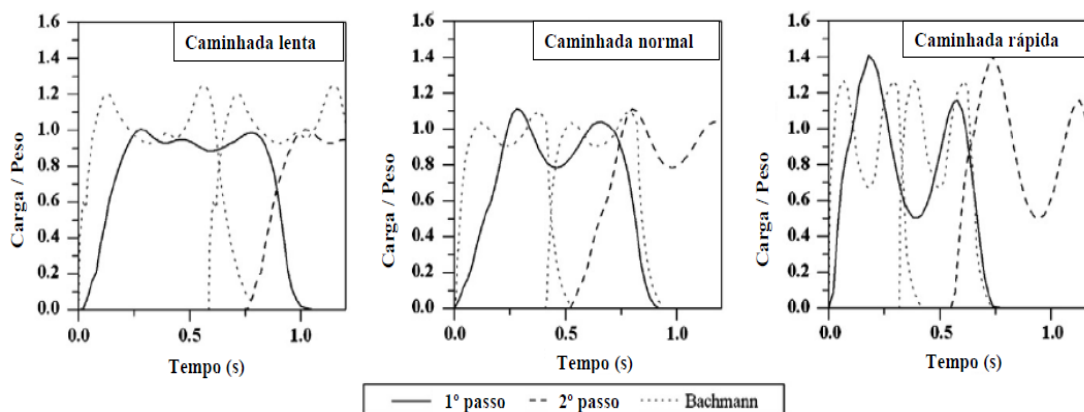


Figura 3.5 – Funções de carga propostas para caminhada lenta, normal e rápida (Gonilha *et al.*, 2013)

A forma da função para a atividade de caminhar com uma frequência de passo média é semelhante a uma sela. Os dois máximos de carga observáveis são resultantes do pisar com o calcanhar e do movimento de empurrar o pé. Esta forma desaparece com o aumento da frequência de passo até um máximo único de subida e descida acentuada, quando a pessoa está correndo.

Durante a caminhada, um dos pés está sempre em contato com o piso, de modo a existir uma sobreposição das cargas. Um esquema da variação da força vertical aplicada para o movimento de caminhada, bem como o fenômeno de sobreposição durante a marcha é ilustrado na Figura 3.6.

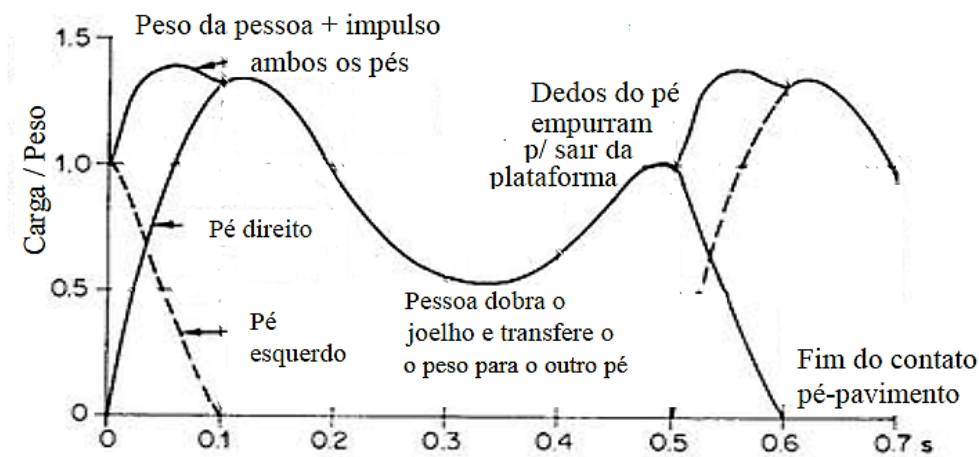


Figura 3.6 - Variação da força e sobreposição da função de carga durante a caminhada

Portanto, dada a sobreposição das cargas, a força para a ação total do pedestre durante uma caminhada normal é representada na Figura 3.7, elaborada por Kerr e Bishop (2001).

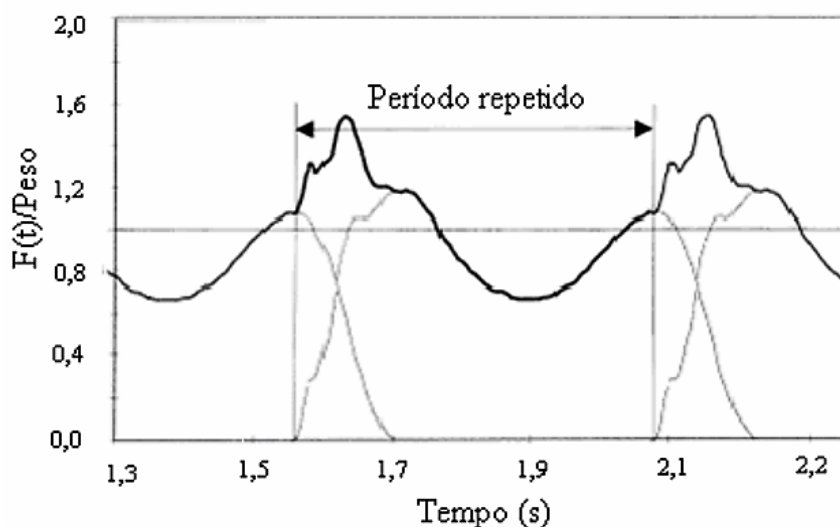


Figura 3.7 – Força aplicada pelos dois pés durante a atividade de caminhar (Kerr e Bishop, 2001)

Segundo Bachmann e Ammann (1987), a função de carga para a atividade de caminhar, considerada periódica, pode ser idealizada através de séries de Fourier como sendo a soma de uma parcela constante, devido ao peso do pedestre (parcela estática), e uma parcela flutuante, representativa da carga dinâmica, conforme descrito pela Eq.3.2:

$$F_p(t) = G + \alpha_1 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_p \cdot t) + \alpha_2 \cdot \sin(4 \cdot \pi \cdot f_p \cdot t - \varphi_2) + \alpha_3 \cdot \sin(6 \cdot \pi \cdot f_p \cdot t - \varphi_3) \quad (\text{Eq.3.2})$$

Onde:

- $G$  = peso de uma pessoa (geralmente assumido como 800N);  
 $\alpha_i$  = fator dinâmico de carga (ou coeficiente de Fourier) do  $i$ -éssimo harmônico;  
 $f_p$  = frequência de passo [Hz];  
 $\varphi_i$  = ângulo de fase do  $i$ -éssimo harmônico relativo ao 1º harmônico;  
 $t$  = tempo [s];

O resultado da soma destas parcelas (estática e dinâmica) representa o efeito total da ação periódica imposta sobre a passarela. Para a direção horizontal a parcela estática é, naturalmente, nula, sendo representada apenas pela contribuição dinâmica.

Os coeficientes de Fourier ( $\alpha_i$ ), determinados a partir de medições experimentais, são objetos de intensas pesquisas no meio científico e discordâncias nos valores dados por diversos autores são encontradas. As Tabelas 3.4 e 3.5 exemplificam tais parâmetros para as direções vertical e horizontal. Assim como os  $\alpha_i$ , os ângulos de fase ( $\varphi_i$ ) têm sido estudados e uma abordagem conservadora é obtida através da introdução de um ângulo de 90° para as contribuições harmônicas abaixo da ressonância (ISO 10137, 2012).

Tabela 3.4 - Coeficientes de Fourier para a componente vertical da ação de caminhar

Har môni cos	Coeficiente de Fourier				
	Bachmann e Ammann (1987)	Schulze <i>apud</i> Bachmann e Ammann (1987)	Young (2001)	Blachard <i>et</i> <i>al.</i> <i>apud</i> Zivanovic (2005)	ISO 10137 (2007)
$\alpha_1$	0,4.G [Para $f = 2,0$ Hz] 0,5.G [Para $f = 2,4$ Hz]	0,37 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	$0,41.(f - 0,95) \leq 0,56$ [Para $1 \leq f \leq 2,8$ Hz]	0,257 [Para $4 \leq f \leq$ Hz]	$0,37.(f-1)$ [Para $1,2 \leq f \leq 2,4$ Hz]
$\alpha_2$	0,1.G [Para $f \sim 2,0$ Hz]	0,1 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	$0,069 + 0,0056f$ [Para $2 \leq f \leq 5,6$ Hz]	-	0,1 [Para $2,4 \leq f \leq 4,8$ Hz]
$\alpha_3$	0,1.G [Para $f \sim 2,0$ Hz]	0,12 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	$0,033 + 0,0064f$ [Para $3 \leq f \leq 8,4$ Hz]	-	0,06 [Para $4,8 \leq f \leq 9,6$ Hz]
$\alpha_4$	-	0,04 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	$0,013 + 0,0065f$ [Para $4 \leq f \leq 11,2$ Hz]	-	0,06 [Para $2,4 \leq f \leq 4,8$ Hz]
$\alpha_5$	-	0,08 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	-	-	-

Tabela 3.5 - Coeficientes de Fourier para a componente horizontal da ação de caminhar

Harmônicos	Coeficiente de Fourier			
	Bachmann e Ammann (1987)	Schulze <i>apud</i> Bachmann e Ammann (1987)	Sétra (2006)	ISO 10137 (2007)
$\alpha_1$	0,1	0,039 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	0,05 [Para $f = 2,0$ Hz]	0,1 [Para $1,2 \leq f \leq 2,0$ Hz]
$\alpha_2$	0,1	0,01 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	0,01 [Para $f = 2,0$ Hz]	-
$\alpha_3$	-	0,043 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	0,05 [Para $f = 2,0$ Hz]	-
$\alpha_4$	-	0,012 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	0,01 [Para $f = 2,0$ Hz]	-
$\alpha_5$	-	0,015 [Para $f \leq 2,0$ Hz]	-	-

### 3.3.3 – Função de carga para ação de correr

Ao contrário do que ocorre durante a caminhada, a atividade humana de correr é caracterizada por apresentar maiores frequências de passo, apresentando em seu comportamento uma interrupção do contato do pé com o solo e, portanto, a função de carga em relação ao tempo para esta atividade é idealizada matematicamente com uma variação do que é proposto para a atividade de caminhar. Tal variação é aplicada ao modificar os valores dos coeficientes de Fourier, de maneira a permitir o uso da ideia da formulação anteriormente apresentada. A Figura 3.8 expõe a diferença entre a atividade de caminhar e correr, imposta pelo pedestre.

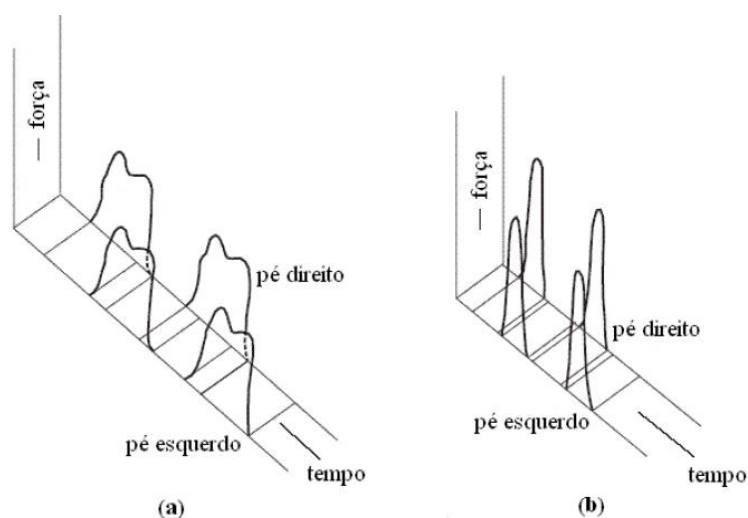


Figura 3.8 – Força provocada pela atividade humana de (a) caminhar e (b) correr (Zivanovic *et al.*, 2005)

A Tabela 3.6 exhibe valores de  $\alpha$  mencionados por diferentes autores. Entretanto, a obtenção destes coeficientes é limitada, visto que a maioria dos métodos de análise dinâmica em passarelas, objetos principais deste estudo, desconsidera esta ação.

Tabela 3.6 - Coeficientes de Fourier para a componente vertical da ação de correr

Harmônicos	Coeficiente de Fourier		
	Bachmann <i>et al.</i> (1995) <i>apud</i> Zivanovic <i>et al.</i> (2005)	Rainer <i>et al.</i> (1988) <i>apud</i> Zivanovic <i>et al.</i> (2005)	ISO 10137 (2007)
$\alpha_1$	1,6 [Para $2,0 \leq f \leq 3,0$ Hz]	$\sim 1,4$ [Para $2,5 \leq f \leq 4,0$ Hz]	1,4 [Para $2,0 \leq f \leq 4,0$ Hz]
$\alpha_2$	0,7 [Para $2,0 \leq f \leq 3,0$ Hz]	$\sim 0,4$ [Para $3,0 \leq f \leq 8,0$ Hz]	0,4 [Para $4,0 \leq f \leq 8,0$ Hz]
$\alpha_3$	0,2 [Para $2,0 \leq f \leq 3,0$ Hz]	$\sim 0,1$ [Para $4,8 \leq f \leq 9,0$ Hz]	0,1 [Para $6,0 \leq f \leq 12,0$ Hz]
$\alpha_4$	-	$\sim 0,1$ [Para $6,5 \leq f \leq 9,5$ Hz]	-

### 3.3.4 – Efeito multidão

Diariamente, as passarelas estão sujeitas à ação simultânea de várias pessoas, fazendo com que a análise dinâmica dessas estruturas seja complexa, uma vez que cada pedestre possui suas próprias características, como peso, frequência e velocidade de passo (variabilidade inter-pessoa – diferentes pessoas geram diferentes forças e por isso possuem diferentes potenciais de excitação). Parâmetros como o comprimento e velocidade de passo podem ainda variar ao longo do percurso individual (variabilidade intra-pessoa – um pedestre dificilmente repete dois passos exatamente iguais). Além disso, o comportamento dos pedestres está condicionado a vários estímulos, como o comportamento das pessoas ao seu redor e do grupo como um todo.

Na previsão da resposta estrutural induzida por grupos de pessoas, muitas das vezes as cargas usadas são simplificadas, não levando em consideração a interação entre a multidão e a estrutura e entre os pedestres.

No entanto, em faixas de baixas frequências, o comportamento dinâmico do corpo humano é caracterizado por apresentar considerável amortecimento, conforme relata Nimmen *et al.*

(2017) a partir de um abrangente estudo numérico realizado com até 225 pedestres, suportado por observações experimentais em larga escala.

Inúmeros testes de identificação modal realizados por Shahabpoor *et al* (2017) em um protótipo de passarela com mais de 150 pessoas, andando ou de pé sobre a estrutura, em grupos de duas a 15 pessoas, novamente evidenciam que pedestres caminhando são capazes de gerar amortecimento estrutural. Sabe-se que, em situações diferentes daquela esperada pelo pedestre, o mesmo pode modificar seu comportamento de diversas formas. Portanto, a implementação computacional fica ainda mais difícil.

Desta maneira, algumas aproximações simples são feitas, de modo a assumir uma probabilidade de ocorrência de sincronização entre os pedestres, conforme prescrições feitas por Matsumoto *et al.* (1978) e posteriormente aprimoradas pelo Órgão Francês Sétra (2006) e que serão detalhadas no próximo capítulo.

### **3.3.5 – Interação pedestre-estrutura**

A interação dinâmica pedestre-estrutura pode ser definida como a influência que o homem exerce nas propriedades dinâmicas das estruturas que ocupam. Em passarelas, essa temática tem ganhado importância crescente e tem sido objeto de constante investigação.

Basicamente, essa interação mostra-se relevante em dois aspectos: nas propriedades dinâmicas da passarela, principalmente frequência e amortecimento, que podem sofrer alterações com a presença de pedestres, e nas características das ações humanas, que podem se alterar em função da resposta da estrutura e do comportamento de outros usuários.

Principalmente após os problemas de vibrações ocorridos durante as inaugurações das Passarelas Millenium e Solférino, a atenção de vários pesquisadores se voltou à análise dessa interação, uma vez que foi percebido que a presença de pessoas sobre a estrutura provocava alterações na frequência e amortecimento das referidas passarelas. Além disso, foi observada a presença de sincronização entre o movimento de vários usuários, bem como entre o movimento do pedestre e da estrutura.

Sabe-se que resposta humana ao movimento do piso é um fenômeno bastante complexo que envolve a magnitude do movimento, o ambiente em questão e a sensibilidade humana.

A hipótese de sincronização vertical é pouco provável, dada a dificuldade de adaptação dos pedestres ao movimento vertical da passarela, o que implica que seja adicionado algum amortecimento à estrutura. (Bachmann *et al.*, 1995)

Segundo Dallard *et al.* (2001) as pessoas são menos estáveis lateralmente que verticalmente, e por isso mais sensíveis ao movimento lateral, o que as leva a modificarem a frequência de passo quando estão submetidas a vibrações laterais, procurando assim acompanhar os movimentos da estrutura. Deste modo, quanto mais pedestres sincronizam seus movimentos, maior se torna a amplitude de vibração.

Este fenômeno pelo qual uma multidão de pedestres, com frequências e fases randômicas, vão gradualmente tendo sua frequência sincronizada com a da estrutura, e entram em fase com o movimento da mesma, podendo ocorrer nas direções vertical e horizontal é conhecido como *lock in*. Este efeito só diminui quando é reduzido o número de pessoas sobre a estrutura ou quando estas cessam seus movimentos.

De acordo com Brownjohn *et al.* (2008) não há mecanismos conhecidos que levem em consideração a sincronização de pedestres em multidões, e, portanto, esta é uma área que precisa de mais pesquisas.

As diretrizes, em sua maioria, utilizam de uma abordagem conservadora de modelo de carga que considera a atuação de um único pedestre, com a opção de uso de um fator de multiplicação (para a resposta na direção vertical) ou um número crítico de pessoas (para a resposta na direção horizontal). No entanto, essa simplificação, se excessiva, pode inibir fatores de interesse para a estrutura, como mudança no amortecimento, e consequentemente, a resposta estrutural em termos de vibrações pode ser comprometida. (Brownjohn *et al.* 2008)

## **4 – METODOLOGIAS DE ANÁLISES DO CONFORTO HUMANO**

### **4.1 – INTRODUÇÃO**

Embora os critérios de conforto humano em relação às vibrações sejam conhecidos há muitos anos, só recentemente tornou-se prático aplica-los em projetos. Muitas pesquisas nas últimas décadas têm lidado com o problema de prever com segurança a resposta à vibração induzida pela atividade humana.

Neste capítulo são apresentadas as principais metodologias para análise de passarelas, que seguem duas linhas distintas. A primeira linha, baseada na análise das frequências, exclui a necessidade de uma análise dinâmica por fazer menção à exclusão de faixas de frequências consideradas críticas (aquelas situadas num intervalo de atuação das cargas induzidas pelos pedestres). A segunda linha diz respeito à avaliação do nível de aceleração da estrutura, onde limites são especificados, de maneira a assegurar o conforto dos usuários.

Observa-se que a falta de modelos de cargas dinâmicas definidos para a verificação do estado de serviço em relação às vibrações e a falta de especificações de quais as ações dos pedestres que devem ser consideradas na verificação dos requisitos de projeto é algo ainda bastante presente, significando que as verificações de conforto são realizadas caso a caso, dependendo do projetista. Em alguns casos, a metodologia de análise apresentada baseia-se em uma análise estática equivalente, ou seja, despreza-se o comportamento dinâmico produzido pela movimentação das pessoas. E em outros casos, a metodologia para análise é dinâmica baseada no cálculo aproximado da resposta máxima da estrutura. A seguir algumas metodologias são apresentadas, bem como os parâmetros pelos quais as mesmas se baseiam.

### **4.2 – CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DO CONFORTO: NORMAS E RECOMENDAÇÕES PARA O PROJETO DE PASSARELAS**

#### **4.2.1 – NBR 7190 : 1997 – Projeto de estruturas de madeira**

A norma brasileira que serve de guia para projetos de estruturas de madeira não apresenta indicação de critérios de frequência e aceleração para passarelas. A indicação se dá apenas



a pisos residenciais e de escritórios, e, caso fossem estendidas às passarelas, resultaria em estruturas robustas e antieconômicas, uma vez que a norma estabelece que a frequência fundamental seja superior a 8 Hz.

#### **4.2.2 – NBR 8800 : 2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**

A norma NBR 8800 (2013) expande seus princípios e também se torna aplicável às estruturas de passarelas. Novidade esta, estabelecida na última revisão da norma, já que a edição anterior expunha que as recomendações prescritas eram limitadas a casos de edifícios, não podendo ser generalizadas a outros tipos de estruturas.

A norma atualizada oferece ao responsável técnico a possibilidade de uso de procedimentos mais precisos, desde que aceitos pela comunidade técnico-científica e acompanhados de estudos que mantenham um nível de segurança, caso esta norma apresente soluções construtivas de maneira simplificada.

É estabelecido que em nenhum caso a frequência fundamental da estrutura deverá ser inferior a 3,0 Hz.

$$f_o \geq 3,0 \text{ Hz.}$$

É apresentada ainda, uma avaliação simplificada da questão de vibrações em pisos causadas pelas atividades humanas normais:

- Pisos com pessoas caminhando, considerando as vigas como bi apoiadas, usando as combinações frequentes de serviço e deslocamento vertical total do piso (causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, mais ações variáveis) não superior a 20 mm:

$$f_o \geq 4 \text{ Hz.}$$

- Pisos com pessoas saltando, considerando as vigas como bi apoiadas, usando as combinações frequentes de serviço com deslocamento não superior a 9,0 mm:

$$f_o \geq 6 \text{ Hz.}$$

- Pisos com pessoas saltando repetitivamente, considerando as vigas como bi apoiadas, usando as combinações frequentes de serviço com deslocamento não superior a 9,0 mm:

$$f_o \geq 8 \text{ Hz.}$$

No entanto, a norma é clara ao dizer que a avaliação descrita acima pode não constituir uma solução apropriada para o problema.

#### **4.2.3 – NBR 7188 : 2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.**

A norma brasileira que dita questões relacionadas às cargas móveis em passarelas (NBR 7188, 2013) estruturas foco deste estudo, apresenta conceitos estáticos para a representação da ação humana e, conseqüentemente, nenhum parâmetro relacionado ao conforto dos pedestres. É estabelecido que uma carga uniformemente distribuída, deve ser aplicada sobre o pavimento entre os guarda-corpos, na posição mais desfavorável. O valor proposto é:

$$P = 5,0 \text{ kN/m}^2, \text{ não majorado.}$$

Com tal simplificação, a norma faz uma análise estática equivalente. A última edição (2013) acrescenta um item a respeito de passarelas esbeltas, leves e sensíveis à ação dinâmica de pedestres, principalmente em estruturas de aço, mistas, estaiadas ou penséis onde a norma firma a necessidade da comprovação da estabilidade global da estrutura e da verificação dos diversos elementos estruturais através de modelos dinâmicos, apesar de não propor metodologias para tal.

#### **4.2.4 - NBR 6118 : 2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.**

As orientações normativas referentes à NBR 6118 (2014) seguem a primeira linha apresentada, no qual são feitas exclusões de faixas de frequências consideradas críticas. Nenhum critério relacionado ao conforto de usuários de passarelas é exposto. Na sua edição mais recente, a norma recomenda afastar o máximo possível a frequência própria da estrutura ( $f_o$ ) da frequência de excitação ( $f_{crit}$ ). A condição a ser satisfeita é dada pela Eq.4.1:

$$f_o \geq 1,2 f_{crit} \quad (\text{Eq.4.1})$$

Na falta de valores determinados experimentalmente, pode ser adotado o valor de 4,5 Hz para  $f_{crit}$ . em passarelas.

#### 4.2.5 – ISO 10137 : 2007 – Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations.

A Organização Internacional para Padronização (ISO 10137, 2007) fornece diretrizes a partir de parâmetros introduzidos de maneira a permitir o cálculo da resposta provocada por atividades humanas em passarelas. Ao analisar questões relacionadas ao estado limite de serviço de vibrações, para base de projeto, aborda desde a caracterização da força dinâmica produzida pela ação humana, até os critérios de conforto a serem adotados.

A força produzida por uma pessoa, realizando atividades repetitivas é representada como uma função do tempo por uma sequência de impulsos, conforme Figura 4.1.

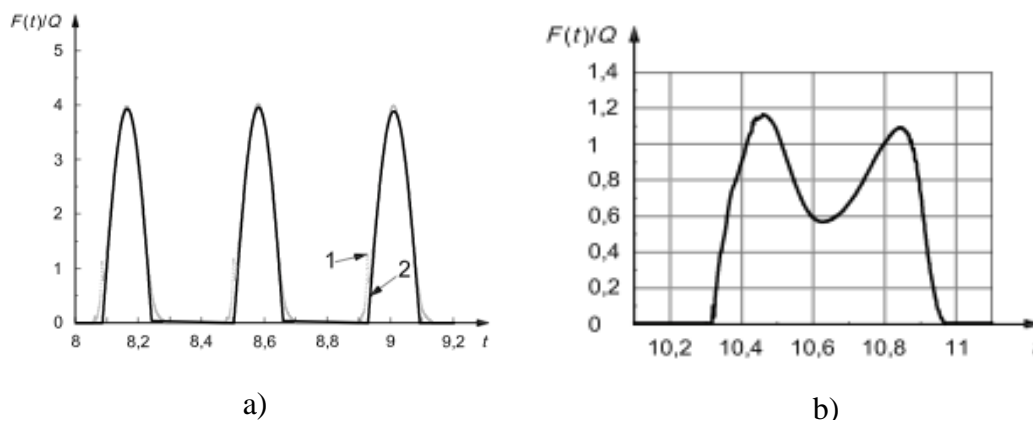


Figura 4.1 – Força produzida pela atividade humana de a) pular e b) caminhar (ISO 10137, 2007).

As ações são representadas matematicamente através de séries de Fourier, conforme as equações 4.2 e 4.3:

$$F_v(t) = G. (1 + \sum_{i=1}^n \alpha_{i,v} \sin(2. \pi. i. f_p. t + \varphi_{i,v})) \text{ para a direção vertical (N)} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

$$F_h(t) = G. (1 + \sum_{i=1}^n \alpha_{i,h} \sin(2. \pi. i. f_p. t + \varphi_{i,h})) \text{ para a direção horizontal (N)} \quad (\text{Eq.4.3})$$

Onde:

- $G$  = peso de uma pessoa, considerado como 700 N;
- $\alpha_{i,v}$  = fator dinâmico de carga (ou coeficiente de Fourier) do  $i$ -ésimo harmônico para a direção vertical;
- $\alpha_{i,h}$  = fator dinâmico de carga (ou coeficiente de Fourier) do  $i$ -ésimo harmônico para a direção horizontal;
- $f_p$  = frequência de passo (que para a direção horizontal é metade do valor da direção vertical), em Hz.
- $\phi_{i,v}$  = ângulo de fase do  $i$ -ésimo harmônico, direção vertical;
- $\phi_{i,h}$  = ângulo de fase do  $i$ -ésimo harmônico, direção horizontal;
- $n$  = número de harmônicos considerados necessários para caracterizar a ação;
- $i$  = número que designa o harmônico;
- $t$  = tempo, em segundos.

Exemplos de coeficientes para uma série contínua de passos para vários harmônicos para as atividades de caminhar e correr são apresentados na Tabela 4.1

Tabela 4.1 - Coeficientes numéricos para as atividades de caminhada e corrida (ISO 10137, 2007).

Atividade	Número do Harmônico (i)	Faixa de frequência de passo (Hz)	Coeficiente Numérico para a direção vertical ( $\alpha_{i,v}$ )	Coeficiente Numérico para a direção horizontal ( $\alpha_{i,h}$ )
Caminhar	1	1,2 a 2,4	0,37. ( $f-1,0$ )	0,1
	2	2,4 a 4,8	0,1	
	3	3,6 a 7,2	0,06	
	4	4,8 a 9,6	0,06	
	5	6,0 a 12,0	0,06	
Correr	1	2 a 4	1,4	0,2
	2	4 a 8	0,4	
	3	6 a 12	0,1	

Uma abordagem conservadora para o ângulo de fase é obtida através da introdução de um ângulo de 90° para as contribuições harmônicas abaixo da ressonância. Na ausência de valores mais precisos, podem-se utilizar os valores de amortecimento de vibrações verticais dados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Valores de amortecimento para diferentes tipos de estrutura (ISO 10137, 2007).

Tipo de Estrutura	Razão de Amortecimento ( $\xi$ )
Aço com piso em epóxi	0,5
Mista (aço e concreto)	0,6
Concreto Armado ou Protendido	0,8

A verificação de projeto deve ser estabelecida de acordo com o tráfego de pedestres a ser admitido na passarela durante a sua vida útil, considerando os seguintes cenários:

- um pedestre atravessando a passarela e outro no meio do vão;
- um fluxo médio de pedestres, com base numa taxa de ocorrência diária;
- um fluxo grande de pedestres; e
- eventos festivos e/ou coreográficos ocasionais.

E, após a análise dinâmica, o nível de vibrações na direção vertical, em termos de aceleração ( $m/s^2$ ), não deve exceder os obtidos na curva de base da Figura 4.2, majorado por um fator igual a 60, exceto quando uma ou mais pessoas estiverem ainda na passarela (tal como o primeiro cenário), nesse caso um fator de majoração igual a 30 deve ser aplicado.

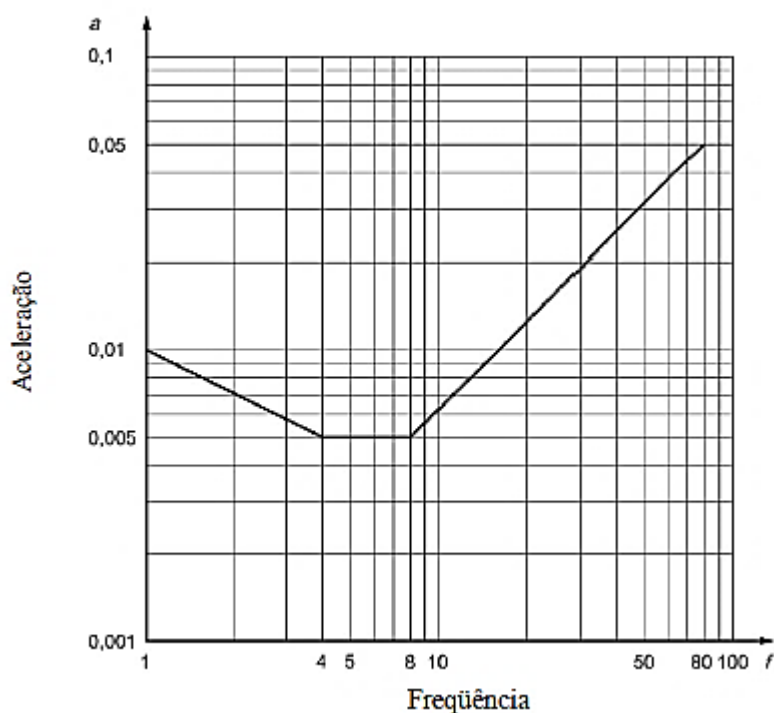


Figura 4.2 - Curva base para acelerações máximas no plano vertical (ISO 10137, 2007).

Vibrações horizontais induzidas pelo tráfego de pedestres não devem exceder 60 vezes a curva de base para a direção horizontal, dada na Figura 4.3, que assim como na figura anterior, é representada no eixo das ordenadas pela aceleração e no eixo das abcissas pela frequência.

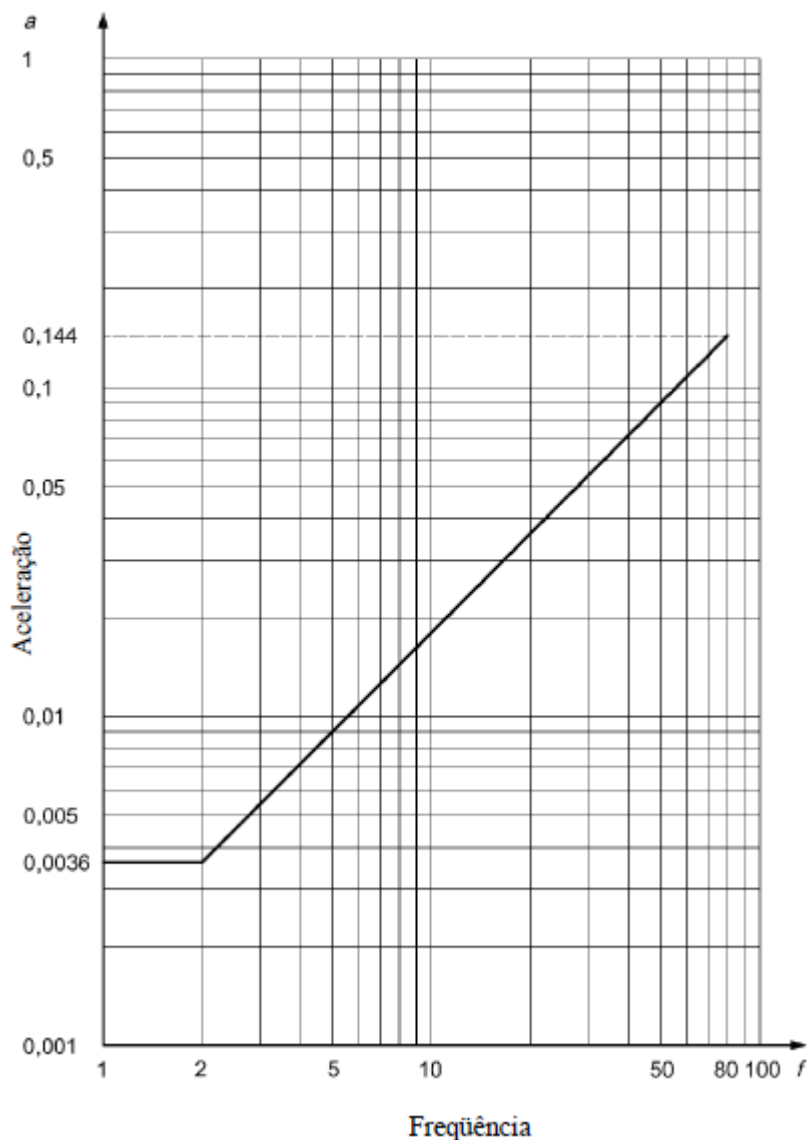


Figura 4.3 - Curva base para acelerações máximas no plano horizontal (ISO 10137, 2007).

#### 4.2.6 – EUROCODE 1 : 2003 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges.

O Código Europeu 1 (2003) se baseia nas duas linhas de análises já apresentadas, apesar de não expor metodologias para a caracterização da força que é produzida pelos pedestres em uso da passarela.

A norma propõe alguns valores base para as ações geradas pelas pessoas e formulações para caracterizar o critério de conforto dos usuários. A princípio é estabelecida uma maneira estática de levar em consideração a ação vertical provocada pela carga móvel de pedestres em passarelas, com a aplicação de uma carga uniformemente distribuída que deve ser aplicada sobre o pavimento. O valor proposto é:

$$P = 5 \text{ kN/m}^2$$

A norma também propõe um modelo para simular o efeito de multidão, de maneira estática, onde uma nova carga de 5 kN/m<sup>2</sup> deve ser aplicada nos pontos relevantes da passarela, quando se entender que este efeito se faz verdadeiro.

Uma força horizontal deve ser levada em conta, agindo ao longo do eixo do tabuleiro da passarela, no nível do pavimento. O valor característico da força horizontal deve ser tomado igual a 10% da carga total correspondente a carga vertical uniformemente distribuída na plataforma. As ações dos pedestres são caracterizadas com as seguintes frequências de passo:

- 1 a 3 Hz → frequência de caminhada na direção vertical;
- 0,5 a 1,5 Hz → frequência de caminhada na direção horizontal;
- 3 Hz → frequência de corrida na direção vertical.

Os critérios de conforto devem ser definidos em termos de aceleração máxima aceitável em qualquer parte do tabuleiro. Os valores considerados máximos e aceitáveis em qualquer parte do piso são dados nas equações (Eq. 4.4 e Eq. 4.5).

$$0,5 \cdot \sqrt{f_v} \text{ ou } 0,7 \text{ – Para vibrações verticais [m/s}^2\text{]} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

$$0,14 \cdot \sqrt{f_h} \text{ ou } 0,15 \text{ – Para vibrações horizontais [m/s}^2\text{]} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Sendo:

$f_v$  = Frequência no qual a ressonância pode ocorrer, direção vertical, em Hz.

$f_h$  = Frequência no qual a ressonância pode ocorrer, direção horizontal, em Hz.

O código ainda faz algumas observações quanto à necessidade ou não da análise dinâmica, visto as frequências naturais da estrutura, prevendo três cenários:

– Para que nenhuma verificação adicional seja necessária, a frequência fundamental da plataforma deve ser:

$$f_{o,h} > 2,5 \text{ Hz}$$

$$f_{o,v} > 5,0 \text{ Hz}$$

– A verificação dos critérios de conforto pode ser especificada, não sendo obrigatória, se a frequência fundamental da plataforma for:

$$1,5 \text{ Hz} \leq f_{o,h} \leq 2,5 \text{ Hz}$$

$$3,0 \text{ Hz} \leq f_{o,v} \leq 5,0 \text{ Hz}$$

– A verificação dos critérios de conforto deve ser realizada, se a frequência fundamental da plataforma for:

$$f_{o,h} < 1,4 \text{ Hz}$$

$$f_{o,v} < 3,0 \text{ Hz}$$

#### 4.2.7 – EUROCODE 5 : 1997 – Design of timber structures – Part 2: Bridges

O Código Europeu 5 (2004) impõe limites que se aplicam às pontes de madeira em vigas simplesmente apoiadas ou em sistemas de treliça.

Para uma pessoa caminhando atravessando a passarela, a aceleração vertical, em  $\text{m/s}^2$ , deve ser tomada como:

$$a_{vert} = \begin{cases} \frac{200}{M \cdot \xi} & f_{o,v} \leq 2,5 \text{ Hz} \\ \frac{100}{M \cdot \xi} & 2,5 \text{ Hz} < f_{o,v} \leq 5,0 \text{ Hz} \end{cases} \quad (\text{Eq.4.6})$$

onde:

M = massa total da passarela [Kg]

$\xi$  = razão de amortecimento; e

$f_{o,v}$  = frequência fundamental da passarela, na direção vertical [Hz].



Já para um grupo de pedestres caminhando percorrendo a passarela, a aceleração vertical deve ser calculada, tal que:

$$a_{vert} = 0,23 \cdot a_{vert} \cdot n_p \cdot k_{vert} \quad [\text{m/s}^2] \quad (\text{Eq.4.7})$$

Sendo:

$n_p$  = número de pedestres;

$k_{vert}$  = coeficiente dado na Figura 4.4; e

$a_{vert}$  = aceleração vertical de um pedestre percorrendo a passarela, determinada através da Eq.4.5.

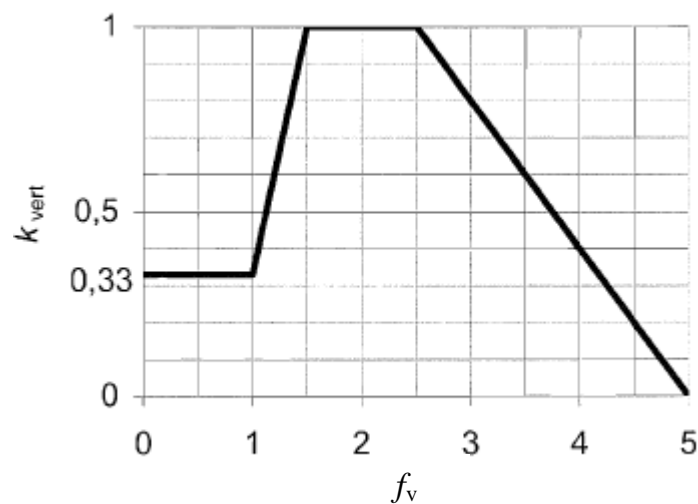


Figura 4.4 - Relação entre frequência natural vertical,  $f_v$ , e coeficiente  $k_{vert}$  (Eurocode 5, 2004)

O número de pedestres deve ser tomado como:

$n_p = 13$  → para um grupo avulso de pedestres;

$n_p = 0,6 \cdot A$  → para um fluxo contínuo de pedestres;

onde A é a área do tabuleiro da passarela [ $\text{m}^2$ ].

Para pessoas correndo sobre a estrutura, a aceleração vertical, em  $\text{m/s}^2$ , deve ser calculada conforme:

$$a_{vert} = \frac{600}{M \cdot \xi} \quad \text{para } 2,5 \text{ Hz} < f_{0,v} \leq 3,5 \text{ Hz} \quad (\text{Eq.4.8})$$

Para uma pessoa atravessando a passarela, a aceleração horizontal, em  $\text{m/s}^2$ , deve ser tomada como:

$$a_{hor} = \frac{50}{M \cdot \xi} \quad \text{para } 0,5 \text{ Hz} \leq f_{o,h} \leq 2,5 \text{ Hz} \quad (\text{Eq.4.9})$$

Onde:

$f_{o,h}$  = frequência fundamental da passarela, na direção horizontal [Hz].

Já para um grupo de pedestres percorrendo a passarela, a aceleração horizontal deve ser calculada tal que:

$$a_{hor} = 0,18 \cdot a_{hor} \cdot n_p \cdot k_{hor} \quad [\text{m/s}^2] \quad (\text{Eq.4.10})$$

Sendo:

$k_{hor}$  = coeficiente dado na Figura 4.5.

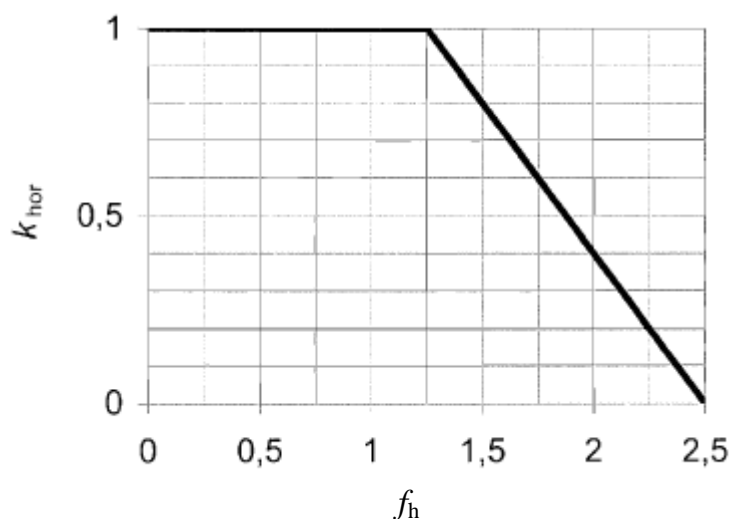


Figura 4.5 - Relação entre frequência natural horizontal,  $f_h$ , e coeficiente  $k_{hor}$  (Eurocode 5, 2004)

O número de pedestres deve ser tomado como:

$n_p = 13$  → para um grupo avulso de pedestres;

$n_p = 0,6 \cdot A$  → para um fluxo contínuo de pedestres;

onde A é a área do tabuleiro da passarela [m<sup>2</sup>].

Na falta de verificações mais precisas, a norma propõe que a razão de amortecimento ( $\xi$ ) deve ser considerada como 1,0 %.

Quanto aos critérios de serviço de vibrações máximas aceitáveis, a norma redireciona a atenção ao Anexo Nacional (2002) que por sua vez, traz as recomendações necessárias

para classificar a passarela quanto ao conforto aos usuários. Portanto, as acelerações máximas recomendadas para qualquer parte do tabuleiro são:

- 0,7 m/s<sup>2</sup> para vibrações na direção vertical;
- 0,2 m/s<sup>2</sup> para vibrações na direção horizontal;
- 0,4 m/s<sup>2</sup> para situações de multidão.

Para estruturas que apresentam frequências fundamentais na direção vertical e horizontal acima de 5,0 Hz e 2,5 Hz, respectivamente, as verificações de acelerações máximas não se fazem necessárias.

$$f_{o,v} \geq 5,0 \text{ Hz, desnecessária a verificação da aceleração; e}$$
$$f_{o,h} \geq 2,5 \text{ Hz, desnecessária a verificação da aceleração.}$$

#### **4.2.8 – AASHTO : 2009 – Guide specifications for design of pedestrian bridges**

A Associação Norte-Americana de especialistas rodoviários e de transporte através do guia de especificações para projetos de passarelas (AASHTO,2009) recomenda a princípio o uso de uma carga estática equivalente de modo a substituir a carga dinâmica provocada pelos usuários de tais estruturas. Nota-se que na última edição do guia, a carga de pedestres uniformemente distribuída que deve ser aplicada para produzir os efeitos das pessoas se movimentando, sofreu um pequeno acréscimo, passando a ser considerado o valor de 90 psf, equivalente a 4,309 kN/m<sup>2</sup>.

Ainda assim, a norma evidencia a necessidade de verificar as frequências naturais da passarela de modo a evitar determinadas faixas consideradas críticas. Quando as passarelas apresentam frequência fundamental vertical e horizontal que satisfazem as condições:

$$f_{o,v} > 3,0 \text{ Hz,}$$
$$f_{o,h} > 1,3 \text{ Hz,}$$

são dispensadas as verificações das acelerações. No entanto, se as especificações acima não forem satisfeitas, a avaliação dinâmica torna-se obrigatória, devendo considerar:

- a frequência e magnitude das cargas dos pedestres;
- a aplicação progressiva da carga de vários pedestres na passarela, ao mesmo tempo, incluindo o fenômeno *lock in*;
- uma estimativa apropriada de amortecimento estrutural;
- os limites em função da aceleração e/ou velocidade.

No entanto, um método alternativo é proposto de forma a evitar tal análise. Ao invés de avaliar a passarela quanto às vibrações verticais, pode-se verificar se um dos critérios é satisfeito:

$$f_{o,v} \geq 2,86 \ln \left( \frac{180}{W} \right) \quad (\text{Eq.4.11})$$

$$W \geq 180.e^{(-0,35.f_{\text{vert}})} \quad (\text{Eq.4.12})$$

Sendo:

- W = peso próprio da estrutura [Kips];
- $f_{o,v}$  = frequência fundamental na direção vertical [Hz].

A frequência fundamental na direção vertical ( $f_{\text{vert}}$ ) pode ser estimada através da aproximação:

$$f_{o,v} = 0,18.\sqrt{g/\Delta\text{DL}} \quad (\text{Eq.4.13})$$

Onde:

- g = aceleração da gravidade [ft/s<sup>2</sup>] = 32,2;
- $\Delta\text{DL}$  = deflexão máxima vertical causada pelo peso próprio [ft].

Para estimar a frequência fundamental na direção horizontal, basta seguir os passos descritos para a direção vertical, alterando apenas a deflexão que agora será considerada na direção horizontal.

Estas disposições abordam a questão da vibração em dois tópicos específicos: manter a frequência natural acima daquelas provocadas por pedestres ao caminhar ou correr sobre a passarela; e especificar um peso mínimo para limitar as amplitudes de vibração se os

requisitos de frequência não forem cumpridos. A norma é clara ao dizer que as duas abordagens podem ser consideradas ultrapassadas, no entanto são viáveis e tem a grande vantagem da simplicidade.

#### **4.2.9 – BS5400 – Steel, concrete and composite bridges – Part 2: Specification for loads**

A norma britânica responsável pelas orientações referentes às especificações de cargas para pontes (BS 5400, 1978) propõe a princípio a caracterização da carga humana com o uso de uma carga estática equivalente caso a passarela apresente frequência fundamental acima de um valor considerado crítico. Caso esta condição não seja satisfeita, é apresentado um modelo de carga dinâmica e a aceleração da estrutura deve ser limitada a um valor característico. Portanto, as cargas serão consideradas sendo:

$$L \leq 30 \text{ m} \rightarrow P = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

$$L > 30 \text{ m} \rightarrow P = k.5,0 \text{ kN/m}^2$$

Sendo:

L = comprimento da passarela;

P = carga uniformemente distribuída;

$k_n$  = carga nominal, adotada como:  $\frac{HA}{30}$  [kN/m] com

HA = fator de carga em relação ao comprimento da passarela, conforma mostra a Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Tipo HA de carga uniformemente distribuída (BS 5400, 1978).

Comprimento [m]	HA [kN/m]	Comprimento [m]	HA [kN/m]	Comprimento [m]	HA [kN/m]
Até 30	30,0	73	19,7	160	13,6
32	29,1	76	19,3	170	13,2
34	28,3	79	18,9	180	12,8
36	27,5	82	18,6	190	12,5
38	26,8	85	18,3	200	12,2
40	26,2	90	17,8	210	11,9
42	25,6	95	17,4	220	11,7
44	25,0	100	16,9	230	11,4
46	24,5	105	16,6	240	11,2
49	23,8	110	16,2	255	10,9
52	23,1	115	15,9	270	10,6
55	22,5	120	15,5	285	10,3
58	21,9	125	15,2	300	10,1
61	21,4	130	15,0	320	9,8
64	20,9	135	14,7	340	9,5
67	20,5	140	14,4	360	9,2
70	20,1	145	14,2	380 e acima	9,0
		150	14,0		

Para passarelas que apresentam frequência fundamental ( $f_o$ ) sem carga, superior a 5,0 Hz, a condição do estado limite de serviço de vibração é considerada satisfeita.

Quando  $f_o$  é igual ou inferior a 5,0 Hz, a aceleração máxima vertical deve ser calculada assumindo que a ação dinâmica de um pedestre é representada por uma carga  $F$  senoidal ressonante, movendo-se através do vão principal da estrutura com uma velocidade ( $V_p$ ) constante:

$$F(t) = 180 \sin 2 \pi f_o t \text{ [N]} \quad (\text{Eq.4.14})$$

$$V_p = 0,9 f_o \text{ [m/s]} \quad (\text{Eq.4.15})$$

sendo:  $t$  = tempo [s]; e

$f_o$  = frequência fundamental da estrutura [Hz].

A aceleração vertical máxima de qualquer parte da passarela deverá ser limitada a:

$$a_{\text{máx}} = 0,5 \cdot \sqrt{f_o} \quad [\text{m/s}^2] \quad (\text{Eq.4.16})$$

onde:  $f_o$  = frequência fundamental da estrutura [Hz].

Para valores de  $f_o$  maiores que 4,0 Hz, a aceleração máxima calculada pode ser reduzida por um valor que varia linearmente de zero a quatro, com até 70% de redução quando a frequência chegar a 5,0 Hz.

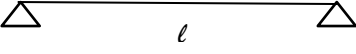

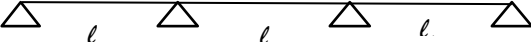
A norma ainda apresenta a proposta de um método aproximado para o cálculo da resposta máxima, em termos de aceleração, para passarelas de vão único, e de dois ou três vãos contínuos simétricos e seção constante idealizadas com apoios simples, com sua frequência de excitação em ressonância com a frequência fundamental da estrutura, dada por:

$$a_{\text{máx}} = 4 \pi^2 y_s f_o^2 k \Psi \quad [\text{m/s}^2] \quad (\text{Eq.4.17})$$

Sendo:

- $a_{\text{máx}}$  = aceleração vertical máxima [m/s<sup>2</sup>]
- $f_o$  = frequência fundamental da estrutura, [Hz];
- $y_s$  = deflexão estática decorrente da ação de um pedestre com 700 N parado no ponto de maior deformação da estrutura, [m];
- $k$  = coeficiente geométrico, dado na Tabela 4.4; e
- $\Psi$  = coeficiente de resposta dinâmica, fornecido pelo ábaco da Figura 4.6.

Tabela 4.4 - Coeficiente geométrico, k (BS 5400, 1978).

Geometria	Relação $\ell_1/\ell$	K
	-	1,0
	-	0,7
	1,0	0,6
	0,8	0,8
	$\leq 0,6$	0,9

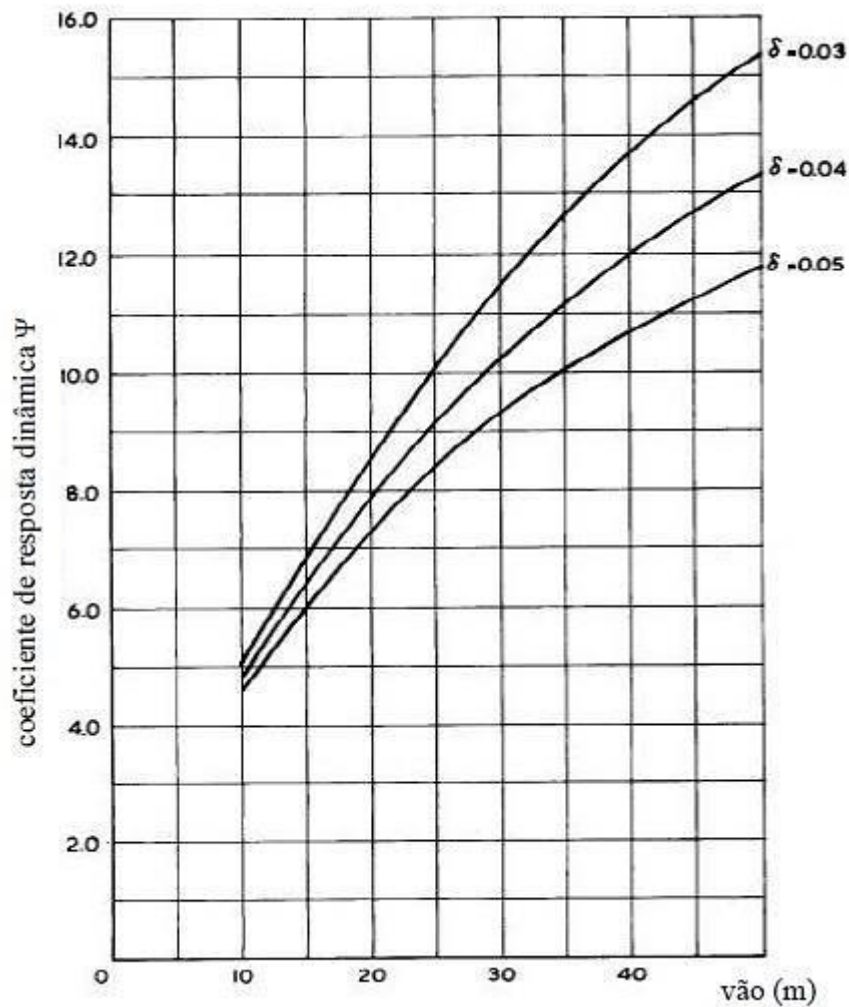


Figura 4.6 - Ábaco para determinação do coeficiente de resposta dinâmica,  $\Psi$  (BS 5400, 1978).

Observa-se que o ábaco acima está em função do comprimento do vão e do amortecimento da estrutura. Portanto, na ausência de uma informação mais precisa, devem ser utilizados



os valores do decremento logarítmico devido aos amortecimentos estruturais indicados abaixo:

- Para estruturas metálicas →  $\delta = 0,04$
- Para estruturas mistas em concreto e aço →  $\delta = 0,05$
- Para estruturas em concreto armado ou protendido →  $\delta = 0,03$

#### 4.2.10 – ONT : 1991 – Ontário Highway bridge design code Highway engineering division.

Essencialmente baseado na norma BS 5400 (1978), o código canadense (ONT, 1991) adverte que passarelas com frequência fundamental ( $f_o$ ) menores que 4,0 Hz devem ser projetadas com especial consideração. Quando  $f_o$  for igual ou inferior a 4,0 Hz, a aceleração máxima vertical deve ser calculada assumindo que a ação dinâmica de um pedestre é representada por uma carga movendo-se através do vão principal da estrutura conforme Eq.4.14 anteriormente apresentada e com uma velocidade ( $V_p$ ) constante, dada na equação Eq.4.18, sendo esta limitada a 2,5 m/s.

$$V_p = 0,9 f_o \text{ ou } 2,5 \text{ [m/s]} \quad (\text{Eq.4.18})$$

sendo:  $f_o$  = frequência fundamental da estrutura [Hz];

A aceleração vertical máxima de qualquer parte da passarela deverá ser limitada conforme Figura 4.7

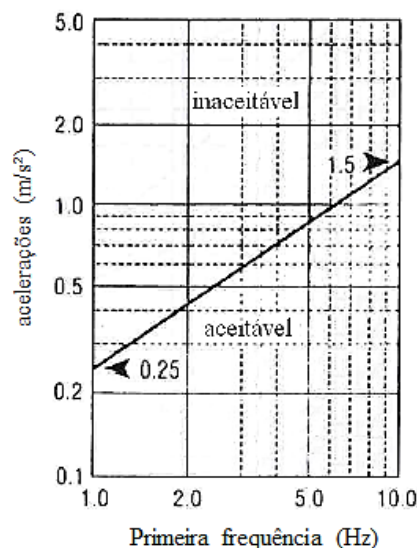


Figura 4.7 - Limite de aceleração para serviço, em função da frequência (ONT, 1991).

O código traz um método simplificado para o cálculo da aceleração máxima da estrutura, apresentado por meio da Eq. 4.17. O coeficiente de resposta dinâmica passa a ser obtido por meio do ábaco da Figura 4.8:

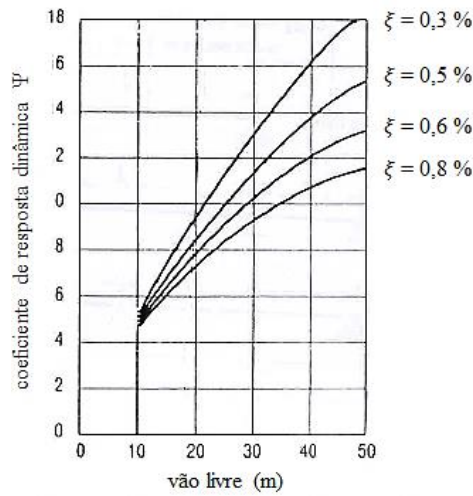


Figura 4.8 - Ábaco para determinação do coeficiente de resposta dinâmica,  $\Psi$  (ONT, 1991).

O coeficiente geométrico anteriormente  $k$  é obtido pela Figura 4.9.

Coeficiente de vão lateral $a/L$	2 vãos contínuos	3 vãos contínuos
1	0,7	0,6
0,8	0,92	0,82
0,6	0,96	0,92
0,4	0,96	0,92
0,2	0,95	0,9

Notas: 1. As configurações são mostradas abaixo  
2.  $K = 1,0$  para vãos únicos.

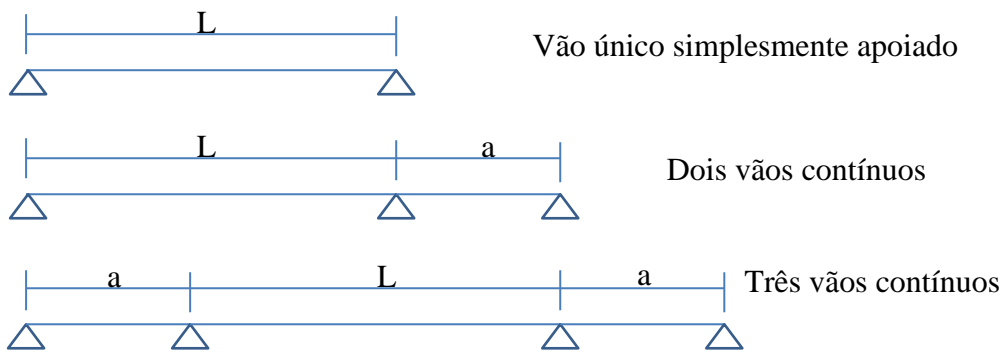


Figura 4.9 - Coeficiente geométrico,  $K$  (ONT, 1991).

Observa-se que o ábaco está em função do comprimento do vão e do amortecimento da estrutura. Portanto, na ausência de uma informação mais precisa, devem ser utilizados os valores de razão de amortecimento indicados abaixo:

- Para estruturas metálicas com pavimento asfáltico  $\rightarrow \xi = 0,5 \%$
- Para estruturas mistas em concreto e aço  $\rightarrow \xi = 0,6 \%$
- Para estruturas em concreto armado ou protendido  $\rightarrow \xi = 0,8 \%$

#### 4.2.11 – CEB : 1991 – Comité Euro – International du Betón

Em 1991, o comitê Euro Internacional de Concreto (CEB) em seu Boletim nº 209 (1990), fez uma abordagem geral do problema de vibrações em passarelas, onde 67 destas estruturas de vários países foram estudadas de maneira a coletar possíveis dados para posterior representação de um cálculo aproximado de valores de frequência natural, bem como a representação de uma faixa de intervalo de razão de passo de pedestres.

A partir dos dados obtidos, o valor da frequência natural de passarelas, em Hertz, pode ser estimado, em função do vão livre da estrutura (L), conforme as equações (Eq. 4.19, 4.20 e 4.21):

$$\text{- Passarelas de concreto} \quad \rightarrow f = 39.L^{-0,77} \quad (\text{Eq. 4.19})$$

$$\text{- Passarelas de aço} \quad \rightarrow f = 35.L^{-0,73} \quad (\text{Eq. 4.20})$$

$$\text{- Passarelas mistas} \quad \rightarrow f = 42.L^{-0,84} \quad (\text{Eq. 4.21})$$

Segundo o Boletim, foi observado que a frequência de passo dos pedestres tende a aproximar da frequência fundamental da passarela, em função do tamanho do vão da estrutura, de maneira que passarelas de aço e concreto com vãos maiores que 35 e 25 m respectivamente, estarão propícias a apresentarem problemas de vibrações intensificados. A formulação adotada para ação de caminhar é baseada em uma função periódica representada por uma série de Fourier, conforme mostra a Eq. 4.22

$$F(t) = G + \sum \alpha_i G \sin (2i \pi f_p t - \varphi_i) \quad (\text{Eq.4.22})$$

Onde:

- G = peso de uma pessoa (tomado como 800N)  
 $\alpha_i$  = fator dinâmico de carga (ou coeficiente de Fourier) do i-ésimo harmônico para a direção horizontal;  
 $f_p$  = frequência de passo [Hz];  
 $\varphi_i$  = ângulo de fase do i-ésimo harmônico; e  
t = tempo [s].

Considerando apenas três harmônicos para a representação da ação dinâmica de caminhada, a Tabela 4.5 apresenta os valores de coeficiente de Fourier e ângulos de fase a serem usados.

Tabela 4.5 - Coeficientes dinâmicos para ação de caminhar – direção vertical (CEB,1990)

Harmônico (n°)	Coeficiente de Fourier ( $\alpha_i$ )	Ângulo de Fase ( $\phi_i$ )
1	0,4	0
2	0,1	$\pi/2$
3	0,1	$\pi/2$

O CEB ainda evidencia a dificuldade em prever com precisão o amortecimento de uma passarela, ressaltando que experiências passadas são os melhores guias para projetos futuros.

Com respeito aos limites de serviço toleráveis em passarelas, são citados os valores definidos pelas normas BS5400, ONT e ISO10137, sendo ainda proposta uma aceleração máxima vertical igual a:

$$a_{\text{máx}} = 0,5 \text{ m/s}^2$$

Além disso, o Model Code 2010 foi analisado em busca de novos parâmetros e/ou atualizações referentes ao estado limite de serviço (ELS) de vibrações. A única observação feita é que, nos casos mais comuns, a limitação das vibrações deve ser assegurada por medidas indiretas, como limitar as deformações ou os períodos de vibração da estrutura, a fim de evitar o risco de ressonância. Nos outros casos, é necessária uma análise dinâmica. No entanto, não são esclarecidos quais são esses casos e como a análise dinâmica deve ser feita.

#### **4.2.12 – Sétra/AFGC : 2006 – Technical Guide. Footbridges. Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading**

O guia francês Sétra (2006) apresenta uma metodologia fundamentada na interpretação dos resultados dos testes realizados na passarela Solferino, bem como em testes ocorridos em uma plataforma experimental. O regulamento abrange a descrição dos fenômenos dinâmicos em passarelas, a identificação dos parâmetros que têm um impacto sobre o dimensionamento dessas estruturas, um método para a análise dinâmica de acordo com o nível de tráfego da passarela, uma apresentação de métodos práticos para o cálculo de frequências e modos de vibrar da estrutura e, por fim, são feitas recomendações para a elaboração de projetos.

A seguir, são apresentadas as etapas de desenvolvimento deste método.

##### 1ª Etapa: Determinação da Classe da Passarela

A princípio o projetista e/ou contratante deverá definir a classe da passarela em função do nível de tráfego que a mesma estará submetida, estando esta etapa diretamente relacionada à sua localização. O guia propõe quatro classificações que são listadas abaixo:

- Classe I → passarelas urbanas ligando áreas com alta densidade de pedestres ou que possam ser frequentemente atravessadas por multidões, como, por exemplo, áreas próximas a estações de metrô ou zonas turísticas.
- Classe II → passarelas urbanas ligando áreas densas, sujeitas a elevado fluxo de pedestres, que ocasionalmente possam preencher toda sua superfície;
- Classe III → passarelas de uso padrão, ocasionalmente atravessadas por grupos grandes de pessoas, mas que nunca chegarão a preencher toda sua superfície;
- Classe IV → passarelas raramente utilizadas, construídas como ligação entre áreas pouco povoadas ou para assegurar continuidade de trajetos em pistas expressas ou rodovias.

Possíveis alterações no nível de tráfego ao longo do tempo deverão ser previstas. O guia ainda estabelece que para passarelas da Classe IV torna-se dispensável a verificação do comportamento dinâmico da estrutura. No entanto um alerta é feito para passarelas leves e esbeltas, onde é aconselhada a escolha mínima da Classe III, de modo a garantir um controle mínimo de risco de vibrações, por se saber que estas passarelas podem apresentar altas acelerações sem que estejam necessariamente em ressonância.

### 2ª Etapa: Determinação do Nível de Conforto e Aceleração Limite

O conceito de conforto é altamente subjetivo e, portanto, o nível de aceleração será sentido de forma diferente dependendo do indivíduo. Desta maneira, os valores propostos pelo guia não formam critérios absolutos e a exigência se dará conforme as características da população que irá utilizar a passarela, bem como pelo nível de importância da estrutura. Para usuários sensíveis, como crianças, idosos ou deficientes, devem-se considerar níveis de conforto rigorosos. Já para passarelas de pequeno comprimento podem-se aceitar níveis mais tolerantes. Os níveis de conforto definidos pelo Sétra são:

- Conforto Máximo → acelerações sofridas pela estrutura são praticamente imperceptíveis para os usuários.
- Conforto Médio → acelerações sofridas pela estrutura são pouco perceptíveis aos usuários
- Conforto Mínimo → acelerações da estrutura são perceptíveis aos usuários, porém ainda toleráveis. Apenas configuração de carga que ocorre raramente deve ser considerada.

Dada a natureza subjetiva do conceito de conforto, o guia propõe quatro faixas de valores limites para as acelerações, em  $m/s^2$ , na direção vertical (Tabela 4.6) e horizontal (Tabela 4.7). As três primeiras faixas correspondem aos níveis máximo, médio e mínimo, respectivamente. A quarta faixa diz respeito a níveis de aceleração desconfortáveis e, portanto, não são aceitos. De modo a evitar o efeito de sincronização lateral (*lock in*), a aceleração máxima horizontal deve ser limitada a  $0,10 m/s^2$  para qualquer caso de carga em estudo.

Tabela 4.6 - Acelerações limites de conforto para direção vertical, em  $m/s^2$  (Sétra, 2006).

Níveis de aceleração	0	0,5	1	2,5
Nível 1	Máximo			
Nível 2		Médio		
Nível 3			Mínimo	
Nível 4				Inaceitável

Tabela 4.7 - Acelerações limites de conforto para direção horizontal, em  $m/s^2$  (Sétra, 2006)

Níveis de aceleração	0	0,1	0,15	0,3	0,8
Nível 1	Máximo				
Nível 2			Médio		
Nível 3				Mínimo	
Nível 4					Inaceitável

### 3ª Etapa: Determinação da Frequência Natural e Verificação da Necessidade de Cálculo Dinâmico

Para as classes de passarela de I a III torna-se necessário determinar as frequências naturais da estrutura nas direções vertical, horizontal e longitudinal. Estas frequências devem ser estabelecidas para duas hipóteses: passarela vazia e passarela carregada ao longo da sua extensão com uma massa de 70 kg/m, equivalente a 1 pedestre por metro.

De acordo com as faixas em que estas frequências estão situadas, é possível avaliar o risco de ressonância provocado pelo tráfego de pedestres e em função disso, os casos de carga dinâmica serão determinados. Para as três direções o guia apresenta quatro faixas, conforme Tabela 4.8 e Tabela 4.9.

Faixa 1 → risco máximo de ressonância

Faixa 2 → risco médio de ressonância

Faixa 3 → risco baixo de ressonância

Faixa 4 → risco desprezível, conseqüentemente a análise dinâmica é dispensada

Tabela 4.8 - Risco de ressonância para direção vertical e longitudinal (Sétra, 2006)

Frequência [Hz]	0	1	1,7	2,1	2,6	5
Faixa 1			Máximo			
Faixa 2		Médio		Médio		
Faixa 3					Mínimo	
Faixa 4	Desprezível					Desprezível

Tabela 4.9 - Risco de ressonância para direção horizontal (Sétra, 2006)

Frequência [Hz]	0	0,3	0,5	1,1	1,3	2,5
Faixa 1			Máximo			
Faixa 2		Médio		Médio		
Faixa 3					Mínimo	
Faixa 4	Desprezível					Desprezível

A classe da passarela (1ª Etapa) e a faixa de frequência apresentada pela mesma (risco de ressonância) definirá qual caso de carga a ser utilizado nos cálculos dinâmicos, quando estes forem necessários. O guia apresenta três casos correspondentes às seguintes situações:

Caso 1 → tráfego pouco denso a denso.

Caso 2 → tráfego muito denso.

Caso 3 → consideração dos efeitos do segundo harmônico.

Estes três fatores combinados resultam na Tabela 4.10

Tabela 4.10- Casos de carga a serem considerados na análise dinâmica (Sétra, 2006)

Classe da Passarela	Risco de Ressonância		
	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3
I	caso 2	caso 2	caso 3
II	caso 1	caso 1	caso 3
III	caso 1	Dispensada a verificação dinâmica	Dispensada a verificação dinâmica

4ª Etapa: Cálculo da Aceleração Máxima Atuante



Os casos de cargas a seguir foram definidos de modo a representar de forma simplificada e prática os efeitos de diferentes níveis de densidade em passarelas.

- *Caso 1 - Tráfego pouco denso a denso*

Este caso é aplicável às classes de passarelas II e III. A densidade da multidão de pedestres (d) a ser considerada é definida na Tabela 4.11

Tabela 4.11 - Densidade x classificação da passarela (Sétra, 2006)

Classe da Passarela	Densidade (d)
II	0,8 pedestres/m
III	0,5 pedestres/m

Esta densidade deve ser considerada uniformemente distribuída por toda a área (S) trafegável da passarela. Desta maneira torna-se possível determinar o número  $n_p$  de pedestres percorrendo a estrutura.

$$n_p = S \cdot d \quad (\text{Eq.4.23})$$

O número equivalente de pedestres, ou seja, o número de pedestres com a mesma frequência de passo e em fase é expresso como:

$$N_{eq} = 10,8 \cdot \sqrt{\xi \cdot n_p} \quad (\text{Eq.4.24})$$

sendo  $\xi$  o amortecimento estrutural, que pode ser encontrado na Tabela 4.12, que apresenta valores de coeficientes recomendados pelo Sétra para diferentes materiais.

Tabela 4.12 - Coeficiente de amortecimento estrutural (Sétra, 2006)

Tipo de Estrutura	Coeficiente de amortecimento crítico (%)
Concreto armado	1,3
Concreto protendido	1,0
Aço	0,4
Aço e Concreto (Mista)	0,6
Madeira	1,0

De acordo com o guia a carga a ser aplicada ao modelo é modificada por um fator de redução ( $\Psi_r$ ) que prevê o fato de que o risco de ressonância em uma passarela torna-se menos provável quando as acelerações verticais e horizontais estão longe do intervalo 1,7 a 2,0 Hz e 0,5 a 1,1 Hz, respectivamente. Os valores de  $\Psi_r$  podem ser obtidos pela Figura 4.10:

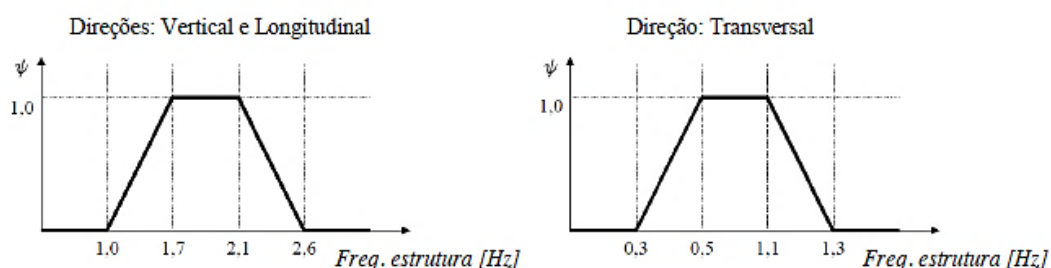


Figura 4.10 - Fator de redução  $\Psi_r$  para os casos 1 e 2 de caminhada (Sétra, 2006)

Observa-se que para frequências acima de 2,6 Hz para ação vertical e 1,3 Hz para ação horizontal, o fator se anula. No entanto, é recomendado examinar o segundo harmônico de caminhada dos pedestres.

Por fim, com todos os parâmetros anteriormente citados já definidos, são apresentadas as cargas a serem aplicadas para cada direção de vibração, para qualquer multidão aleatória, conforme Tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Cargas dinâmicas a serem aplicadas – Caso 1 (Sétra, 2006)

Direção	Carga [N/m <sup>2</sup> ]
Vertical	$F(t)_v = d 280 \cos (2 \pi f_v t) (N_{eq}/n) \Psi_r$
Horizontal	$F(t)_h = d 35 \cos (2 \pi f_v t) (N_{eq}/n) \Psi_r$
Longitudinal	$F(t)_l = d 140 \cos (2 \pi f_v t) (N_{eq}/n) \Psi_r$

As cargas devem ser aplicadas em toda a passarela e o sinal da amplitude de vibração deve, em todos os momentos, ser ajustado para produzir o máximo efeito, ou seja, a direção de aplicação da carga deve ser a mesma que a direção da forma modal, conforme ilustra a Figura 4.11.

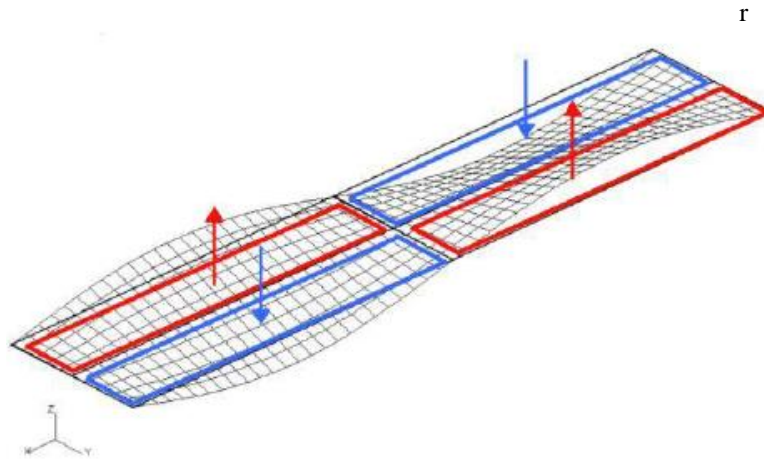


Figura 4.11 - Exemplo de aplicação de carga conforme amplitude de vibração (Sétra, 2006)

O guia ainda traz algumas observações a serem respeitadas quanto a aplicação da carga no modelo desenvolvido:

- as equações apresentadas na Tabela 4.13 são obtidas pela divisão do número equivalente de pedestres ( $N_{eq}$ ) pela área trafegável ( $S$ ), dada por  $n_p/d$ , que fornece  $\frac{d N_{eq}}{n_p}$  para ser multiplicado pela ação individual de cada pedestre ( $F_0 \cdot \cos(\omega t)$ ) e pelo fator de redução  $\Psi_r$

- As cargas em cada direção não devem ser aplicadas simultaneamente na estrutura.

- Os casos de carga acima não levam em consideração a parte estática da ação dos pedestres, uma vez que esta não influencia no valor de aceleração. No entanto, a massa de cada um dos  $n$  pedestres deve ser incorporada à massa da passarela.

- As cargas devem ser aplicadas até que seja obtida a aceleração máxima de ressonância, uma vez que o número de pedestres corresponde a um pequeno número fictício de pedestres em ressonância com a estrutura.

- *Caso 2 – Tráfego muito denso*

Este caso de carga é aplicável somente à classe I de passarelas.

A densidade de pedestres a ser considerada, uniformemente distribuída em toda a superfície trafegável da passarela ( $S$ ), é apresentada na Tabela 4.14:

Tabela 4.14 - Densidade x classificação da passarela (Sétra, 2006)

Classe da Passarela	Densidade (d)
I	1 pedestre/m

Tal como anteriormente definido, o número  $n$  de pedestres transitando sobre a passarela é dado por  $n_p = S \cdot d$ .

O número equivalente de pedestres ( $N_{eq}$ ) passa a ser considerado como:

$$N_{eq} = 1,85 \sqrt{n_p} \quad (\text{Eq. 4.25})$$

O fator de redução  $\Psi_r$  que considera o risco de ressonância deve ser obtido, assim como para o Caso 1, pela Figura 4.10 anteriormente apresentada.

Portanto, com todos os parâmetros necessários reunidos, a Tabela 4.15 apresenta os modelos de cargas a serem considerados para cada direção de vibração, a saber,

todas as considerações já citadas para a aplicação de carga do Caso 1 devem ser obedecidas.

Tabela 4.15 - Cargas dinâmicas a serem aplicadas – Caso 2 (Sétra, 2006)

Direção	Carga [N/m <sup>2</sup> ]
Vertical	$F(t)_v = 280 \cos(2 \pi f_v t) (N_{eq}/n) \Psi_r$
Horizontal	$F(t)_h = 35 \cos(2 \pi f_v t) (N_{eq}/n) \Psi_r$
Longitudinal	$F(t)_l = 140 \cos(2 \pi f_v t) (N_{eq}/n) \Psi_r$

- Caso 3 – Consideração dos efeitos de segundo harmônico

Este caso é similar aos Casos 1 e 2, já apresentados, porém considera o segundo harmônico das forças geradas por pedestres caminhando, que em média, corresponde ao dobro da frequência do primeiro harmônico. Além disso, aplica-se apenas às passarelas de classes I e II. A Tabela 4.16 apresenta os valores de densidade a serem considerados.

Tabela 4.16 - Densidade x classificação da passarela (Sétra, 2006)

Classe da Passarela	Densidade (d)
I	1 pedestre/m
II	0,8 pedestres/m

O número equivalente de pedestres,  $N_{eq}$ , pode ser obtido através das Equações 4.24 e 4.25 para as classes de passarela II e I, respectivamente. O fator de redução  $\Psi_r$  passa a ser considerado conforme Figura 4.12:

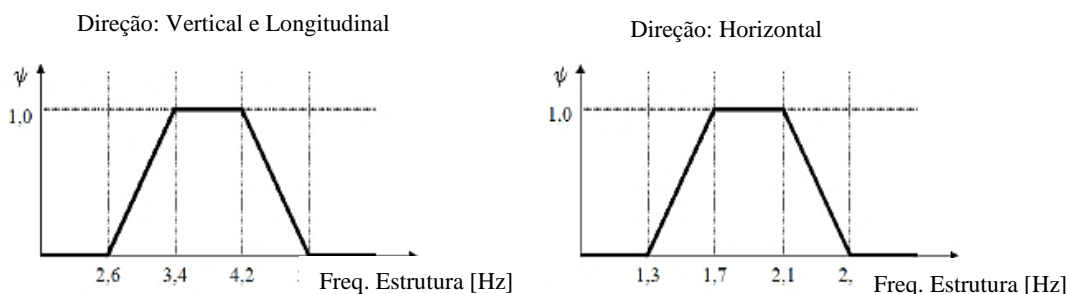


Figura 4.12 - Fator de redução  $\Psi_r$  para o Caso 3 de caminhada (Sétra, 2006)

As cargas dinâmicas por unidade de área para cada direção de vibração são apresentadas na Tabela 4.17

Tabela 4.17 - Cargas dinâmicas a serem aplicadas – Caso 3 (Sétra, 2006)

Direção	Carga [N/m <sup>2</sup> ]
Vertical	$F(t)_v = d 70 \cos (2 \pi f_v t) (N_{eq}/n) \Psi_r$
Horizontal	$F(t)_h = d 7 \cos (2 \pi f_v t) (N_{eq}/n) \Psi_r$
Longitudinal	$F(t)_l = d 35 \cos (2 \pi f_v t) (N_{eq}/n) \Psi_r$

A forma de aplicação destas cargas e suas considerações permanecem as mesmas apresentadas para o Caso 1.

#### 5ª Etapa: Verificação do Conforto Humano e da Necessidade de Alteração de Projeto

A condição de conforto dos pedestres deve ser verificada mediante a conclusão dos cálculos oferecidos na etapa anterior. Portanto, deve-se confrontar os valores previamente estabelecidos na 2ª Etapa com os valores obtidos das acelerações máximas atuantes na estrutura.

Caso os valores não forneçam resultados satisfatórios o projeto da passarela deve ser reiniciado e os cálculos refeitos. Em situações de estruturas já existentes, medidas devem ser tomadas de maneira sensata de modo a resolver o problema. O guia apresenta algumas

recomendações que de maneira resumida estão ligadas a modificações das frequências naturais da passarela, alteração da estrutura e/ou instalação de amortecedores.

#### 6ª Etapa: Verificação Estrutural para Ação da Carga Dinâmica

Por fim, na sexta e última etapa o guia evidencia a necessidade de verificar as tensões e deslocamentos gerados para cada caso de carga estudado na 4ª Etapa, combinando-os com os resultados das cargas estáticas da passarela. No entanto, entende-se que esta etapa não faz parte do objeto principal deste trabalho e, portanto, esse ponto não será abordado.

## **5 – FERRAMENTA COMPUTACIONAL**

### **5.1 – INTRODUÇÃO**

Com o objetivo de realizar as análises dinâmicas dos modelos estruturais a serem estudados, técnicas usuais de discretização serão utilizadas através do método dos elementos finitos e com o uso do programa ANSYS. Assim, modelos tridimensionais representativos serão desenvolvidos. Portanto, neste capítulo, serão comentados os processos das modelagens numéricas a serem utilizados neste trabalho.

### **5.2 – TIPOS DE ANÁLISES**

Dois tipos de análises dinâmicas serão realizadas nos modelos estruturais. A primeira análise, denominada Modal, diz respeito à determinação das características dinâmicas como frequências naturais e os correspondentes modos naturais de vibração dos modelos. A segunda análise, nomeada Transiente, busca a determinação de históricos de resposta sob a ação de uma carga, a partir da obtenção de valores em instantes consecutivos do tempo, de variáveis resultantes do comportamento vibratório, como deslocamento ou tensão.

### **5.3 – ELEMENTOS FINITOS**

No processo de modelagem das estruturas, na representação dos elementos de treliças (banzos, montantes, diagonais e transversinas), das colunas e cabos será utilizado para a simulação o elemento finito BEAM188. Este é um elemento linear de viga (2 nós) em 3-D com seis graus de liberdade em cada nó. Os graus de liberdade em cada nó incluem translações e rotações nas direções x, y e z. O elemento é baseado na Teoria de Timoshenko, onde os efeitos de deformação por cisalhamento são incluídos. A Figura 5.1 apresenta o esquema do elemento BEAM188.



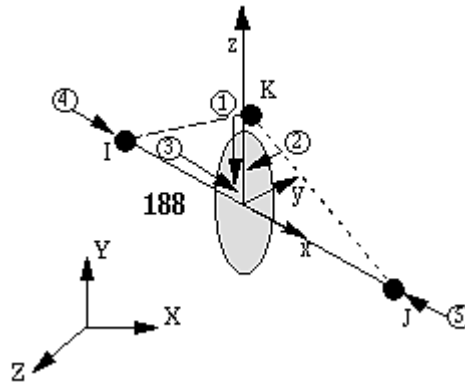


Figura 5.1 - Esquema do elemento BEAM188 (ANSYS 15)

Para a simulação das lajes dos pisos será utilizado o elemento finito de casca SHELL181. Este é um elemento com quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: translações e rotações nas direções x, y e z, conforme pode ser visto na Figura 5.2.

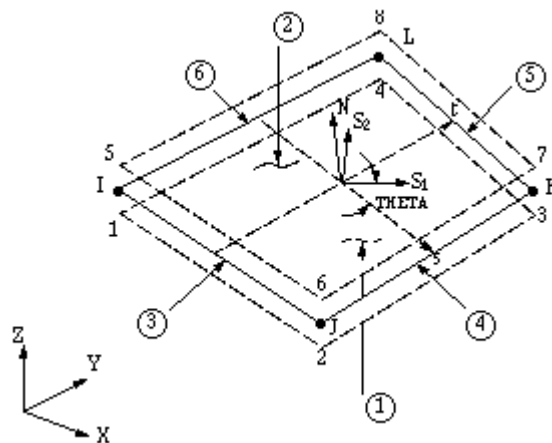


Figura 5.2 - Esquema do elemento SHELL181 (ANSYS 15)

Os corrimões e guarda-corpo serão reproduzidos com o uso de elementos de massa, MASS21 aplicados junto ao tabuleiro. O elemento finito MASS21 é dotado de uma massa pontual, que com suas características é adequado para simular massa e inércia na translação e rotação. O elemento apresenta a possibilidade de ter até três graus de liberdade para a translação e três para a rotação. Podem ser definidos valores de massa e inércia rotacional a cada direção das coordenadas. Nesta investigação não foi considerada a inércia de rotação. Na Figura 5.3 segue ilustrado o elemento MASS21.

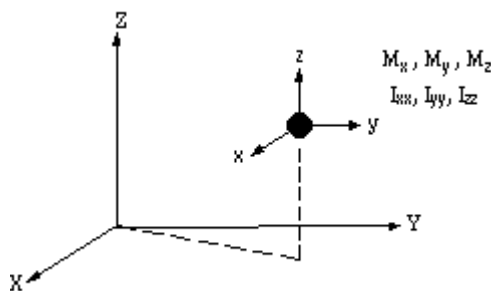


Figura 5.3 - Esquema do elemento MASS21 (ANSYS 15)

#### 5.4 – MALHA EM ELEMENTOS FINITOS

A malha em elementos finitos será definida através de testes de convergência. À medida que os elementos vão sendo refinados, as respostas das análises de vibração livre (modos e frequências) vão variando. No momento em que as respostas convergirem, as malhas serão consideradas como satisfatórias.

#### 5.5 – TAXA DE AMORTECIMENTO

Na prática é difícil avaliar fisicamente a matriz de amortecimento  $[C]$ , sendo a mesma geralmente construída a partir de taxas de amortecimento. O software utilizado neste trabalho faz uso da matriz de amortecimento do tipo proporcional ou de Rayleigh, sendo esta calculada a partir de uma combinação linear das matrizes de massa  $[M]$  e de rigidez  $[K]$ , como mostra a Eq.6.1:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (\text{Eq.6.1})$$

A taxa de amortecimento modal, que representa a fração do amortecimento para um  $i$ -ésimo modo em relação ao amortecimento crítico, é função da massa modal e da frequência circular, conforme Eq.6.2.:

$$\xi_i = \frac{c_i}{2\omega_i m_i} \quad (\text{Eq.6.2})$$

Sendo:  $\xi_i$  = taxa de amortecimento modal do  $i$ -ésimo modo de vibração;  
 $\omega_i$  = frequência de vibração circular do  $i$ -ésimo modo.  
 $m_i$  = frequência natural angular, em rad/s.

$C_i$  = amortecimento para um  $i$ -ésimo modo de vibração;

Em geral, os valores de  $\alpha$  e  $\beta$ , chamados de coeficientes de Rayleigh, não são conhecidos diretamente, mas calculados a partir da taxa de amortecimento modal  $\xi_i$  de um modo de vibração  $i$ , dado pela relação:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \beta \frac{\omega_i}{2} \quad (\text{Eq.6.2})$$

Ao isolar os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  na Eq.6.2 para as duas primeiras frequências naturais do sistema (ou mais relevantes), têm-se as equações (Eq.6.3 e Eq.6.4) abaixo:

$$\alpha = 2\xi_1\omega_1 - \beta\omega_1^2 \quad (\text{Eq.6.3})$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_2 - \xi_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (\text{Eq.6.4})$$

Assim, a partir de duas frequências naturais conhecidas e que são de grande importância para a resposta estrutural do sistema investigado, é possível determinar o valor dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  usados como dados de entrada e que são necessários para que o ANSYS possa calcular o amortecimento do modelo.

## 5.6 – ALGORITMO DE INTEGRAÇÃO

De forma geral, em análise dinâmica, faz-se a resolução de um sistema global de equações diferenciais de segunda ordem de equilíbrio, sob a forma:

$$[\mathbf{M}](t) \ddot{\mathbf{u}}(t) + [\mathbf{C}](t) \dot{\mathbf{u}}(t) + [\mathbf{K}](t) \mathbf{u}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (\text{Eq.6.5})$$

A determinação de históricos de respostas pode ser no domínio do tempo ou através do domínio da frequência. A análise no domínio do tempo pode ser feita através do método de superposição modal ou com o método de integração direta. Neste trabalho optou-se pelo

segundo destes. Apesar de ser mais caro computacionalmente, uma vez que esta resolução requer um grande volume de cálculo, este é o método menos restritivo.

Entre os procedimentos de integração, é mais seguro utilizar procedimento que seja estável independentemente do intervalo de tempo arbitrado. Este é o caso da Integração de Newmark (Soriano, 2009). Os exemplos a serem resolvidos neste trabalho, através do ANSYS 15, utilizarão o referido método. Sabe-se que a escolha do valor de tempo para a integração das equações de movimento utilizando o algoritmo de Newmark é muito importante. Por um lado esse valor deve ser pequeno o suficiente para obter uma boa solução, e por outro lado, não deve ser menor que o necessário, pois isso significaria maior custo computacional. Os valores máximos de deslocamentos e acelerações neste estudo serão obtidos adotando-se um intervalo de tempo igual a  $10^{-3}$  ( $\Delta t = 0,01$ ).

## **6 – ESTUDO DE CASOS**

### **6.1 – INTRODUÇÃO**

Este capítulo apresenta a análise dinâmica realizada em duas passarelas que apresentam modelos estruturais diferentes, buscando avaliar o conforto humano quando estas passarelas estão submetidas à ação de pedestres caminhando e/ou correndo.

Na avaliação dinâmica dos modelos estruturais, foram tomadas como referências as recomendações e normas de projeto que foram abordadas no capítulo 4. Neste contexto buscou-se identificar inicialmente a situação dinâmica de cada modelo estrutural na comparação com as referências consideradas.

Portanto, a princípio será feita a caracterização e apresentada a modelagem numérica da primeira estrutura em estudo. Posteriormente os resultados da análise modal serão exibidos e as diversas metodologias de análises dinâmicas serão aplicadas. Os mesmos procedimentos serão realizados para a segunda estrutura objeto de estudo.

### **6.2 – MODELO ESTRUTURAL I (ME-I) : PASSARELA DE GOIÂNIA**

#### **6.2.1 – Descrição do modelo**

A primeira estrutura a ser estudada é uma passarela metálica em treliças, localizada na BR 153, no perímetro urbano da cidade de Goiânia. Local com alta aglomeração de pedestres, em função da proximidade de faculdades e empresas que ficam às margens da rodovia.

A escolha desta passarela foi motivada pelo fato da mesma apresentar um sistema estrutural que permite rápida instalação, baixo peso global e ser capaz de vencer grandes vãos, tornando-se cada vez mais usual. A Figura 6.1 apresenta a estrutura.



Figura 6.1 - Passarela metálica da BR 153 em Goiânia (Google™, 2017) Google Earth. Acesso em: 15 de fevereiro de 2017.

A passarela é dividida em rampas de acesso e travessia. O sistema estrutural adotado para o projeto é o sistema misto em treliça, onde estrutura de aço trabalha junto com a laje em concreto. A interface entre os elementos é feita através de conectores soldados na estrutura metálica. O conjunto é estabilizado por duas plataformas metálicas localizadas nas interseções da travessia com as rampas.

Para o estudo do comportamento dinâmico desta passarela será considerado de forma simplificada, apenas o vão horizontal de 42,5 m de comprimento. A Figura 6.2 apresenta um desenho esquemático da seção transversal típica da passarela.

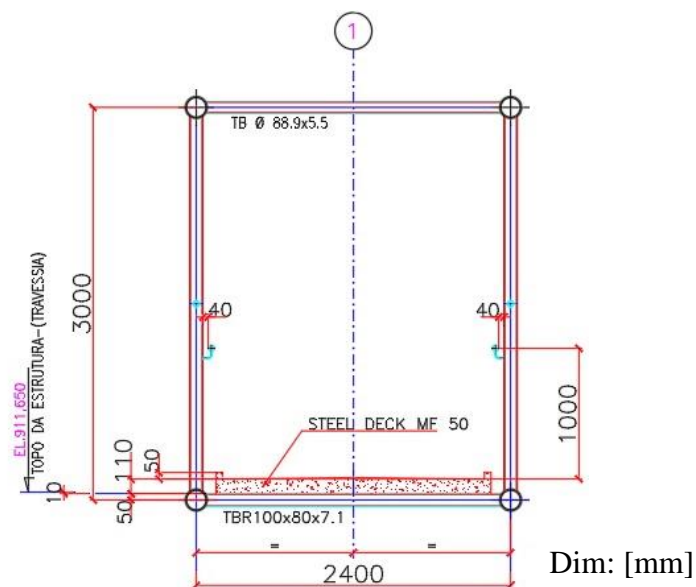


Figura 6.2 - Seção transversal típica da passarela (DNIT, 2012)

As lajes têm espessura média de 10 cm, apoiadas sobre a estrutura metálica com o uso de Steel Deck MF-50, conforme memorial descritivo. A travessia em estrutura tubular possui largura total de 2,4m.

O vão horizontal, considerado neste estudo, é formado ainda por travessas superiores e inferiores ligadas a duas treliças em aço, compostas pelos banzos superiores, inferiores e pelas diagonais.

Os desenhos esquemáticos das Figuras 6.3 e 6.4 apresentam de maneira detalhada as características geométricas da estrutura e as peças que a compõe.

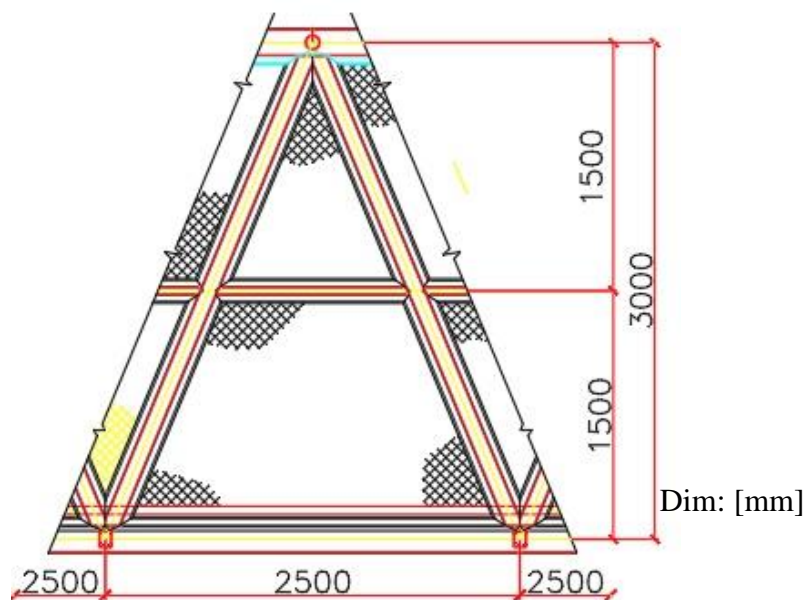


Figura 6.3 - Detalhamento lateral da treliça: Módulo padrão (DNIT, 2012)

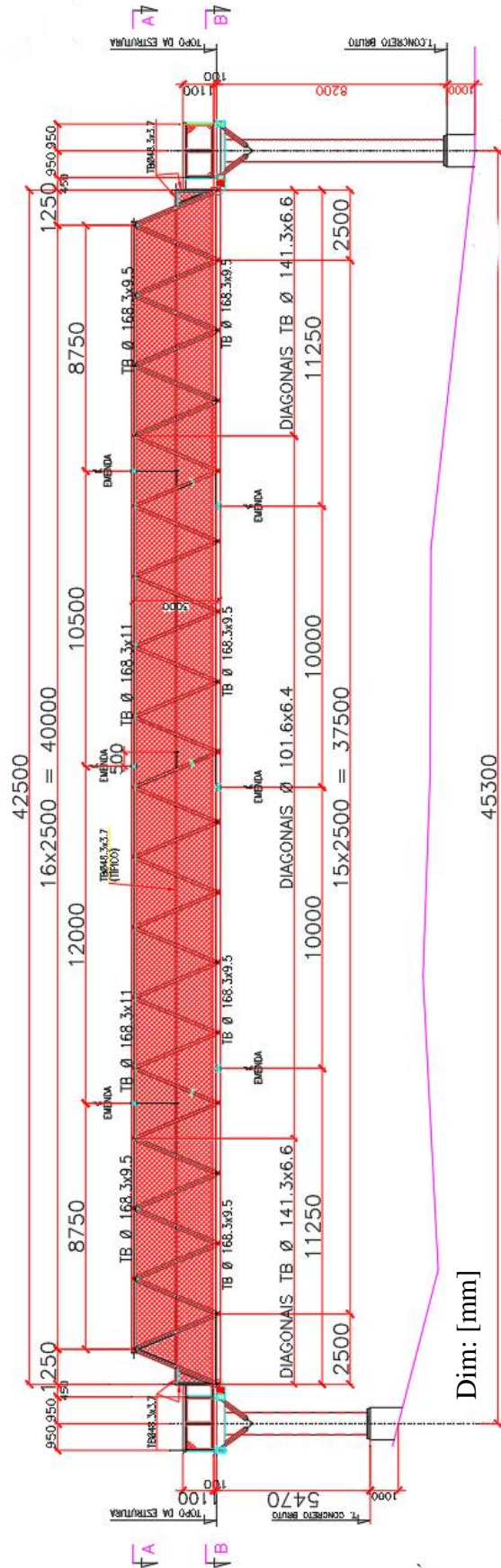


Figura 6.4 - Elevação da metálica da BR 153 em Goiânia (DNIT, 2012)



Os banzos inferiores e superiores, bem como as travessas superiores, são formados por tubos circulares de seção 168,3 × 9,5, 168,3 × 11 e 88,9 × 5,5 mm de espessura, respectivamente. As travessas inferiores possuem seção de 100 × 80 e 7,1 mm de espessura. A passarela conta ainda com um guarda-corpo em estrutura metálica tubular com altura de 1,10 metros e com proteção em tela metálica com altura total da travessia. As Figuras 6.5 e 6.6 complementam o detalhamento da passarela.

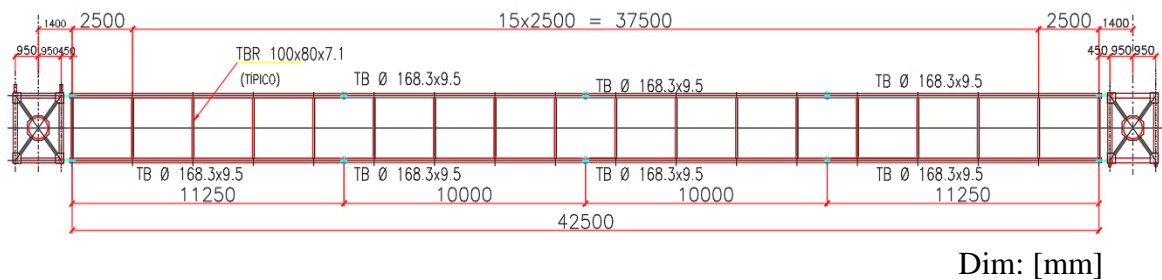


Figura 6.5 - Plano da travessia (DNIT, 2012)

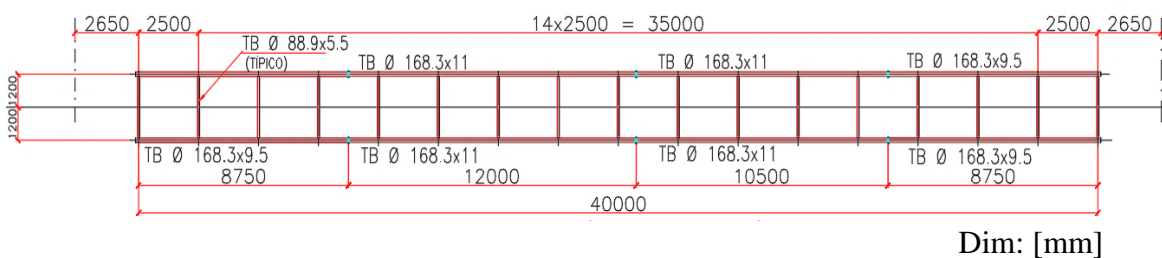


Figura 6.6 - Plano da cobertura (DNIT, 2012)

Por fim, a Tabela 6.1 traz informações acerca das características físicas dos materiais que compõem a estrutura.

Tabela 6.1- Propriedades físicas dos materiais (DNIT, 2012)

Propriedades	Material	
	Concreto Estrutural	Aço CA 50A
Módulo de Elasticidade (N/m <sup>2</sup> )	2,0 x 10 <sup>10</sup>	2,05 x 10 <sup>11</sup>
Coefficiente de Poisson	0,3	0,3

### 6.2.2 – Modelagem numérico-computacional do ME-I

Os elementos da treliça, as travessas e as torres metálicas foram representados pelo elemento BEAM188 interligados rigidamente. O tabuleiro foi modelado por elementos SHELL181. Engastes rígidos foram usados nas vinculações da base dos pilares. O modelo discretizado conta com 5064 nós e 3775 elementos. A Figura 6.7 retrata o modelo criado.



Figura 6.7 - Modelo tridimensional criado no ANSYS

### 6.2.3 – Análise Modal do ME-I

Os resultados da análise modal podem ser vistos na Tabela 6.2 que identifica os dez primeiros modos encontrados na estrutura.

Tabela 6.2 - Análise de vibrações livres do vão horizontal da passarela

Modo de Vibração (n)	Frequência Natural (Hz)	Características do Modo de Vibração
1	1,33	1º Modo de flexão horizontal
2	1,88	1º Modo de flexão vertical
3	2,40	1º Modo longitudinal
4	2,77	Modo combinado (vertical e horizontal)
5	3,19	Modo combinado (vertical e horizontal)
6	5,23	Modo combinado (vertical e horizontal)
7	6,29	2º Modo de flexão vertical
8	7,07	Modo local das travessas superiores
9	9,24	Modo local das travessas superiores
10	9,50	Modo local das travessas superiores

Observa-se que as frequências de vibrações da passarela associadas aos primeiros modos de flexão vertical e horizontal encontram-se nos intervalos críticos associados aos carregamentos dinâmicos produzidos por pessoas caminhando ou correndo sobre a estrutura. Os resultados gráficos obtidos para o 1º modo de flexão horizontal e 1º modo de flexão vertical podem ser vistos nas Figuras 6.8 e 6.9, respectivamente.

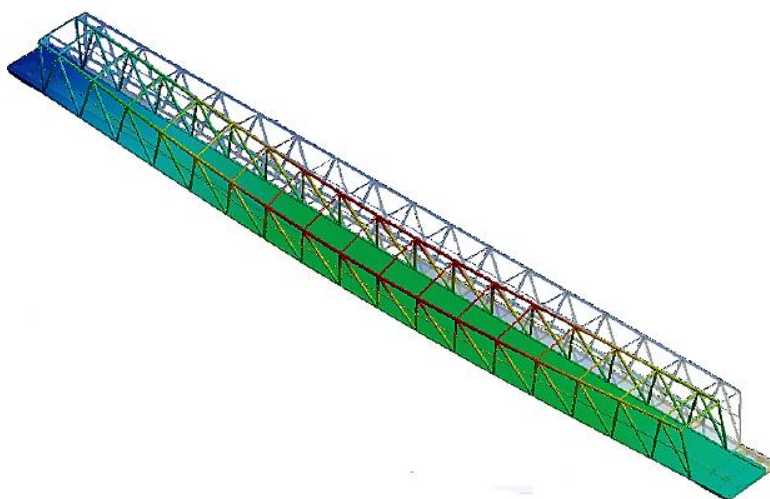


Figura 6.8 - Primeiro modo de vibração flexão horizontal – 1,33 Hz

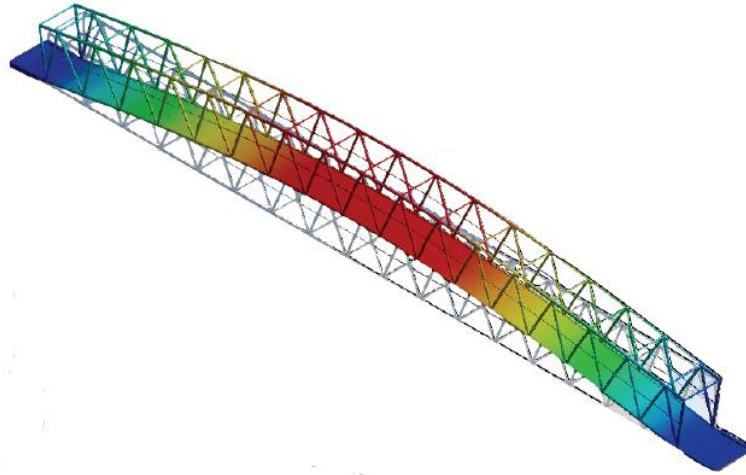


Figura 6. 9 - Primeiro modo de vibração flexão vertical – 1,88 Hz

É apresentado ainda um método aproximado para o cálculo da frequência fundamental da estrutura de acordo com o Boletim 209 do Comité Euro Internacional (CEB 209, 1991). A frequência fundamental de passarelas pode ser estimada em função do vão livre da estrutura e do tipo de material constituinte. O cálculo da frequência, em Hz, torna-se possível a partir da Eq.4.16 descrita no Capítulo 4:

$$f_{o,v} = 42.42,5^{-0,84} \text{ Hz}$$

$$f_{o,v} = 1,8 \text{ Hz}$$

Percebe-se que a frequência estimada acima se encontra próxima da frequência encontrada numericamente (1,88 Hz).

#### 6.2.4 – Análise Transiente do ME-I

A fim de simular o comportamento da estrutura diante o carregamento dinâmico proveniente do caminhar e correr dos pedestres, os diferentes métodos de análises dinâmicas apresentados no Capítulo 4 foram avaliados em busca de parâmetros a serem aplicados nos modelos numéricos já definidos, para que posteriormente fossem feitas as devidas comparações e classificação da passarela quanto ao atendimento ou não do que prescrevem tais normativos. Ressalta-se que, com respeito aos limites apresentados para a aceleração, algumas normas apresentam um modelo específico de carga a ser considerado na simulação e até mesmo métodos aproximados de forma a obter a aceleração máxima da estrutura que são representadas por um número limitado de pedestres sobre a passarela. No

entanto, outras normas não especificam a quantidade de pessoas a ser considerada na avaliação e tampouco fornecem formulações para a representação das cargas. No presente trabalho, para as normas que não oferecerem metodologias para representação do carregamento, apontando apenas os limites de serviço a serem obedecidos, foram levados em consideração os parâmetros prescritos pela ISO 10137 (2007) e os modelos propostos são descritos a seguir:

Modelo de carga I: Referente às prescrições do guia Sétra (2006). A carga deste modelo é aplicada ao longo de 50s sobre toda a superfície trafegável de modo a simular o efeito de uma multidão. Por conseguinte, não há variação espacial da carga no decorrer do tempo. O tempo escolhido para a realização da análise leva em consideração a frequência de passo do pedestre e, conseqüentemente, o tempo necessário para que a travessia seja completa. A frequência a ser usada coincide com a frequência da passarela, de maneira a intensificar os resultados. As verificações de conforto podem ser dadas tanto para a direção vertical como para a direção horizontal conforme os modelos de carga a serem aplicados. Portanto, para a passarela metálica de Goiânia, tem-se:

#### Etapa 1: Determinação da Classe da Passarela

Por a passarela ser de uso padrão, ocasionalmente atravessada por grupos grandes de pessoas, a mesma foi considerada como pertencente à Classe III.

#### Etapa 2: Determinação do Nível de Conforto e Aceleração Limite

Uma vez que este estudo busca a verificação do comportamento dinâmico da passarela, não será definido inicialmente o nível de conforto desejado. Ao fim da avaliação, as Tabelas 4.6 e 4.7 servirão para classificar a estrutura quanto à condição de serviço.

#### Etapa 3: Determinação das Frequências Naturais e Verificação da Necessidade de Cálculo Dinâmico.

As frequências naturais foram determinadas para as duas condições impostas pelo Sétra: passarela vazia e carregada em toda a sua área trafegável. A especificação da faixa associada à classe da passarela aponta qual o caso de carregamento a ser utilizado na análise dinâmica. Verifica-se que a faixa mais restritiva para o risco de ressonância da passarela é a Faixa 1, portanto:

Classe III + Faixa 1 → Caso 1 (tráfego pouco denso a denso)

Etapa 4: Cálculo da Aceleração Máxima Atuante

Para o caso de carga 1, definido anteriormente, a ser aplicada em toda a superfície trafegável da passarela, na direção vertical, os seguintes parâmetros devem ser identificados:

Densidade ( $d$ ):	0,5 pedestre/m
Frequência de Passo ( $f_{pv}$ ):	1.88 Hz
Frequência de Passo ( $f_{ph}$ ):	1.33 Hz
Área Trafegável ( $S$ ):	$S = 42,5 \times 2,4 = 102 \text{ m}^2$
Número de Pedestres ( $n$ ):	$n = S \times d = 51$ pedestres
Número Equivalente ( $N_{eq}$ ):	$N_{eq} = 10,8 \sqrt{\xi n} = 5,97$
Fator de Redução:	$\Psi_{r,v} = 0,22$ e $\Psi_{r,h} = 0$

Finalmente a função de carga vertical a ser aplicada no modelo numérico, por unidade de superfície é dada por:

$$F(t)_v = d \cdot 280 \cos(2 \pi f_v t) \frac{N_{eq}}{n} \Psi \quad [\text{N/m}^2]$$

$$F(t)_v = 140 \cos(2 \pi 1,88 t) \frac{5,97}{51} 0,22 \quad [\text{N/m}^2]$$

Ao refazer o processo para obter a função de carga para a verificação das acelerações na direção horizontal, verifica-se que o fator de redução ( $\Psi$ ) para 1,33 Hz (frequência fundamental horizontal) é nulo e, portanto, a função de carga horizontal também se torna nula.

$$F(t)_h = 0 \quad [\text{N/m}^2]$$

Modelo de carga II: Neste modelo, a força dinâmica caracteriza a atividade de caminhar na direção vertical e é representada pela Eq.4.2, composta por três harmônicos. A frequência de excitação considerada é igual a 2,0 Hz. A escolha se deu pela proximidade do valor com a primeira frequência de flexão vertical encontrada na estrutura. Ressalta-se que tal frequência se enquadra nos valores representativos da atividade de caminhar, conforme

prescrevem alguns autores. A carga é aplicada ao longo do vão, variando espacial e temporalmente, conforme se idealiza a caminhada de um pedestre. O modelo é aplicado em uma primeira análise simulando o caminhar de 1 pedestre trafegando sobre todo o vão. Posteriormente é analisada a condição de 10 pedestres sobre a estrutura. Tendo em vista que o efeito de várias pessoas caminhando é maior quando estas se encontram em fase, optou-se por considerar que estes estariam se locomovendo enfileirados, defasados de um período. Por fim, uma última situação é prevista aumentando o número de pedestres. Deste modo foi estudado ainda o caso de 30 pedestres se locomovendo, estes estariam em trio, formando três filas com 10 pedestres em cada, defasados de um período. A Figura 6.10 exemplifica o carregamento de dois passos consecutivos, com velocidade igual 1,5 m/s e frequência de passo igual 2,0 Hz.

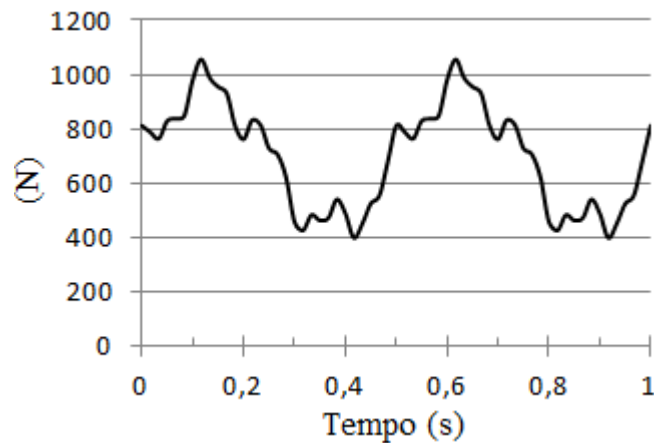


Figura 6.10 - Carregamento vertical para frequência 2,0 Hz

Modelo de carga III: A força dinâmica caracteriza a atividade de correr na direção vertical e é representada pela Eq.4.2, também composta por três harmônicos. A frequência de excitação considerada é igual a 2,55 Hz e levou em consideração os valores propostos por pesquisadores ao descrever a atividade de corrida. A carga é aplicada ao longo do vão, variando espacial e temporalmente. O modelo é aplicado em uma primeira análise simulando o caminhar de um pedestre trafegando sobre todo o vão. Posteriormente é analisada a condição de 10 pedestres sobre a estrutura. Tendo em vista que o efeito de várias pessoas caminhando é maior quando estas se encontram em fase, optou-se por considerar que estes estariam se locomovendo enfileirados, defasados de um período. Por fim, uma última situação é prevista aumentando o número de pedestres. Deste modo foi estudado ainda o caso de 30 pedestres se locomovendo, estes estariam em trio, formando

três filas com 10 pedestres em cada, defasados tal como na condição anterior. O carregamento de dois passos consecutivos para uma frequência de 2,55 Hz e com comprimento de passo igual a 1,30 m é apresentado na Figura 6.11.

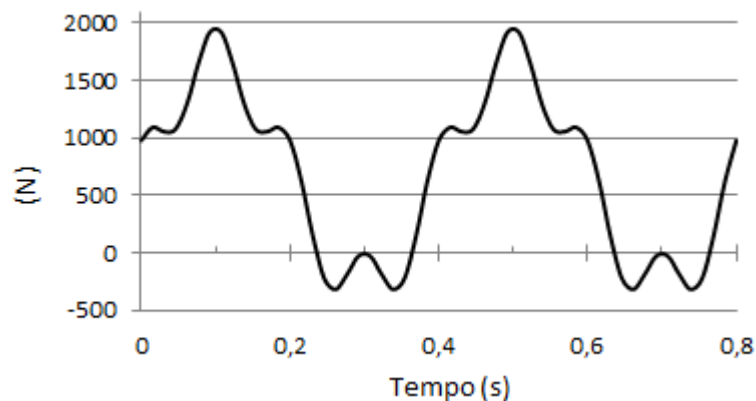


Figura 6.11 - Carregamento vertical para frequência 2,55 Hz

Modelo de carga IV: Para o quarto modelo, a força dinâmica para as verificações das acelerações na direção horizontal é representada pela Eq.4.3, composta por dois harmônicos. A frequência de excitação considerada é igual a 1,5 Hz pela proximidade com a frequência nesta direção encontrada na estrutura e estar em conformidade com indicações de autores. As mesmas observações das análises do modelo II e III referentes ao número de pedestres sobre a estrutura e como estes caminham, são mantidas.

É válido lembrar que para a aplicação da carga conforme os modelos de carga II a IV, a malha de elementos finitos teria de ser bastante refinada, e, portanto, uma simplificação foi adotada de modo que a carga fosse aplicada a cada 0,25m.

Uma idealização do procedimento usado para a aplicação das cargas para os modelos II a IV descritos pode ser observada na Figura 6.12, onde um carregamento  $F(t)$  é aplicado na estrutura com uma velocidade constante, variando no tempo e no espaço. Conforme o pedestre vai caminhando ao longo da passarela, diversas cargas vão sendo aplicadas e desaplicadas, até que o mesmo termine o seu trajeto.



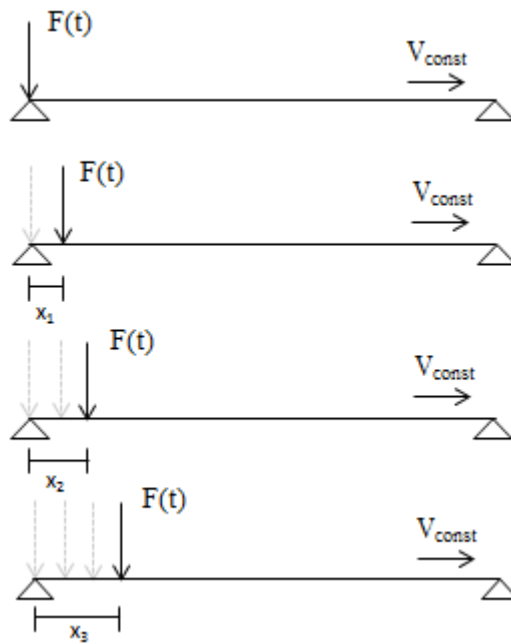


Figura 6.12 - Representação parcial do carregamento dos Modelos II a IV para um pedestre trafegando.

Além disso, foi considerada uma taxa de amortecimento igual a 0,6 % para obter os coeficientes de Rayleigh ( $\alpha$  e  $\beta$ ) e que são necessários para a obtenção da matriz de amortecimento do sistema.

Por conseguinte, as respostas dinâmicas da passarela, em termos de acelerações e deslocamentos foram determinadas aplicando-se os modelos descritos anteriormente.

As Figuras 6.13 a 6.16 apresentam alguns dos gráficos obtidos de deslocamentos e acelerações do nó central da passarela, conforme orientações dos modelos propostos. Ressalta-se que os gráficos se encontram em escalas diferentes para melhor visualização dos resultados. Tais dados servirão de base para as análises dos critérios de conforto.

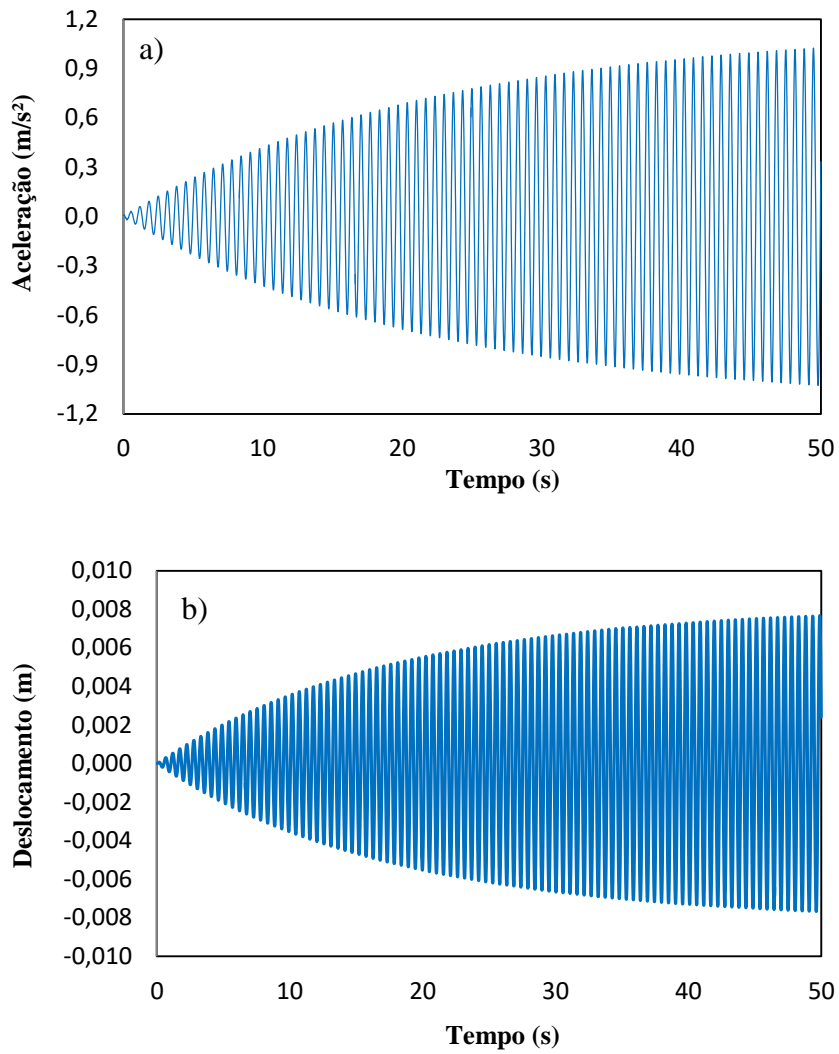
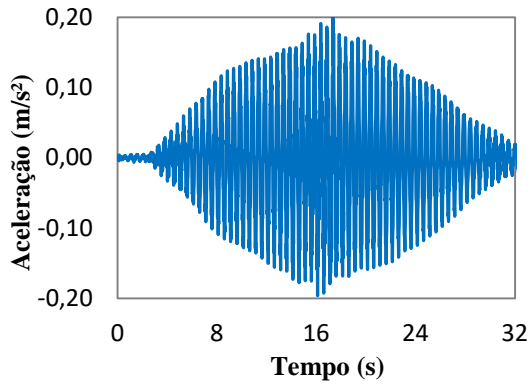
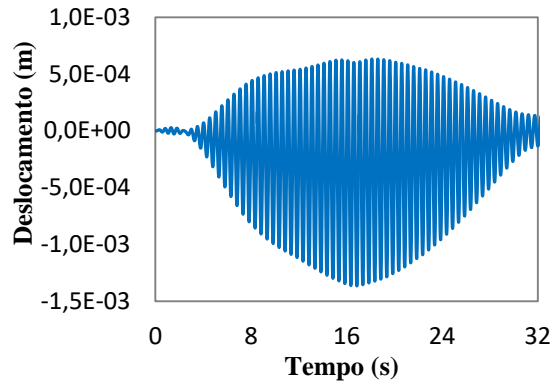


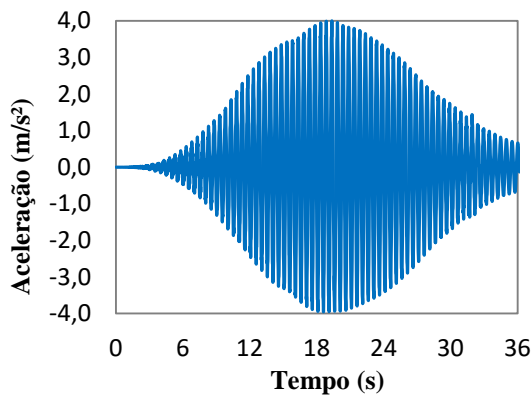
Figura 6. 13- Acelerações (a) e deslocamentos (b) encontrados conforme Modelo de carga I



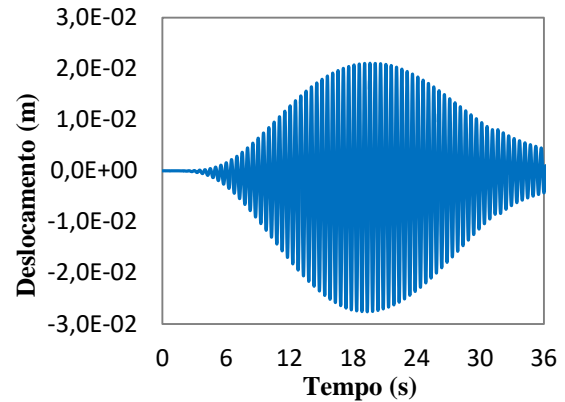
a) Acelerações devido ao Modelo de Carga II  
1 Pedestre ( $a_{\text{máx}} = 0,21 \text{ m/s}^2$ )



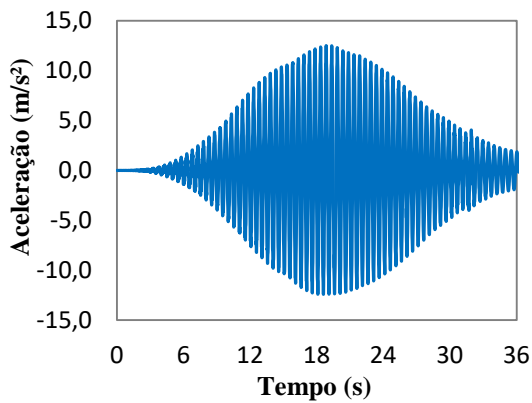
b) Deslocamentos devido ao Modelo II  
1 Pedestre ( $d_{\text{máx}} = 1,36 \text{ mm}$ )



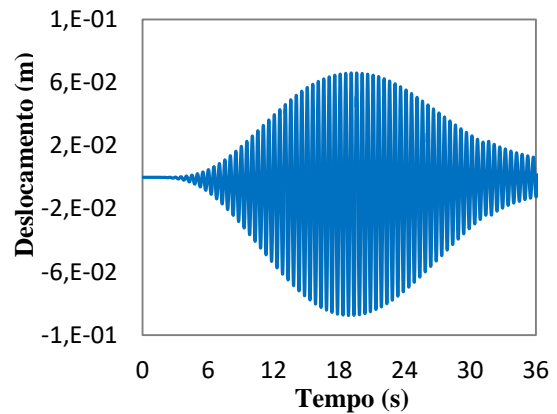
c) Acelerações devido ao Modelo de Carga II  
10 Pedestres ( $a_{\text{máx}} = 4,0 \text{ m/s}^2$ )



d) Deslocamentos devido ao Modelo II  
10 Pedestres ( $d_{\text{máx}} = 27,6 \text{ mm}$ )

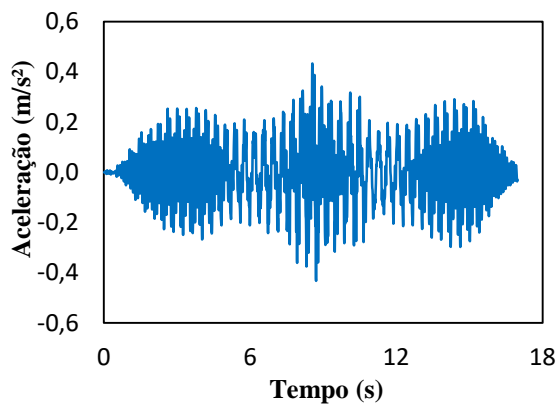


e) Acelerações devido ao Modelo de Carga II  
30 Pedestres ( $a_{\text{máx}} = 12,5 \text{ m/s}^2$ )

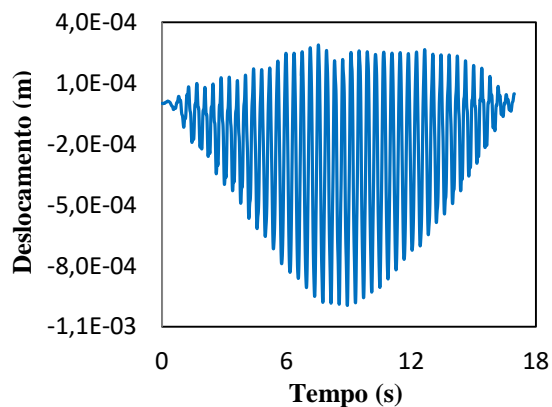


f) Deslocamentos devido ao Modelo II  
30 Pedestres ( $d_{\text{máx}} = 87,4 \text{ mm}$ )

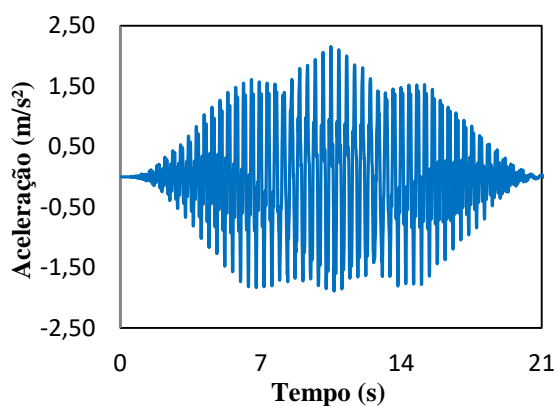
Figura 6. 14 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga II



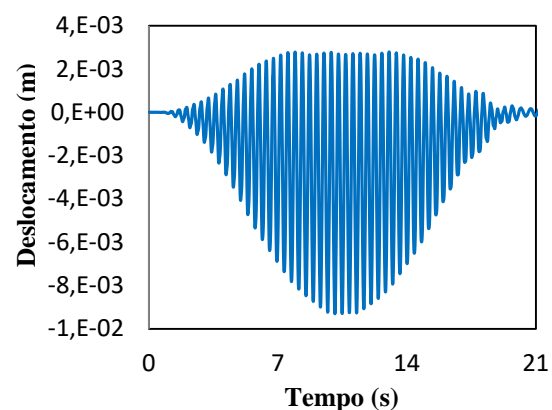
a) Acelerações devido ao Modelo de carga III  
1 Pedestre ( $a_{m\acute{a}x} = 0,43 \text{ m/s}^2$ )



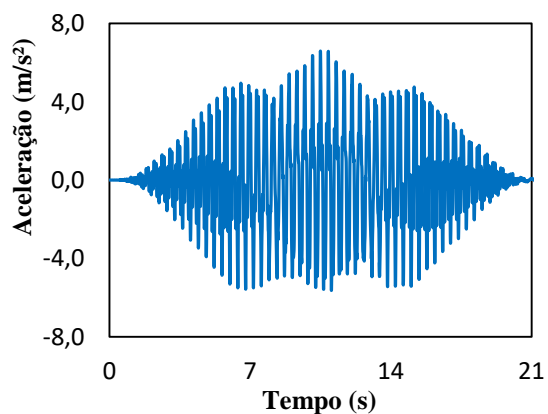
b) Deslocamentos devido ao Modelo III  
1 Pedestre ( $d_{m\acute{a}x} = 0,28 \text{ mm}$ )



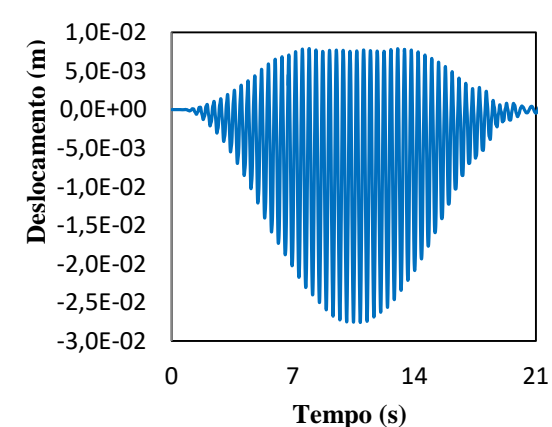
c) Acelerações devido ao Modelo de carga III  
10 Pedestres ( $a_{m\acute{a}x} = 2,15 \text{ m/s}^2$ )



d) Deslocamentos devido ao Modelo III  
10 Pedestres ( $d_{m\acute{a}x} = 2,78 \text{ mm}$ )

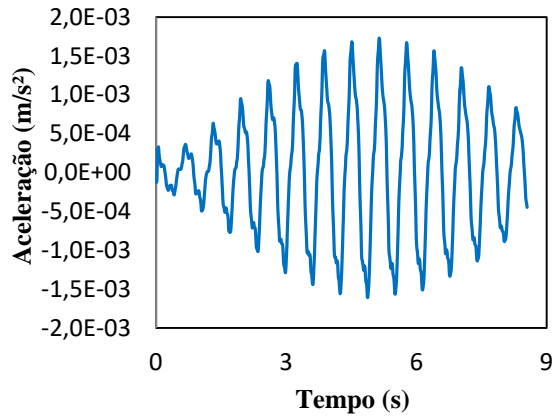


e) Acelerações devido ao Modelo de carga III  
30 Pedestres ( $a_{m\acute{a}x} = 6,6 \text{ m/s}^2$ )

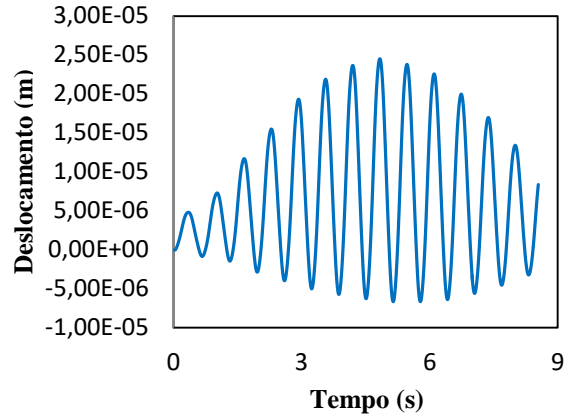


f) Deslocamentos devido ao Modelo III  
30 Pedestres ( $d_{m\acute{a}x} = 7,91 \text{ mm}$ )

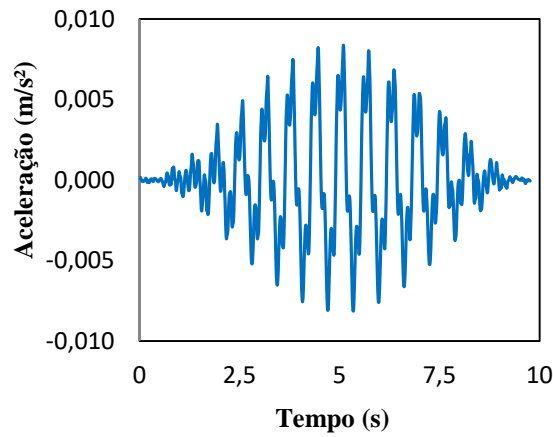
Figura 6.15 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga III



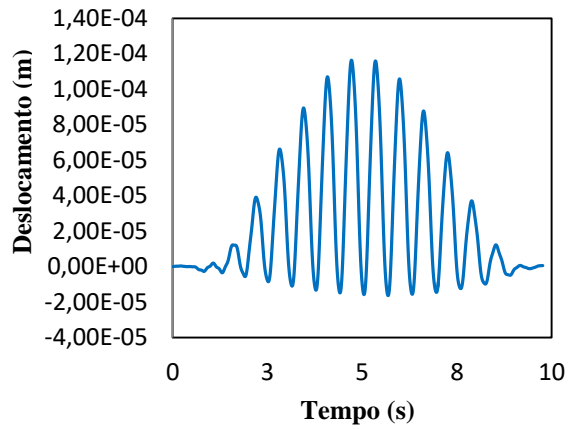
c) Acelerações devido ao Modelo de carga IV  
1 Pedestre ( $a_{\text{máx}} = 0,0017 \text{ m/s}^2$ )



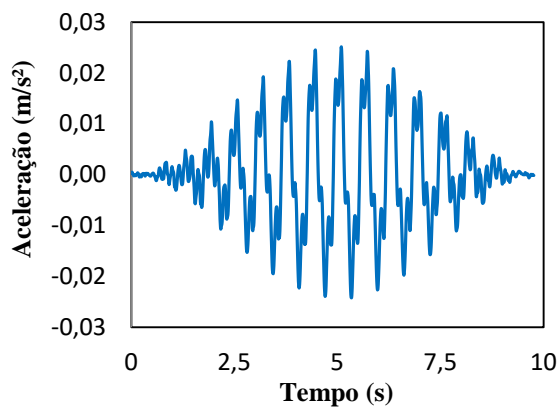
d) Deslocamentos devido ao Modelo IV  
1 Pedestre ( $d_{\text{máx}} = \text{mm}$ )



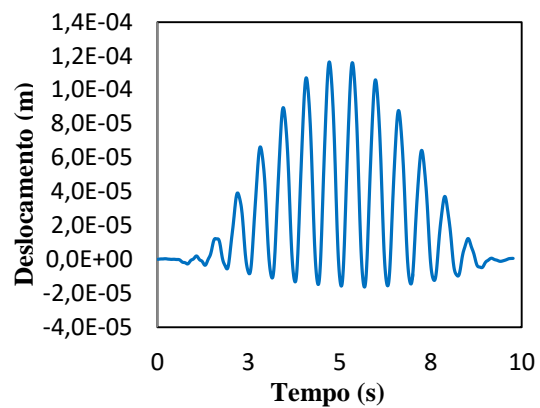
c) Acelerações devido ao Modelo de carga IV  
10 Pedestres ( $a_{\text{máx}} = 0,0083 \text{ m/s}^2$ )



d) Deslocamentos devido ao Modelo IV  
10 Pedestres ( $d_{\text{máx}} = 0,11 \text{ mm}$ )



e) Acelerações devido ao Modelo de carga IV  
30 Pedestres ( $a_{\text{máx}} = 0,0252 \text{ m/s}^2$ )



f) Deslocamentos devido ao Modelo IV  
30 Pedestres ( $d_{\text{máx}} = 0,34 \text{ mm}$ )

Figura 6.16 - Acelerações e deslocamentos obtidos conforme Modelo de carga IV

Para a Associação Norte-Americana de especialistas rodoviários e de transporte (AASHTO, 2009) as verificações de conforto para a direção horizontal podem ser dispensadas, uma vez que a estrutura apresenta frequência natural horizontal acima de 1,3 Hz. Já para a direção vertical se fazem necessárias, por a passarela apresentar frequência natural vertical igual a 1,88 Hz, estando abaixo do valor de 3,0 Hz indicado como satisfatório pela norma.

No entanto, o método alternativo com duas verificações dadas pelas Eq. 4.9 e 4.10 será avaliado de modo a tentar isentar a análise dinâmica na direção vertical:

A frequência fundamental na direção vertical ( $f_{o,v}$ ) pode ser estimada através da aproximação da Eq. 4.11:

$$f_{o,v} = 0,18 \cdot \sqrt{g/\Delta DL} \text{ Hz}$$

$$f_{o,v} = 1,90 \text{ Hz}$$

No entanto, foi usado o valor de  $f = 1,88 \text{ Hz}$  obtido numericamente, por implicar em resultados mais favoráveis à segurança. Portanto:

$$1,88 \text{ Hz} \geq 2,86 \ln \left( \frac{180}{77,65} \right) \text{ Hz}$$

$$1,88 \text{ Hz} \geq 2,4 \text{ Hz} \rightarrow \text{Errado!}$$

$$77,65 \text{ Kips} \geq 180 \cdot e^{(-0,35 \cdot 1,88)} \text{ Kips}$$

$$77,65 \text{ Kips} \geq 93,22 \text{ Kips} \rightarrow \text{Errado!}$$

O método simplificado classifica a estrutura como não atendendo os requisitos para a direção vertical.

#### 6.2.4.1 – Avaliação das acelerações

Comparações entre os resultados encontrados das análises transientes e as prescrições das normas avaliadas são apresentadas nas Figuras 6.17 a 6.20.

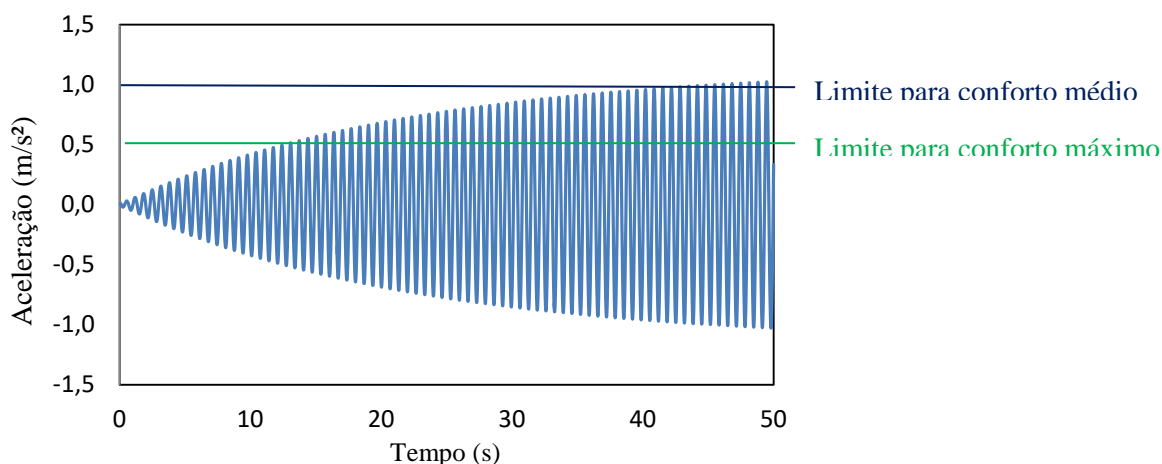


Figura 6. 17- Classificação da passarela quanto ao conforto conforme prescrições do Modelo de carga I

Observa-se que, conforme aplicação de carga do Modelo de carga I que simula o efeito multidão, a passarela exibe acelerações verticais que a classifica na transição de conforto médio ( $0,5 < a_{\text{máx}} < 1,0$ ) para conforto mínimo ( $1,0 < a_{\text{máx}} < 2,5$ ), conforme o que prescreve o guia Sétra (2006). Ao comparar essas mesmas acelerações com os valores que prescrevem as demais normas analisadas, a estrutura é classificada como insatisfatória e capaz de gerar vibrações indesejadas. Ainda sobre o Modelo de carga I, ressalta-se que para a direção horizontal, o valor de carga a ser aplicado é nulo e, conseqüentemente, a estrutura é considerada incapaz de provocar vibrações indesejadas a ponto de causar desconforto aos usuários, nesta direção.

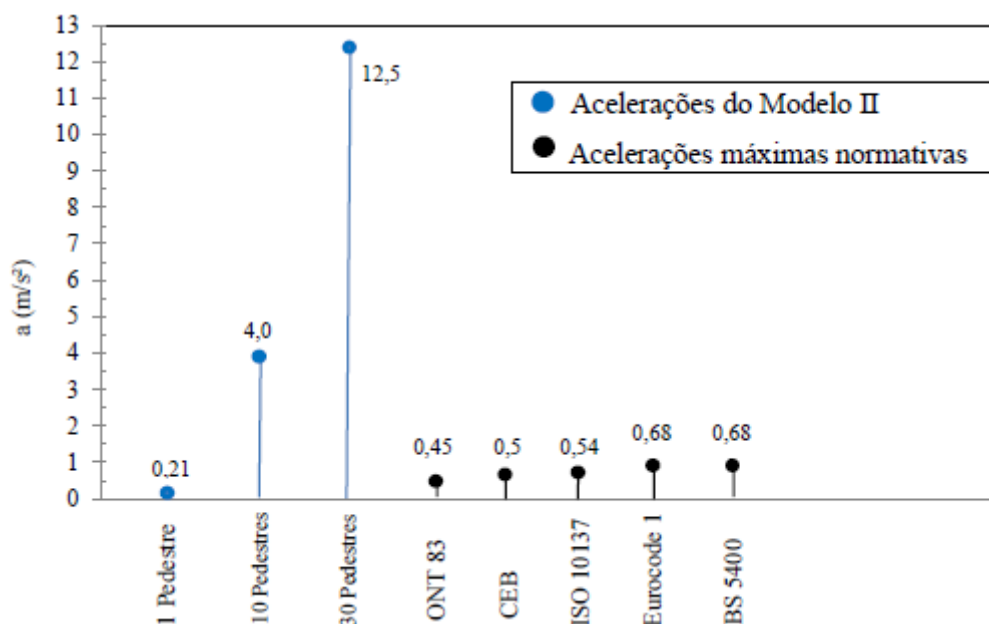


Figura 6. 18- Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga II e as prescrições normativas

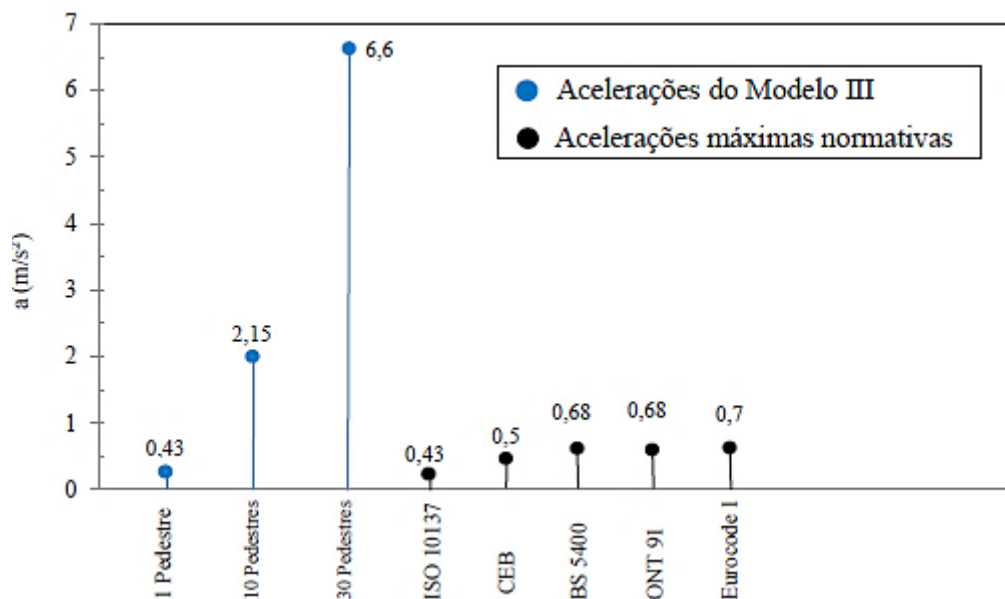


Figura 6. 19 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga III e as prescrições normativas

Ao analisar as frequências da estrutura na direção vertical, constata-se que as normas indicam que a avaliação das acelerações se faz necessária pelo baixo valor de frequência fundamental que a passarela apresenta nesta direção. Com as acelerações encontradas a partir das análises transientes conforme os Modelos de cargas II e III confirma-se que a passarela é capaz de gerar vibrações indesejadas com dez ou trinta pedestres caminhando ou correndo sobre a estrutura. As análises mostram ainda que para um único pedestre trafegando as acelerações se encontram no limite estabelecido pela ISO 10137 (2007).

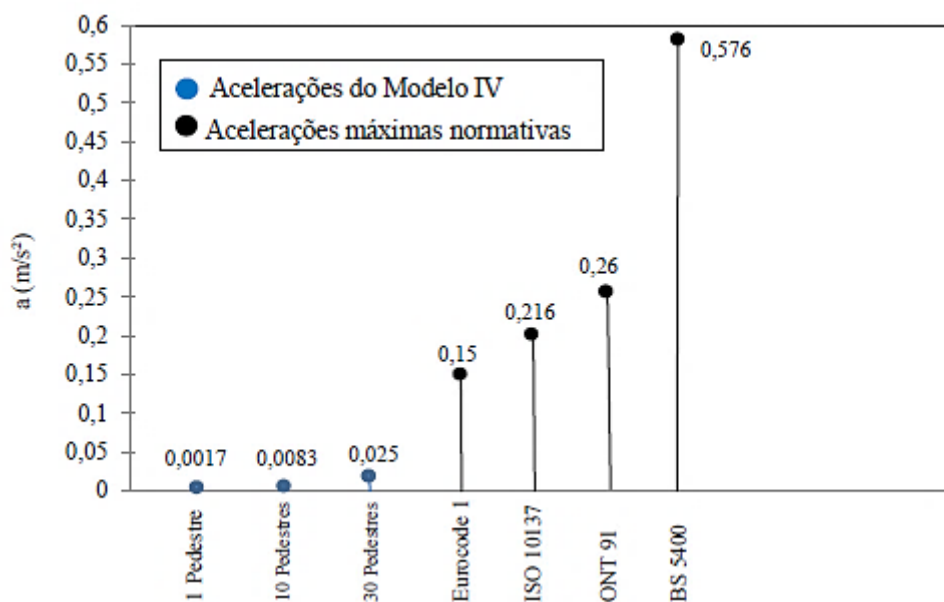


Figura 6. 20 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga IV e as prescrições normativas



Verifica-se que para a direção horizontal, em uma primeira análise onde somente as frequências da estrutura são analisadas, a passarela pode ser considerada como satisfatória pela AASHTO (2009). No entanto, as normas BS 5400 (1978), Eurocode 1 (2003), Eurocode 5 (2004), NBR 8800 (2013) e ONT (19991) indicam a necessidade da avaliação das acelerações. Ao submeter a passarela a análises transientes, percebe-se que as vibrações nesta direção não são capazes de gerar desconforto aos usuários, uma vez que, para os três casos analisados de tráfego de pedestres sobre a estrutura, as acelerações encontradas não ultrapassaram os valores limites impostos pelas diretrizes.

### 6.3 – MODELO ESTRUTURAL II (ME-II) : PASSARELA DE PIRACICABA

#### 6.3.1 – Descrição do modelo

A segunda estrutura em estudo é uma passarela pênsil com tabuleiro em madeira, situada no estado de São Paulo, sobre o Rio Piracicaba. A passarela é uma das vias de acesso ao Engenho Central e proporciona uma bela visão do leito do rio, do véu da noiva, do salto, do mirante e da Rua do Porto, todos esses espaços emblemáticos da cidade de Piracicaba. Além disso, a passarela está localizada próxima a um museu e a um teatro, o que faz com que a estrutura receba a visita de inúmeros turistas. A escolha foi motivada, pois de acordo com alguns usuários da passarela, vibrações são perceptíveis. Além disso, o fato da mesma possuir um sistema estrutural diferente da primeira passarela a ser analisada reforça a escolha. A foto aérea da Figura 6.21 aponta a localização da mesma.



Figura 6. 21 - Vista área da Passarela Pênsil de Piracicaba. Google Earth. Acesso em: dezembro 2016.

Inaugurada em 15 de dezembro de 1992, a passarela possui 105 metros, sendo 75 m em vão suspenso e largura constante igual a 4 m, estando os pendurais espaçados a 3 m. A relação entre o vão central e a flecha é de 6,25 e a relação entre o vão e a altura das vigas treliçadas é de 50, conforme pode ser percebido pelo esquema apresentado na Figura 6.22.

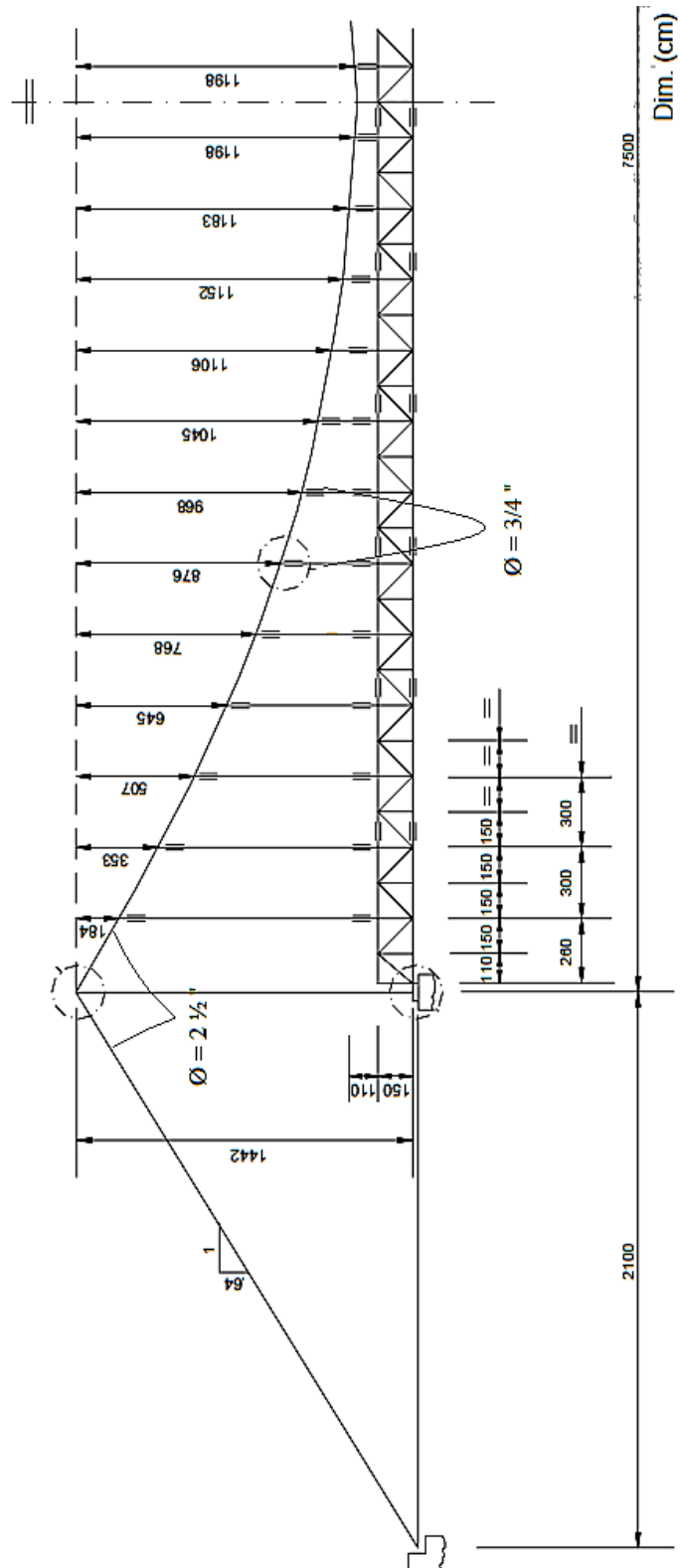


Figura 6. 22 - Esquema geral da passarela (Revista Madeira, 2001)

Os banzos e transversinas são treliçados, com peças retangulares compostas de madeira da espécie *Eucalyptus Citriodora*, com largura igual a 6 cm e altura igual a 16 cm, conforme ilustra a Figura 6.23.

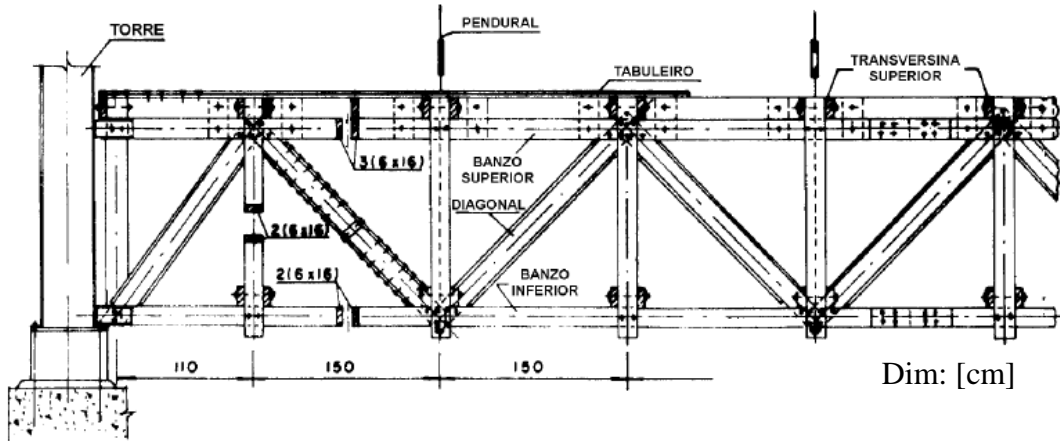


Figura 6.23 - Elevação lateral (Revista Madeira, 2001)

As tábuas do tabuleiro também são da espécie *Eucalyptus Citriodora* e possuem 2,5 cm de espessura e 20 cm de largura, como pode ser visto na Figura 6.24.

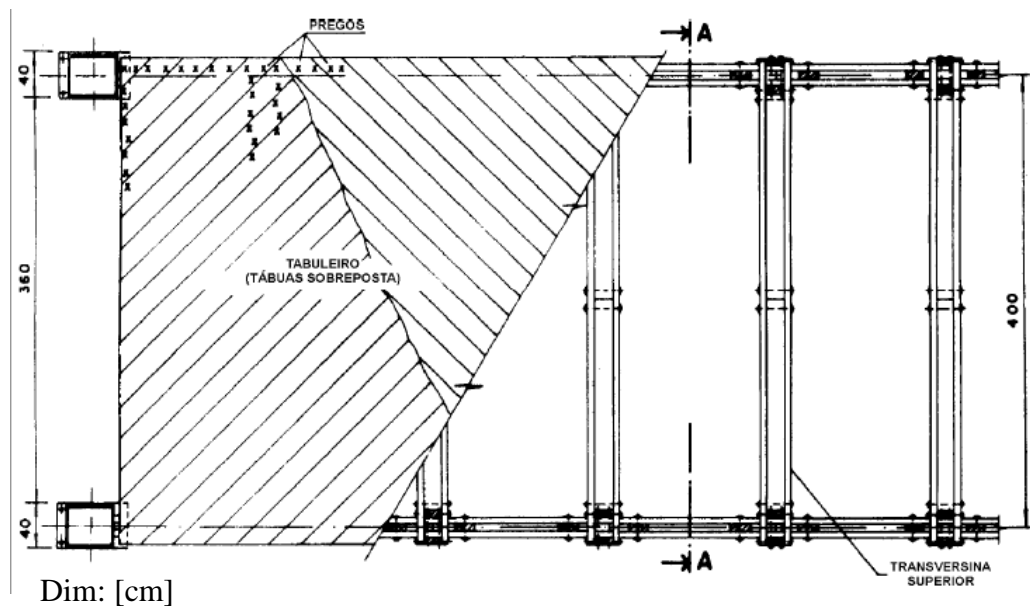


Figura 6.24 - Vista em planta (Revista Madeira, 2001)

Em concordância com a Figura 6.25, o sistema treliçado conta ainda com contraventamentos em peças retangulares com largura igual a 8,0 cm e altura igual a 16 cm.

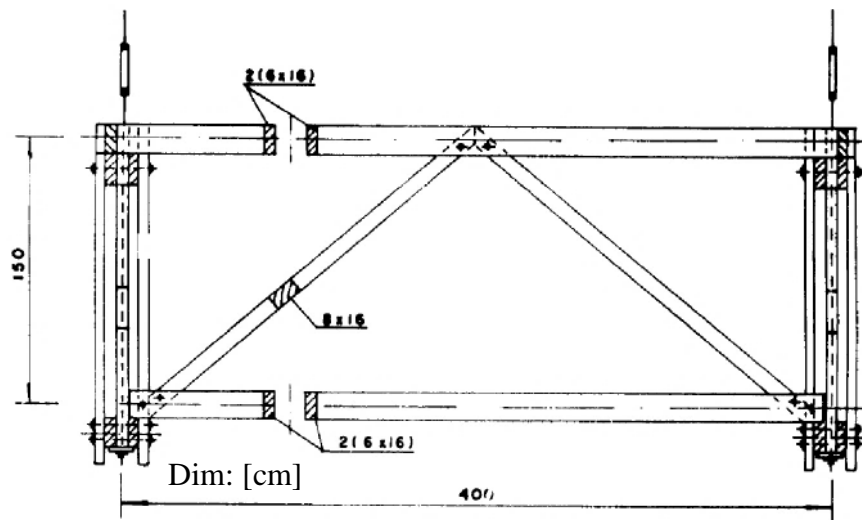


Figura 6.25 - Corte AA (Revista Madeira, 2001)

As torres de suspensão são metálicas, sendo detalhadas conforme a Figura 6.26.

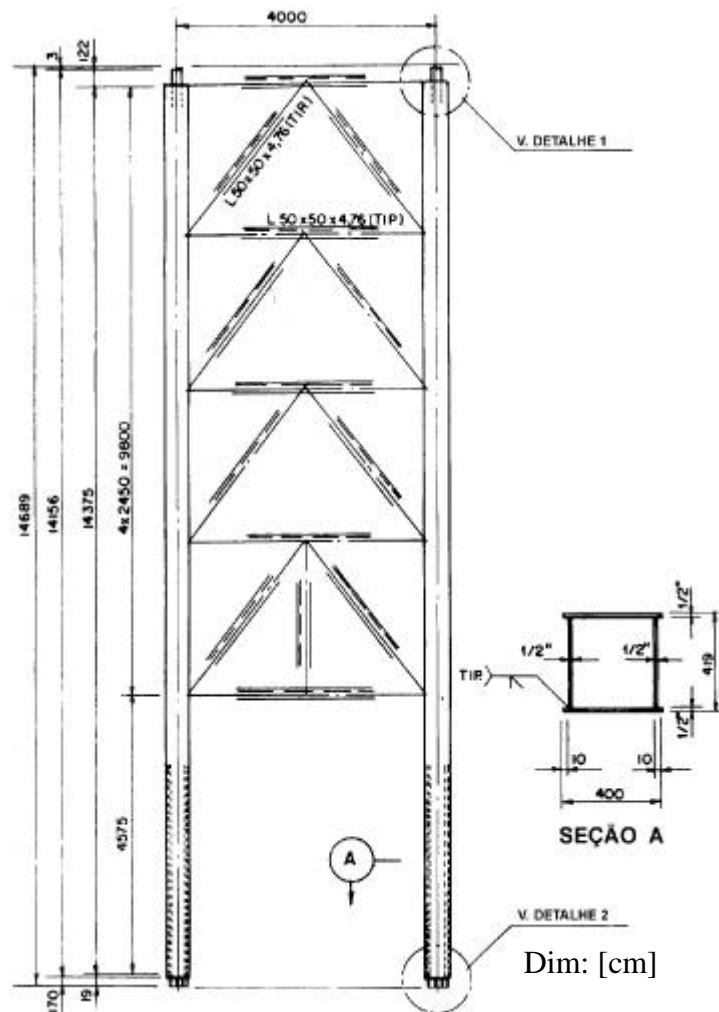


Figura 6.26 - Detalhes das torres de suspensão (Revista Madeira, 2001)

O arranjo estrutural adotado, composto por cabos principais, pendurais, banzos, diagonais, transversinas e contraventamentos, que constituem o vão livre de 75 m pode ser visto na Figura 6.27, que apresenta a passarela pronta para o uso.



Figura 6.27 - Passarela Pênsil de Piracicaba (Revista Madeira, 2001)

A Tabela 6.3 apresenta as propriedades físicas dos materiais constituintes da passarela.

Tabela 6.3 - Propriedades físicas dos materiais

Material	Peso Específico ( $\rho$ ) (kg/m <sup>3</sup> )	Módulo de Elasticidade (E, G) (MPa)			Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )		
		$E_L$ (MPa)	$E_R$ (MPa)	$E_T$ (MPa)	$\nu_{LR}$	$\nu_{LT}$	$\nu_{RT}$
Aço Estrutural	7860	205000			0,3		
Cabo Filler AA 6x25	7860	129400			0,3		
Aço 1020	7860	210000			0,3		
Madeira <i>Eucalyptus Citriodora</i>	999	16981	1825	1358,5	0,23	0,48	0,7
		$G_{LR}$	$G_{RT}$	$G_{LT}$			
		861	86,1	809,34			

Os módulos de elasticidade, bem como os coeficientes de Poisson da Madeira *Eucalyptus Citriodora* usados, foram determinados experimentalmente por Ballarin e Oliveira (2003) e

analiticamente pelos fatores de conversões propostos por Bodig e Jayne (1982), conforme relata Bilesky e Conti (2010). Os parâmetros usados para o aço *Filler* com alma de aço foram encontrados em manuais técnicos de fornecedores, tal como CIMAF (2009).

### 6.3.2 – Modelagem numérico-computacional do ME-I

No modelo, as peças constituintes da treliça em madeira, as torres metálicas e os cabos foram representados pelo elemento BEAM188 interligados rigidamente e as continuidades na estrutura foram levadas em consideração. O tabuleiro também em madeira e ligado ao longo dos banzos superiores, foi modelado por elementos SHELL181. As ancoragens dos cabos principais foram simplificadaamente substituídas por apoios fixos e o mesmo procedimento foi adotado para representar a ligação das torres aos blocos de fundação. A Figura 6.28, traz parte da representação tridimensional da passarela, conforme programa ANSYS 15. O modelo discretizado possui 5180 nós e 3674 elementos.

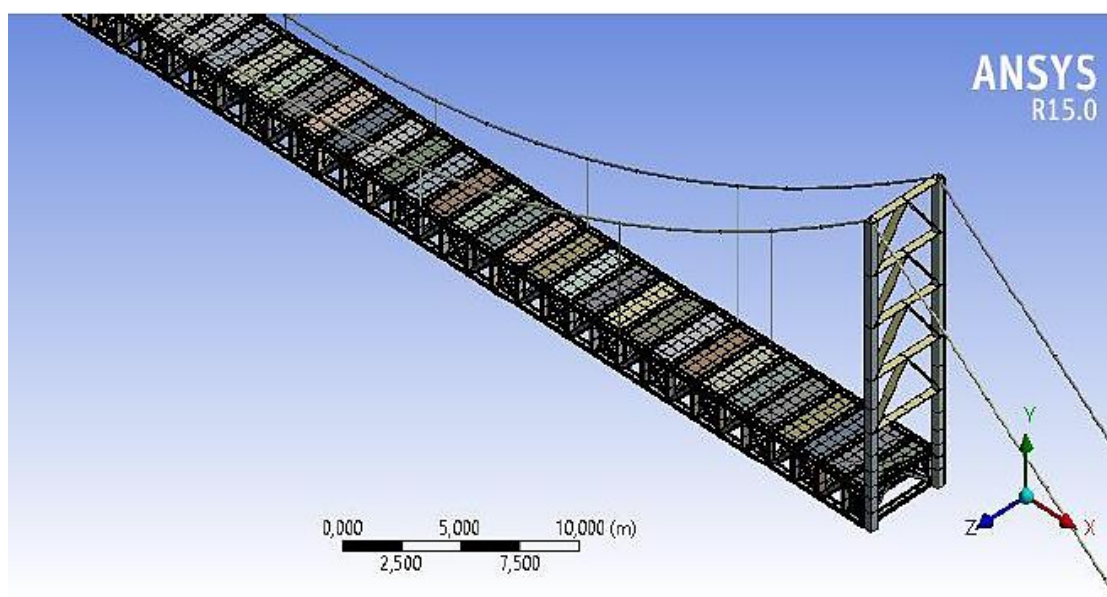


Figura 6.28 - Modelo tridimensional criado no ANSYS

### 6.3.3 – Análise Modal do ME-II

A análise modal foi realizada para os primeiros 115 modos e os resultados das primeiras frequências relevantes encontradas no tabuleiro estão apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Análise de vibrações livres do vão pênsil da passarela

Modo de Vibração (n°)	Frequência Natural (Hz)	Características do Modo de Vibração
9	1,27	1° Modo de flexão vertical
18	1,57	1° Modo de flexão horizontal
21	2,01	1° Modo de torção
24	2,55	2° Modo de flexão vertical
37	3,42	2° Modo de torção
43	4,25	2° Modo de flexão horizontal com torção
96	4,63	3° Modo de flexão vertical
107	5,72	3° Modo de flexão horizontal com torção
115	6,99	4° Modo de flexão vertical

Logo abaixo, as Figuras 6.29 a 6.34 exibem graficamente os resultados obtidos para os dois primeiros modos de vibração vertical, horizontal e de torção, respectivamente.

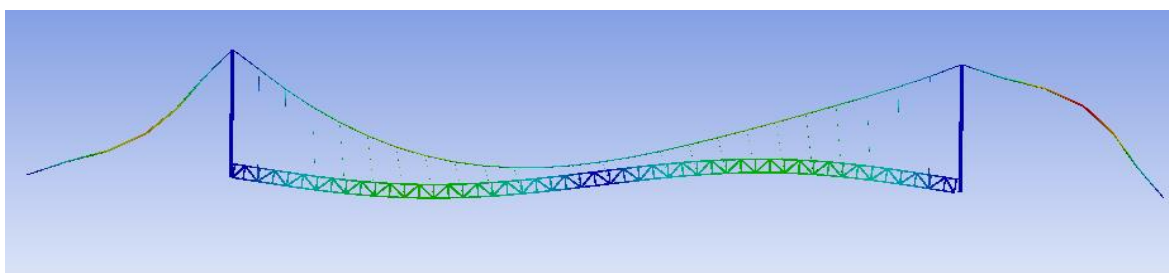


Figura 6.29 - Primeiro modo de vibração flexão vertical – 1,27 Hz (Vista longitudinal)

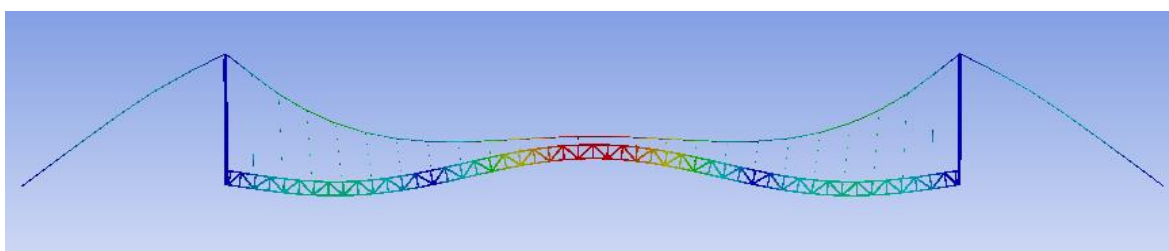


Figura 6.30 - Segundo modo de vibração flexão vertical – 2,55 Hz (Vista longitudinal)

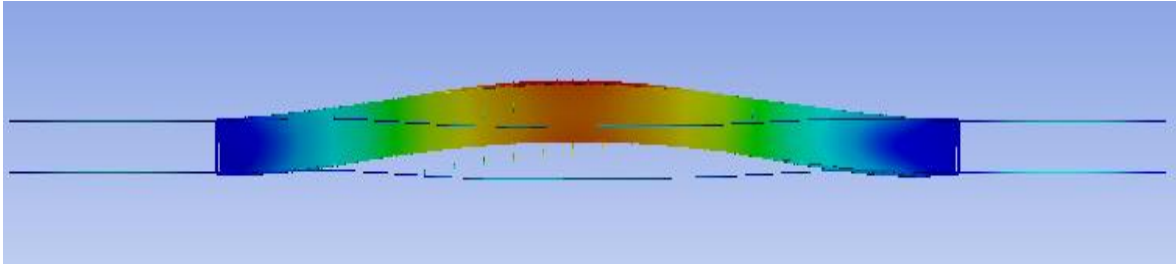


Figura 6.31 - Primeiro modo de vibração flexão horizontal – 1,57 Hz (Vista superior)

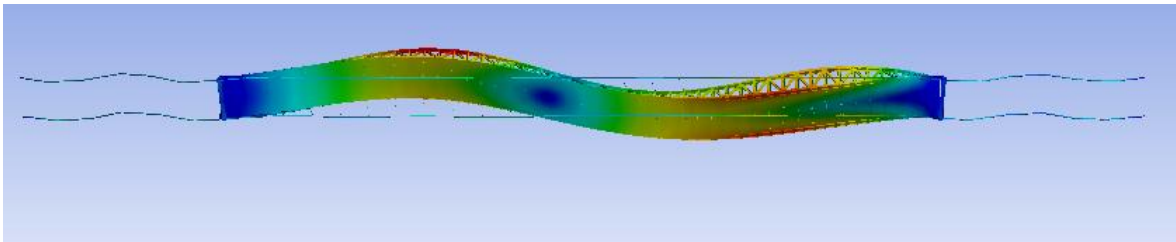


Figura 6.32 - Segundo modo de vibração horizontal com torção – 4,25 Hz (Vista superior)

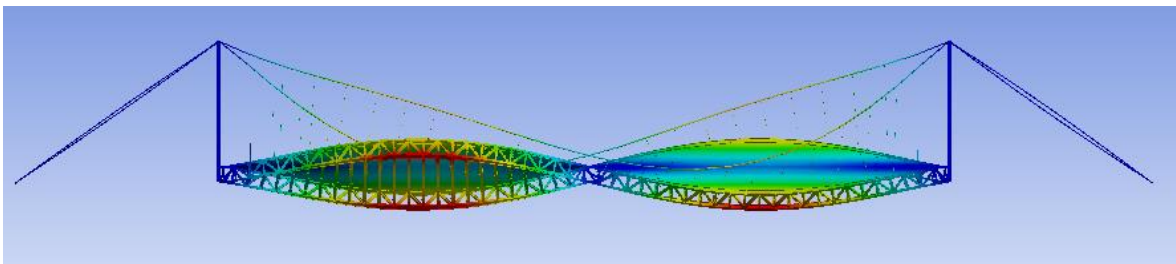


Figura 6.33 - Primeiro modo de vibração de torção – 2,01 Hz (Vista longitudinal)

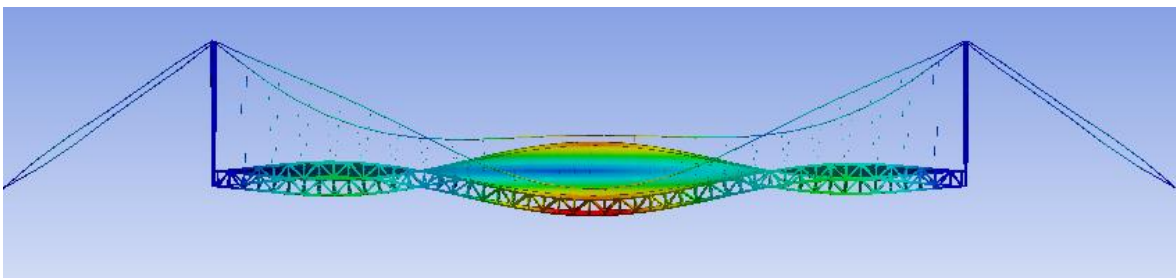


Figura 6.34 - Segundo modo de vibração de torção – 3,42 Hz (Vista longitudinal)

Da análise realizada, observa-se que as frequências de vibrações da estrutura associadas aos dois primeiros modos de flexão vertical e de torção encontram-se nos intervalos críticos associados aos carregamentos dinâmicos produzidos por pessoas caminhando ou correndo sobre a estrutura. Os modos cujas frequências apresentam valores elevados, possivelmente não seriam significativamente excitados.



### **6.3.4 – Análise Transiente do ME-II**

Visando simular o comportamento da estrutura diante o carregamento dinâmico proveniente do caminhar e correr dos pedestres, os métodos de análises dinâmicas apresentados no Capítulo 4 foram novamente avaliados em busca de parâmetros a serem aplicados no modelo numérico definido. As mesmas observações referentes à representação do carregamento, feitas na análise transiente do ME-I são mantidas, e, portanto, os modelos propostos são descritos a seguir:

Modelo de carga I: Referente às prescrições do guia Sétra (2006). A carga deste modelo é aplicada ao longo de 50s sobre toda a superfície trafegável de modo a simular o efeito de uma multidão. Por conseguinte, não há variação espacial da carga no decorrer do tempo. O tempo escolhido para a realização da análise leva em consideração a frequência de passo do pedestre e, conseqüentemente, o tempo necessário para que a travessia seja completa. A frequência a ser usada coincide com a frequência da passarela, de maneira a intensificar os resultados. As verificações de conforto podem ser dadas tanto para a direção vertical como para a direção horizontal conforme os modelos de carga a serem aplicados. Portanto, para a passarela pênsil de Piracicaba, tem-se:

#### Etapa 1: Determinação da Classe da Passarela

Por ser uma atração turística da cidade, a passarela Pênsil foi considerada como pertencente à Classe I (passarela urbana ligando áreas densas, sujeitas a elevado fluxo de pedestres, que possam ser frequentemente atravessadas por multidões, como, por exemplo, zonas turísticas).

#### Etapa 2: Determinação do Nível de Conforto e Aceleração Limite

Uma vez que este estudo busca a verificação do comportamento dinâmico da passarela, não será definido inicialmente o nível de conforto desejado. Ao fim da avaliação, as Tabelas 4.6 e 4.7 servirão para classificar a estrutura quanto à condição de serviço.

Etapa 3: Determinação da Frequência Natural e Verificação da Necessidade de Cálculo Dinâmico.

As frequências naturais forem determinadas para as duas condições impostas pelo Sétra: passarela vazia e carregada em toda a sua área trafegável. Os resultados para o 1º modo vertical e 1º modo horizontal foram classificados quanto ao risco de ressonância.

A especificação da faixa associada à classe da passarela aponta qual o caso de carregamento a ser utilizado na análise dinâmica. Verifica-se que a faixa mais restritiva para o risco de ressonância da passarela é a Faixa 2. Portanto:

Classe I + Faixa 2 → Caso 2 (tráfego muito denso)

#### Etapa 4: Cálculo da Aceleração Máxima Atuante

Para o caso de carga 2, definido anteriormente, a ser aplicada em toda a superfície trafegável da passarela na direção vertical, os seguintes parâmetros devem ser identificados:

Densidade ( $d$ ):	1 pedestre/m
Frequência de Passo ( $f_{pv}$ ):	1.27 Hz
Frequência de Passo ( $f_{ph}$ ):	1.57 Hz
Área Trafegável ( $S$ ):	$S = 75 \times 4 = 300 \text{ m}^2$
Número de Pedestres ( $n$ ):	$n = S \times d = 300$ pedestres
Número Equivalente ( $N_{eq}$ ):	$N_{eq} = 1,85 \sqrt{n} = 32$
Fator de Redução:	$\Psi_{r,v} = 0,20$ e $\Psi_{r,h} = 0$

Finalmente a função de carga vertical a ser aplicada no modelo numérico, por unidade de superfície é dada por:

$$F(t)_v = 280 \cos(2 \pi f_{pv} t) \frac{N_{eq}}{n} \Psi_{r,v} \text{ [N/m}^2\text{]}$$

$$F(t)_v = 280 \cos(2 \pi 1,27 t) \frac{32}{300} 0,20 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Ao refazer o processo para obter a função de carga para a verificação das acelerações na direção horizontal, verifica-se que o fator de redução para 1,57 Hz (frequência fundamental horizontal) é nulo e, portanto, a função de carga horizontal também se torna nula.

$$F(t) = 0 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Modelo de carga II: Neste modelo, a força dinâmica caracteriza a atividade de caminhar na direção vertical e é representada pela Eq.4.2, composta por três harmônicos. A frequência de excitação considerada é igual a 1,3 Hz. A escolha se deu pela proximidade do valor com a primeira frequência de flexão vertical encontrada na estrutura. Ressalta-se que tal frequência se enquadra nos valores representativos da atividade de caminhar, conforme prescrevem alguns autores. A carga é aplicada ao longo do vão, variando espacial e temporalmente, conforme se idealiza a caminhada de um pedestre. O modelo é aplicado em uma primeira análise simulando o caminhar de 1 pedestre trafegando sobre todo o vão. Posteriormente é analisada a condição de 10 pedestres sobre a estrutura. Tendo em vista que o efeito de várias pessoas caminhando é maior quando estas se encontram em fase, optou-se por considerar que estes estariam se locomovendo enfileirados, defasados de um período. Por fim, uma última situação é prevista aumentando o número de pedestres. Deste modo foi estudado ainda o caso de 30 pedestres se locomovendo, estes estariam em trio, formando três filas com 10 pedestres em cada, defasados de um período.

Modelo de carga III: A força dinâmica caracteriza a atividade de correr na direção vertical e é representada pela Eq.4.2, também composta por três harmônicos. A frequência de excitação considerada é igual a 2,55 Hz e levou em consideração os valores propostos por pesquisadores ao descrever a atividade de corrida. A carga é aplicada ao longo do vão, variando espacial e temporalmente. As mesmas observações das análises do modelo II referentes ao número de pedestres sobre a estrutura e como estes caminham, são mantidas.

Modelo de carga IV: Para o quarto modelo, a força dinâmica para a verificação das acelerações na direção horizontal é representada pela Eq.4.3, composta por dois harmônicos. A frequência de excitação considerada é igual a 1,5 Hz pela proximidade com a frequência nesta direção encontrada na estrutura e estarem em conformidade com indicações de autores. Novamente, as mesmas observações das análises do modelo II referentes ao número de pedestres sobre a estrutura e como estes caminham, são mantidas.

Para os Modelos de carga II a IV, a malha em elementos finitos teria de ser bastante refiada. Portanto, o ME-II apresenta tamanho de 0,50 m para todos os elementos do tabuleiro, conferindo um grau de refinamento apropriado e contribuindo em uma adequada reprodução do comportamento estrutural na simulação.

Além disso, foi considerada uma taxa de amortecimento igual a 1 % para obter os coeficientes de Rayleigh ( $\alpha$  e  $\beta$ ) e que são necessários para a obtenção da matriz de amortecimento do sistema.

Desta maneira, as respostas dinâmicas da passarela pênsil de Piracicaba, em termos de acelerações foram determinadas aplicando-se os modelos descritos.

As Figuras 6.35 a 6.38 apresentam alguns dos gráficos obtidos de deslocamentos e acelerações da passarela, conforme orientações dos modelos propostos. Ressalta-se que os gráficos se encontram em escalas diferentes para melhor visualização dos resultados. Tais dados servirão de base para as análises dos critérios de conforto.

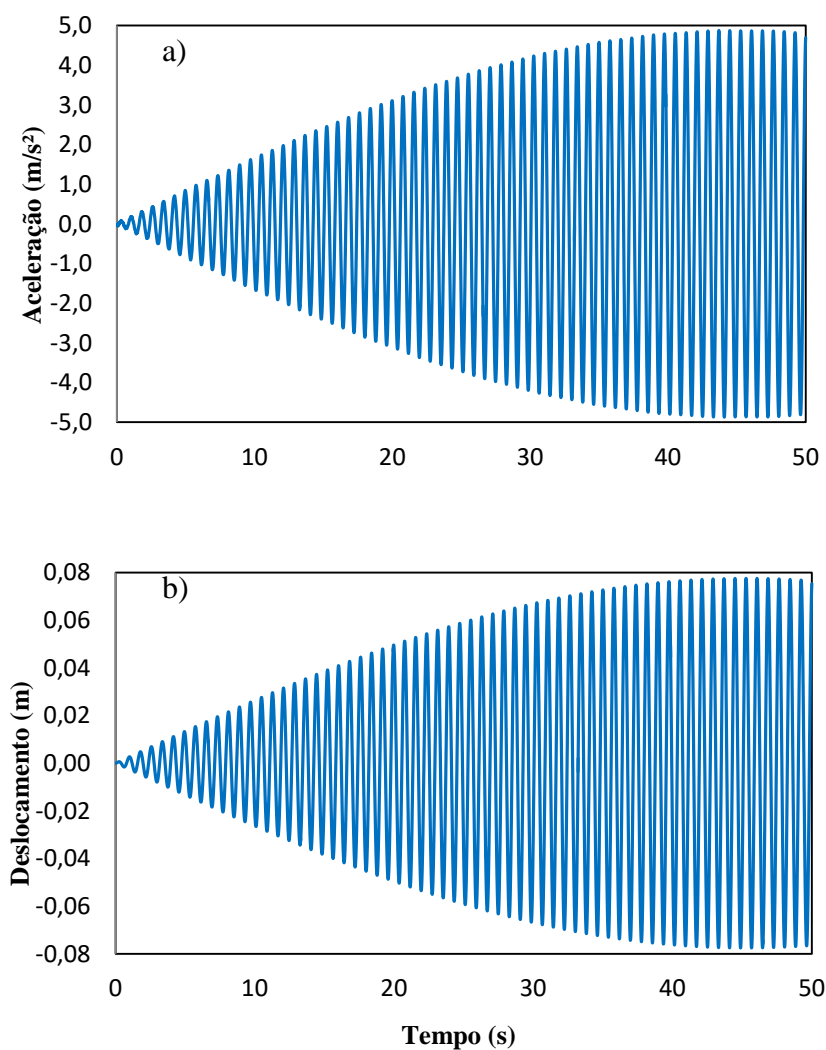
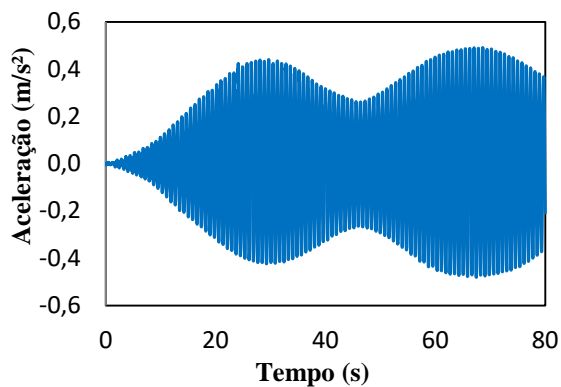
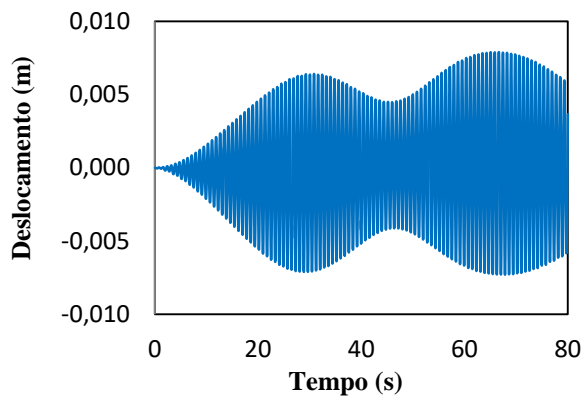


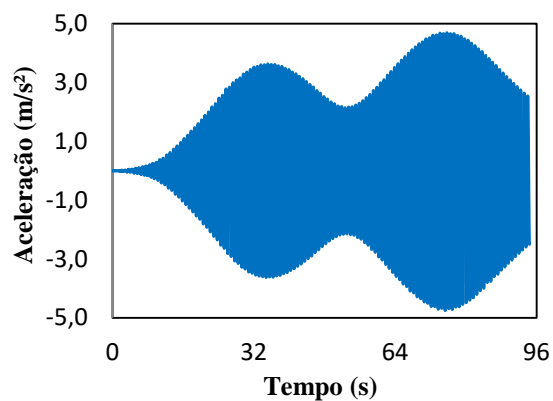
Figura 6.35 - Acelerações (a) e deslocamentos (b) encontrados conforme Modelo I



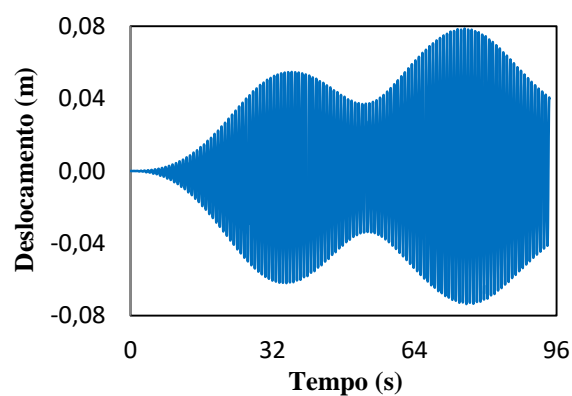
a) Acelerações devido ao Modelo de carga II  
1 Pedestre ( $a_{m\acute{a}x} = 0,4818 \text{ m/s}^2$ )



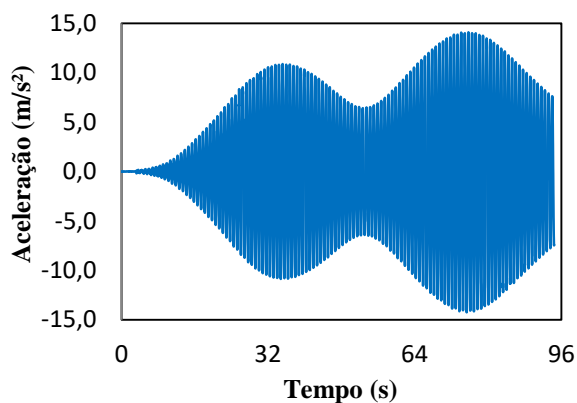
b) Deslocamentos devido ao Modelo II  
1 Pedestre ( $d_{m\acute{a}x} = 7,9 \text{ mm}$ )



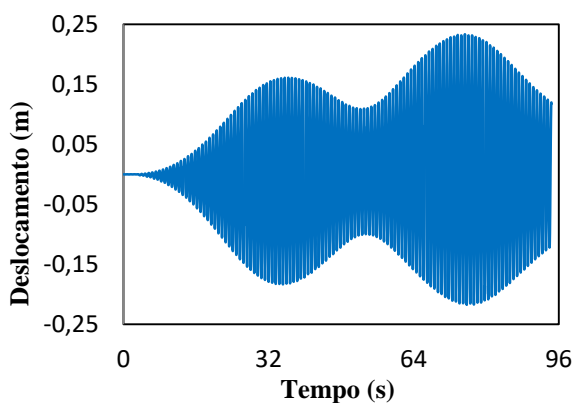
c) Acelerações devido ao Modelo de carga II  
10 Pedestres ( $a_{m\acute{a}x} = 4,7 \text{ m/s}^2$ )



d) Deslocamentos devido ao Modelo II  
10 Pedestres ( $d_{m\acute{a}x} = 78,7 \text{ mm}$ )

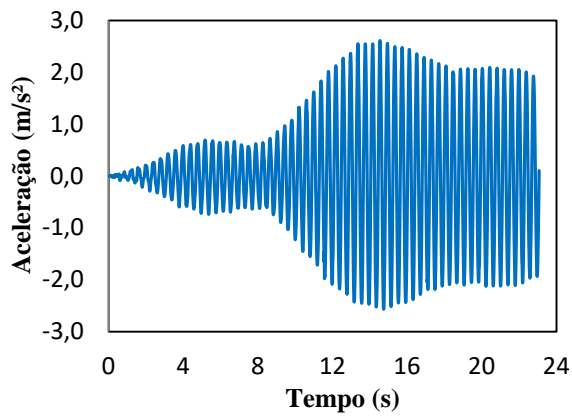


e) Acelerações devido ao Modelo de carga II  
30 Pedestres ( $a_{m\acute{a}x} = 14,09 \text{ m/s}^2$ )

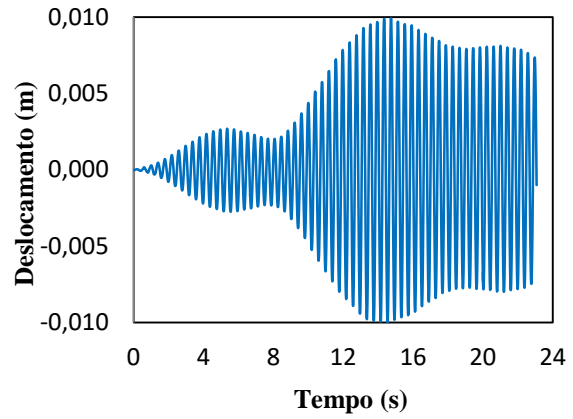


f) Deslocamentos devido ao Modelo II  
30 Pedestres ( $d_{m\acute{a}x} = 233 \text{ mm}$ )

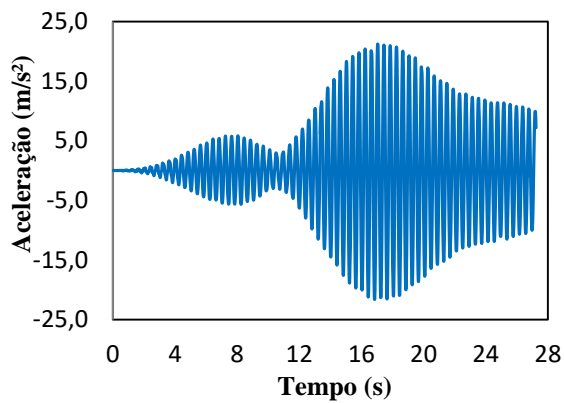
Figura 6.36 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga II



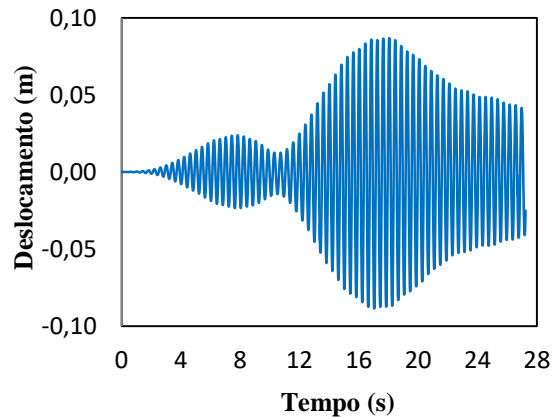
a) Acelerações devido ao Modelo de carga III  
1 Pedestre ( $a_{m\acute{a}x} = 2,61 \text{ m/s}^2$ )



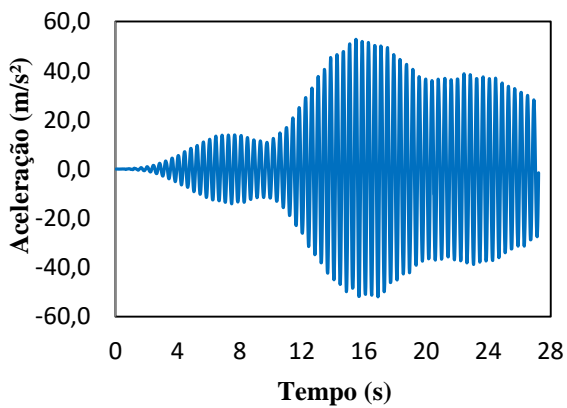
b) Deslocamentos devido ao Modelo III  
1 Pedestre ( $d_{m\acute{a}x} = 9,91 \text{ mm}$ )



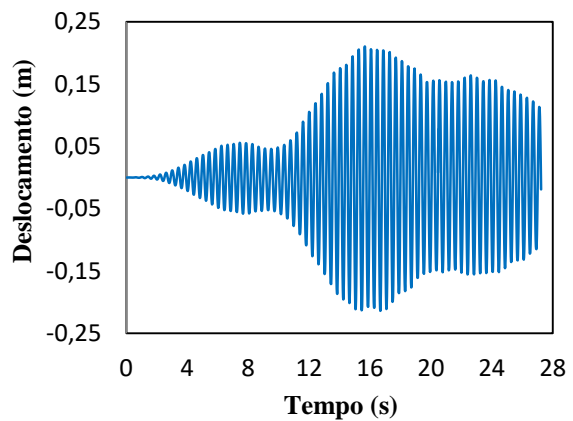
c) Acelerações devido ao Modelo de carga III  
10 Pedestres ( $a_{m\acute{a}x} = 21,22 \text{ m/s}^2$ )



d) Deslocamentos devido ao Modelo III  
10 Pedestres ( $d_{m\acute{a}x} = 86,8 \text{ mm}$ )

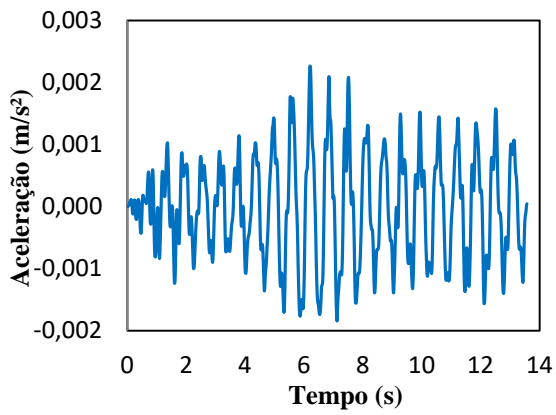


e) Acelerações devido ao Modelo de carga III  
30 Pedestres ( $a_{m\acute{a}x} = 52,76 \text{ m/s}^2$ )

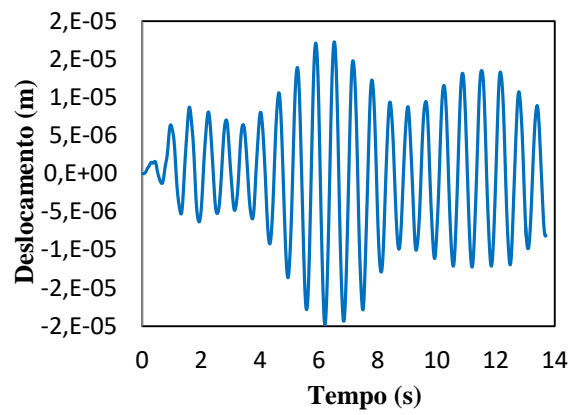


f) Deslocamentos devido ao Modelo III  
30 Pedestres ( $d_{m\acute{a}x} = 210 \text{ mm}$ )

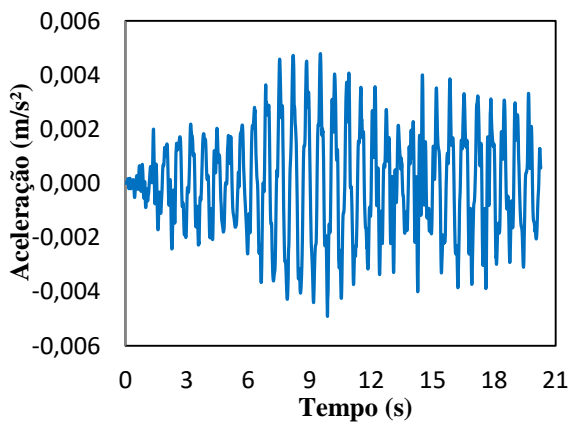
Figura 6.37 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga III



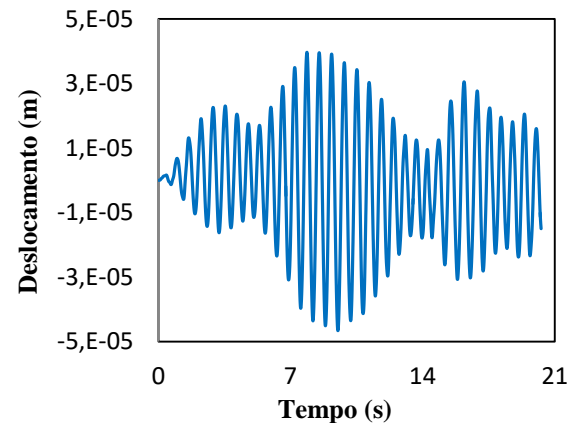
a) Acelerações devido ao Modelo de carga IV  
1 Pedestre ( $a_{m\acute{a}x} = 0,0022 \text{ m/s}^2$ )



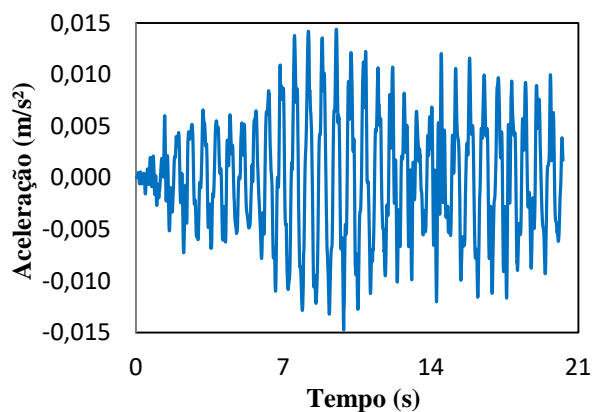
b) Deslocamentos devido ao Modelo IV  
1 Pedestre ( $d_{m\acute{a}x} = - 0,019 \text{ mm}$ )



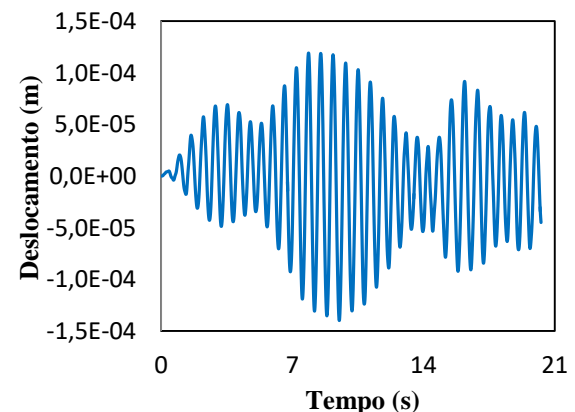
c) Acelerações devido ao Modelo de carga IV  
10 Pedestres ( $a_{m\acute{a}x} = 0,0049 \text{ m/s}^2$ )



d) Deslocamentos devido ao Modelo IV  
10 Pedestres ( $d_{m\acute{a}x} = 0,039 \text{ mm}$ )



e) Acelerações devido ao Modelo de carga IV  
30 Pedestres ( $a_{m\acute{a}x} = 0,014 \text{ m/s}^2$ )



f) Deslocamentos devido ao Modelo IV  
30 Pedestres ( $d_{m\acute{a}x} = - 0,14 \text{ mm}$ )

Figura 6.38 - Acelerações e deslocamentos encontrados conforme Modelo de carga IV

O Eurocode 5 (2004), fornece um método aproximado para o cálculo da aceleração máxima vertical e horizontal da estrutura para três cenários. Para uma pessoa caminhando, a aceleração máxima vertical deve ser tomada conforme a Eq. 4.5, anteriormente descrita:

$$a_{vert} = \left\{ \frac{200}{90423 \cdot 0,01} \right\} m/s^2$$

$$a_{vert} = 0,221 m/s^2 < a_{lim} = 0,7 m/s^2 \rightarrow \text{Conforto aceitável}$$

Conforme indicação da própria norma foi feita a verificação de um grupo de 13 pessoas trafegando sobre a passarela, podendo a aceleração vertical ser calculada de acordo com a Eq.4.6:

$$a_{vert} = 0,23 \cdot 0,22 \cdot 13 \cdot 0,6 m/s^2$$

$$a_{vert} = 0,395 m/s^2 < a_{lim} = 0,7 m/s^2 \rightarrow \text{Conforto aceitável}$$

Para um fluxo contínuo de pedestres atravessando a estrutura, conforme as prescrições normativas,  $n_p$  deve ser tomado igual a 180 e a aceleração vertical é dada como:

$$a_{vert} = 0,23 \cdot 0,22 \cdot 180 \cdot 0,6 m/s^2$$

$$a_{vert} = 5,46 m/s^2 > a_{lim} = 0,7 m/s^2 \rightarrow \text{Conforto inaceitável}$$

Para uma pessoa caminhando sobre a passarela, a aceleração horizontal pode ser calculada conforme a Eq. 4.7:

$$a_{hor} = \frac{50}{90423 \cdot 0,01} m/s^2$$

$$a_{hor} = 0,055 m/s^2 < a_{lim} = 0,2 m/s^2 \rightarrow \text{Conforto aceitável}$$

Para um grupo de 13 pessoas caminhando, a aceleração horizontal deve ser calculada de acordo com a Eq.4.8:

$$a_{hor} = 0,18 \cdot 0,055 \cdot 13 \cdot 0,78 m/s^2$$

$$a_{hor} = 0,10 < a_{lim} = 0,2 m/s^2 \rightarrow \text{Conforto aceitável}$$



Para um fluxo contínuo de pedestres atravessando a estrutura,  $n$  deve ser tomado igual a 180 e a aceleração horizontal é dada como:

$$a_{hor} = 0,18 \cdot 0,048 \cdot 180 \cdot 0,78 \text{ m/s}^2$$

$$a_{hor} = 1,389 \text{ m/s}^2 > a_{lim} = 0,2 \text{ m/s}^2 \rightarrow \text{Conforto inaceitável}$$

Além disso, os resultados numéricos obtidos pelos modelos propostos foram comparados com os resultados obtidos analiticamente e verifica-se que o método aproximado para o cálculo das acelerações não é eficaz para o sistema estrutural em questão, uma vez que as acelerações encontradas numericamente são de ordem superior aos valores dados pelo método aproximado, de maneira a classificar o método não a favor da segurança.

Para a Associação Norte-Americana de especialistas rodoviários e de transporte (AASHTO, 2009) as verificações de conforto para a direção horizontal podem ser dispensadas, uma vez que a estrutura apresenta frequência natural horizontal acima de 1,3 Hz. Já para a direção vertical se fazem necessárias, por a passarela apresentar frequência natural vertical igual a 1,27 Hz, estando abaixo do valor de 3,0 Hz indicado como satisfatório pela norma.

Apesar de não serem impostos requisitos de conforto a serem atendidos, é oferecido um método alternativo com duas verificações dadas pelas Eq. 4.9 e 4.10 que, se satisfeitas, dispensam a análise dinâmica:

A frequência fundamental na direção vertical ( $f_{o,v}$ ) pode ser estimada através da aproximação da Eq. 4.11:

$$f_{o,v} = 0,18 \cdot \sqrt{g/\Delta DL} \text{ Hz}$$

$$f_{o,v} = 1,45 \text{ Hz}$$

No entanto, foi usado o valor de  $f_{o,v} = 1,27 \text{ Hz}$  obtido numericamente, por implicar em resultados mais favoráveis a segurança. Portanto:

$$1,27 \text{ Hz} \geq 2,86 \ln \left( \frac{180}{199,3} \right) \text{ Hz}$$

$$1,27 \text{ Hz} \geq -0,29 \text{ Hz} \rightarrow \text{ok!}$$

$$199,3 \text{ Kips} \geq 180.e^{(-0,35.1,27)} \text{ Kips}$$

$$199,3 \text{ Kips} \geq 115,40 \text{ Kips} \rightarrow \text{ok!}$$

Sendo assim, apesar de em uma primeira análise a norma considerar a estrutura fora dos limites considerados satisfatórios por apresentar frequência vertical acima do recomendado, o método simplificado classifica a estrutura como atendendo os requisitos.

#### 6.3.4.1 – Avaliação das acelerações

Comparações entre os resultados encontrados das análises transientes e as prescrições das normas avaliadas são apresentadas nas Figuras 6.39 a 6.42.

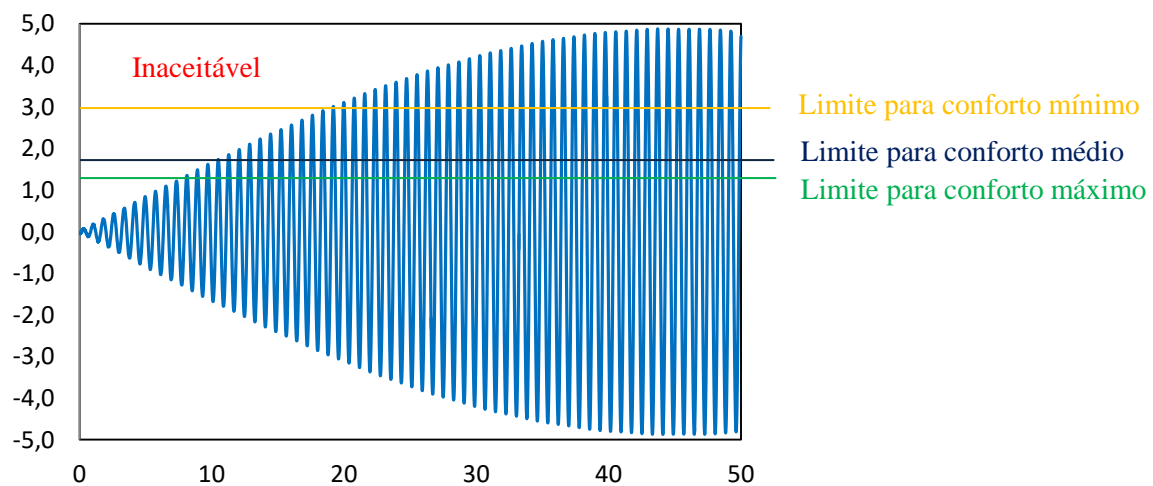


Figura 6.39 - Classificação da passarela quanto ao conforto conforme prescrições do Modelo de carga I

De acordo com o Modelo de carga I que simula o efeito multidão, a passarela exibe acelerações verticais na faixa inaceitável ( $a_{\text{máx}} > 2,5 \text{ m/s}^2$ ) conforme prescrições do guia Sétra (2006). Ao comparar essas mesmas acelerações com o que prescreve as demais normas analisadas, a estrutura é classificada como insatisfatória e capaz de gerar vibrações indesejadas. Para a direção horizontal, o valor de carga a ser aplicado para este modelo é nulo e, conseqüentemente, a estrutura é considerada incapaz de provocar vibrações indesejadas a ponto de causar desconforto aos usuários, nesta direção.

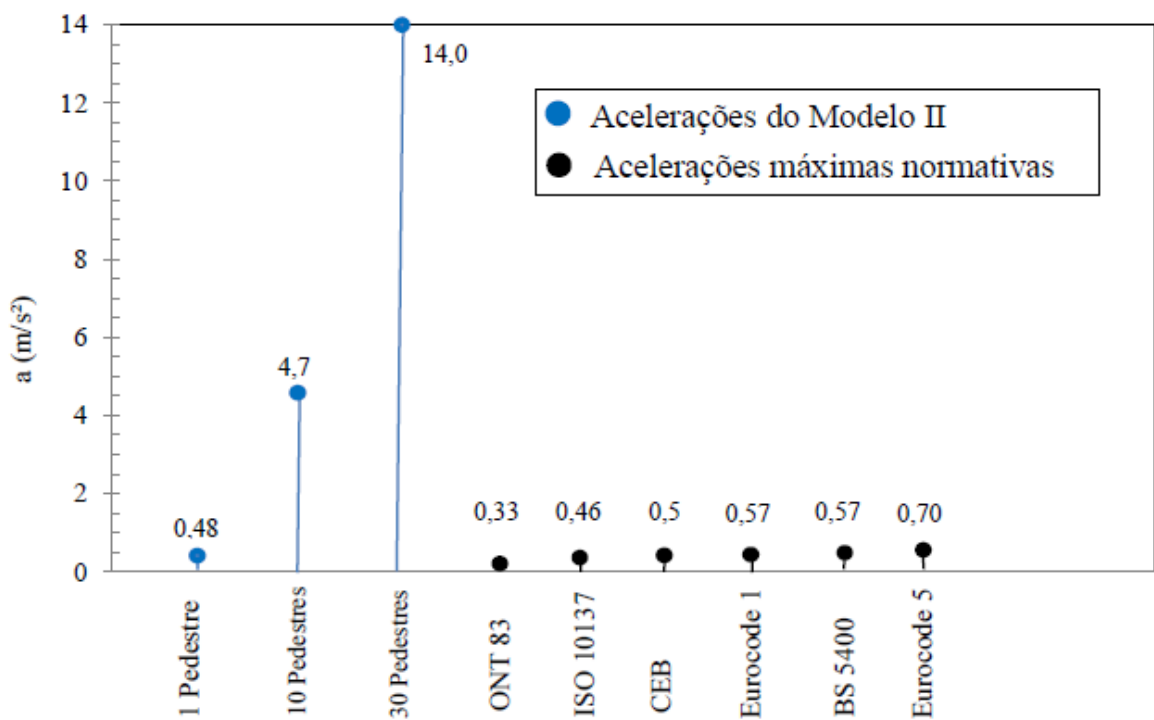


Figura 6.40 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga II e as prescrições normativas

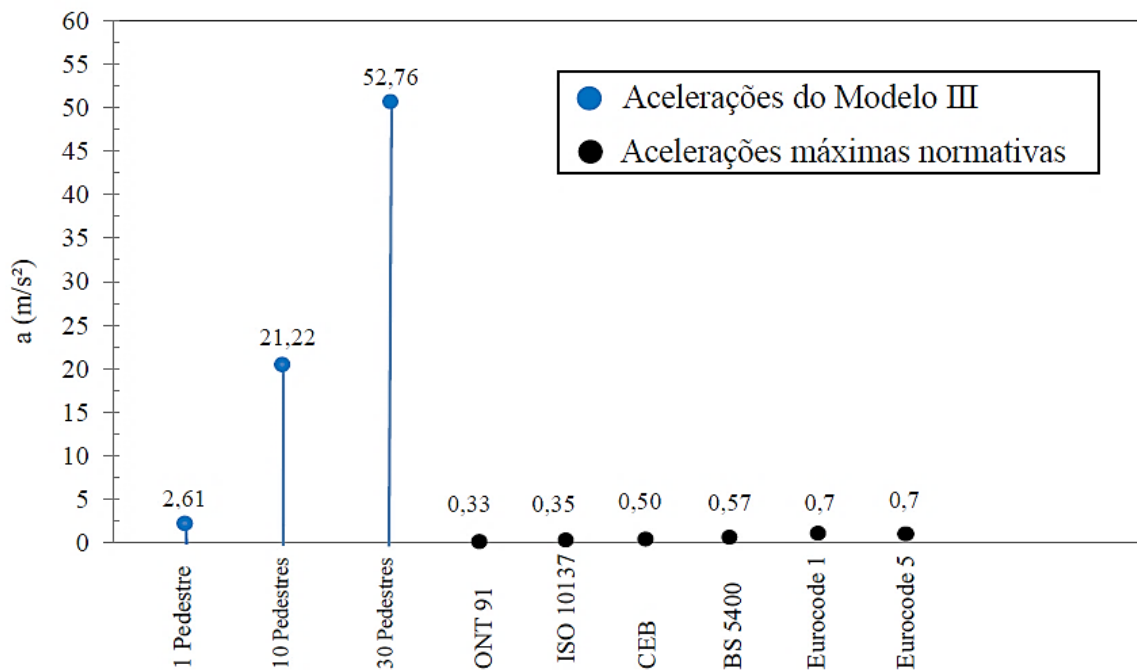


Figura 6.41 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga III e as prescrições normativas

Ao analisar as frequências da estrutura na direção vertical, constata-se que as normas indicam que a avaliação das acelerações se faz necessária pelo baixo valor de frequência

fundamental que a passarela apresenta nesta direção (1,27 Hz). Com as acelerações encontradas a partir das análises transientes conforme os Modelos II e III (Figuras 6.36 e 6.37), confirma-se que a passarela é capaz de gerar vibrações indesejadas com um, dez ou trinta pedestres caminhando ou correndo sobre a estrutura. No entanto, observa-se que para o Modelo I, somente a ONT (1991) e a ISO 100137 (2007) classificam a estrutura com acelerações acima dos limites para o caso de um único pedestre trafegando sobre a passarela.

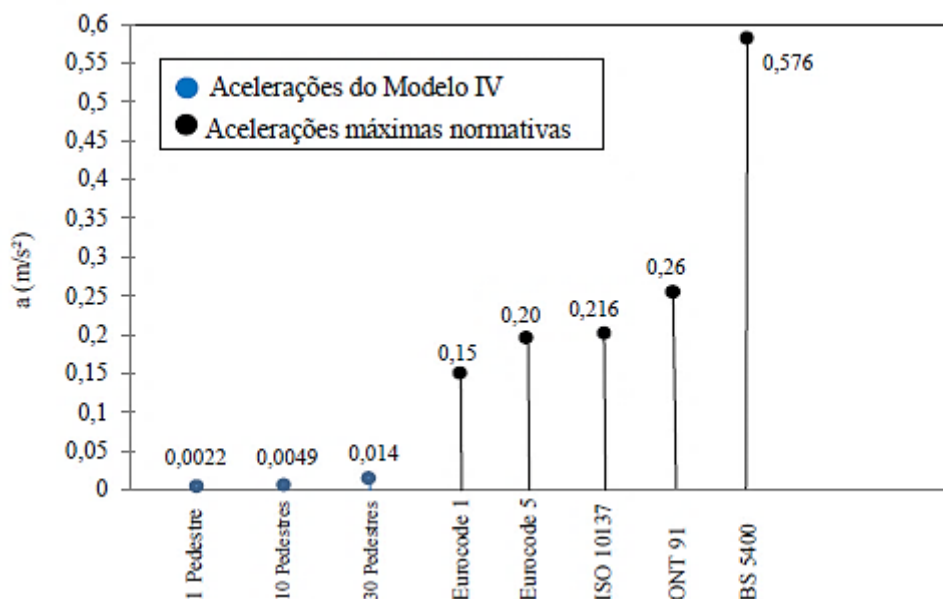


Figura 6.42 - Comparações entre as acelerações máximas encontradas no Modelo de carga IV e as prescrições normativas

Verifica-se que para a direção horizontal, em uma primeira análise onde somente as frequências da estrutura são analisadas, as normas AASHTO (2009) e Eurocode 1 (2003) consideram a passarela como satisfatória quanto aos limites de serviço de vibrações. No entanto, as normas BS 5400 (1978), Eurocode 5 (2004), NRB 8800 (2013) e ONT (1991) indicam a necessidade da verificação da aceleração máxima que a estrutura pode apresentar. Ao submeter a passarela a análises transientes, percebe-se que as vibrações nesta direção não são capazes de gerar desconforto aos usuários, uma vez que, para os três casos analisados de tráfego de pedestres sobre a estrutura, as acelerações encontradas não ultrapassaram os valores limites impostos pelas diretrizes, conforme evidencia a Figura 6.42

## **7 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

### **7.1 – CONCLUSÕES GERAIS**

Foi apresentado um estudo numérico centrado na avaliação do comportamento dinâmico de duas passarelas com diferentes materiais e concepções estruturais sujeitas a ações de caminhada e corrida impostas por pedestres. No desenvolvimento do trabalho foram tomadas como referências diferentes normas de projeto para comparações de resultados em avaliações dos níveis de vibrações no aspecto do conforto humano.

À luz de revisões bibliográficas, é perceptível o surgimento de casos recentes de vibrações excessivas em passarelas.

### **7.2 – CONCLUSÕES A RESPEITO DAS NORMAS ANALISADAS**

Em relação às normas brasileiras, verifica-se que as mesmas podem ser consideradas conservadores, pois estabelecem parâmetros gerais para pisos, apontando valores de frequências fundamentais que resultariam em estruturas robustas e antieconômicas.

Sobre os regulamentos internacionais estudados, o guia Sétra (2009), em especial, merece destaque, pois aborda a descrição dos fenômenos dinâmicos em passarelas, com a identificação dos parâmetros que têm impacto sobre o dimensionamento dessas estruturas. Um método para a análise dinâmica de acordo com o nível de tráfego da passarela é apresentado, sendo possível a determinação de um nível de conforto aos pedestres, em função das acelerações encontradas na estrutura. O guia abrange verificações para as três componentes no qual a carga pode ser representada.

A Organização Internacional para Padronização (ISO 10137) fornece diretrizes de maneira a permitir o cálculo da resposta provocada pelas atividades humanas e também se mostra eficaz diante e exposição de funções de carga, coeficientes de Fourier, valores de amortecimento e ábacos para a determinação das acelerações máximas e sofridas pela estrutura.

Apesar dos aprimoramentos das recomendações que são oriundos do aumento de importantes pesquisas que vem sendo realizadas sobre o tema, as normas de projeto que vigoram estabelecendo critérios de serviço de vibrações, em sua grande maioria, ainda não refletem os avanços alcançados, e, portanto, diferentes procedimentos para a realização da análise dinâmica em passarelas são disponibilizados, gerando dispersões nos resultados encontrados. Isso pôde ser verificado nos estudos realizados sobre a passarela metálica de Goiânia, bem como na passarela pênsil de Piracicaba, onde em função da norma ou guia considerado, a passarela pode ser avaliada como atendendo os requisitos de conforto aos usuários ou como capaz de gerar vibrações indesejadas.

A identificação das frequências naturais e seus respectivos modos de vibrar forneceram dados necessários para avaliar a resposta das estruturas quanto às acelerações e classificá-las quanto ao estado limite de serviço. Portanto, verificou-se que o conhecimento das frequências naturais de uma estrutura com a exclusão de faixas consideradas críticas são contramedidas úteis para reduzir as vibrações excessivas.

### **7.3 – DISCUSSÃO SOBRE OS COMPORTAMENTOS ESTRUTURAIS**

Os resultados obtidos demonstraram que as passarelas estudadas são flexíveis na direção vertical e conseqüentemente aptas a apresentarem acelerações que causem desconforto aos usuários.

A partir das análises realizadas no sistema estrutural treliçado (ME-I), observou-se que o mesmo apresentou acelerações de ordem inferior às encontradas na passarela pênsil (ME-II). No entanto, ainda assim, a passarela pode estar susceptível a apresentar acelerações de modo a causar desconforto aos usuários, e, portanto, a investigação dinâmica não deve ser isentada.

Com base nos diversos artigos estudados, verificou-se que o sistema estrutural pênsil (ME-II) tem tendência a apresentar baixas frequências naturais e, portanto, seus valores podem se aproximar das frequências de excitação resultantes de atividades como caminhar ou correr, em diferentes ritmos, realizadas pelos pedestres, de maneira a intensificar as acelerações sofridas pela estrutura. Os resultados das análises transientes em termos de acelerações comprovam a vulnerabilidade da passarela. À vista disso, entende-se que para

tais estruturas são necessárias maiores atenções e um controle mais rigoroso, de modo a tornar a análise dinâmica indispensável.

Além disso, ao comparar os valores máximos das acelerações na direção vertical encontrados nos dois sistemas estruturais investigados, sobre o efeito dos modelos de carregamentos apresentados, percebe-se que o sistema estrutural pênsil (ME-II) revela acelerações quatro vezes maiores que as encontradas no sistema treliçado (ME-I), indicando assim que, dinamicamente, o sistema em treliças se comporta de maneira mais eficaz quando comparado ao sistema pênsil.

No entanto, fica claro que ainda há muito espaço para o desenvolvimento de pesquisas sobre a análise dinâmica em passarelas e que o aprimoramento das normas em relação ao avanço já evidenciado nas discussões sobre o tema, se faz necessário.

#### **7.4 – RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Realizar estudos experimentais nas estruturas analisadas para que seja possível obter as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos e acelerações e com isso validar os resultados numéricos obtidos;

Avaliar outros tipos de estruturas de passarelas, composta por outros tipos de materiais e com maior quantidade de vãos;

Realizar estudos experimentais para a modelagem numérica de carregamentos levando em consideração parâmetros do caminhar em função do tipo físico ou esteriótipo regional do pedestre, de maneira a compor dados brasileiros..

Realizar análises considerando outras hipóteses de movimentos aleatórios do pedestre ao caminhar sobre a passarela, bem como com variação de outros parâmetros tais como frequência e peso.

Efetuar um estudo com os usuários das passarelas para que se correlacionem as sensações das pessoas com os resultados numéricos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2009). “*LRFD Guide Specification for the Design of Pedestrian Bridges*”, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ABNT NBR 6118. (2014). “*Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento*”, Norma Brasileira.
- ABNT NBR 7188. (2013). “*Carga Móvel e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas*”, Norma Brasileira.
- ABNT NBR 8800. (2008). “*Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*”, Norma Brasileira.
- ANSYS Product Launcher Release (2015). User’s Manual.
- Bachamnn, H. (1992). “Case Studies of Structures with Man-Induced Vibrations”, In: *Journal of the Structural Engineering*, Vol. 118, pp. 631-647
- Bachamnn, H. e Ammann, W. (1987). “Vibration in Structures: Induced by Man and Machines”, 3ª Edição, IABSE, AIPC e IVBH, Zurich, Switzerland.
- Bachmann, H., Ammann, W.J e Rainer, J.H (1995). “Vibration problems in intructures – Practical guidelines”. Birkhauser, Ed., ETH Zurich, Switzerland.
- Bilesky,L e Conti, C. (2010) “Simulação numérica do ensaio de resistência ao cisalhamento proposto pela NBR 7190 para a madeira Eucalyptus Citriodora”.In: *Jornada de Iniciação Científica e Pós-Graduação, REPET*, pp. 1-7.
- Blekherman, N.A. (2005). “Swaying of Pedestrian Bridges.” In: *Journal of Bridge Engineering*, 10:142-150.
- Brownjohn, J.M.W. (1997) “Vibration Characteristics of a suspension footbridge.” In: *Journal of Sound and Vibration*, 202(1), pp. 29-46.
- Brownjohn, J.M.W., Dumanoglu, A.A. e Taylor, C.A. (1994). “Dynamic investigation of a suspension footbridge.” In: *Journal of Engineering Structures*, Vol 16, No. 6, pp. 395-406.
- Brownjoh, J., Zivanovic, S. e Pavic, A. (2008). “Crowd Dynamic Loading on Footbridges”. In: *Footbridge 2008. Third International Conference.*”
- BS 5400. (2006). “*Steel, concrete and composite bridges – Part 2: Specification for loads, Annex B (normative) Vibration serviceability requirements for foot and cycle track bridges*”, UK British Standards Association.
- CEB. (1991). “*Vibration problems in structures – Practical Guidelines*”, Bullitin nº 209.



- CIMAF (2009). “Manual técnico de cabos”. Disponível em: <http://www.internacionalcabos.com.br/CatalagoCimaf.pdf>. Acesso em: 02 de maio de 2016.
- Dallard, P., Fitzpatrick, A.J., Flint, A., Bourva, S. Le., Low, A., Smith, R.M.R. e Willford, M. (2001). “The London millennium Footbridge.” In: *Journal of Structural Engineer*, Vol. 79, No 22, pp. 17-33.
- DNIT (2012). “Projeto básico e executivo de passarelas na BR-153” Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- Eurocode 1. “*Actions on Structures – Part 2: Traffic Loads on Bridges*”, European Standard, 2003.
- Eurocode 5. “*Design of Timber Structures – Part 1-2: Bridges*”, European Standard, 2004.
- EN 1990/A1. “*Eurocode – Basis of structural design*”, European Standard, 2002.
- Folha Online. Publicado em 21 de maio de 2000. Disponível em: <http://www1.folha.uol.com.br/fol/inter/ult21052000.htm>. Acesso em: 21 de abril de 2016
- Fujino, Y., Warnitchai, P. e Pacheco, B.M. (1993) “An experimental and analytical study of autoparametric resonance in a 3DOF Model of Cable-Stayed-Beam.” In: *Journal of Nonlinear Dynamics and Chaos in Engineering Systems*, 4:111.
- Gentile, C. e Gallino, N. (2008). “Ambient vibration testing and structural evaluation of a historic suspension footbridge.” In: *Journal of Advances in Engineering Software*, 39:356-366.
- Gonilha, J.A., Correia, J.R. e Branco, F.A. (2013). “Dynamic response under pedestrian load of a GFRP-SFRSCC hybrid footbridge prototype: Experimental tests and numerical simulation.” In: *Journal of Composite Structures*, 95:453-463.
- Grandic, I.S. (2015). “Serviceability verification of pedestrian bridges under pedestrian loading.” In: *Tehnicki Vjesnik*, 22,2:527-537.
- Ingólfsson, E.T., Georgakis, C.T. e Jonsson, J. (2012). “Pedestrian-induced lateral vibrations of footbridges: A literature review.” In: *Journal of Engineering Structures*, 45:21-52.
- ISO 10137. “*Bases for Design of Structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations.*”, 2007.
- Kerr, S. e Bishop, N. (2001). “Human induced loading on flexible staircases” In: *Journal of Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 37-45.

- Law, S.S., Wu, Z.M. e Chan, S.L. (2004). “Vibration control study of a suspension footbridge using hybrid slotted bolted connection elements.” In: *Journal of Engineering Structures*, 26:107-116.
- Magioni, A.M. (2016). *Análise de Conforto Humano e Implementação de Métodos de Atenuação de Vibração em Passarelas*, Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, 156p.
- Matsumoto, Y., Nishioka, T., Shiojiri, H. e Matsuzaki, K. (1978). “Dynamic Design of Footbridges” In: *IABSE Proceedings*, No P-17/78, pp. 1-15.
- Nimmen, K.V., Lombaert, G., De Roeck, G. E Broeck, V.D (2017). “The impact of vertical human-structure interaction on the response of footbridges to pedestrian excitation”. In: *Journal of Sound and Vibration*, 402, 104-121.
- ONT 91. "*Ontario Highway Bridge Design Code*", Ontário , 1991.
- Revista Madeira (2001). “Obra: Passarela Pênsil de Piracicaba” In: *Revista Madeira: Arquitetura e Engenharia*, Vol.2, n.4.
- Santos, C.M. (2011). *Avaliação do Comportamento Dinâmico de uma Passarela Sumetida a Carregamentos Induzidos por Pedestres*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 123p.
- SÉTRA / AFCG. "*Footbridges – Assesment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading – Practical Guidelines.*", France, 2006.
- Shahabpoor, E., Pavic, A., Racic, V. e Zivanovic, S. (2017). “Effect of group walking traffic on dynamics properties of pedestrian structures”, In: *Journal of Sound and Vibration*. Vol 387, pp 207–225.
- Soriano, H. L (2009). “*Elementos Finitos – Formulação e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas*”. Editora Ciencia Moderna, Rio de Janeiro.
- Wheeler, J. (1982). “Prediction and control of pedestrian-induced vibration in footbridges.” In: *Journal of the Structural Division*, Vol 108, No ST09, pp.2045-2065.
- Zivanovic, S. (2008). “Vibration serviceability of a footbridge under vertical pedestrian load.” In: *Proceedings of the 11<sup>th</sup> Symposium on Structural Dynamics and Vibration Measurement*, Dubendorf, Switzerland.
- Zivanovic, S., Pavic, A., e Reynolds, P. (2005). “Vibration serviceability of footbridge under human-induced excitation: A literature review.” In: *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 279, No. 1-2, pp. 1-74.