



**CONTROLE DA RESPOSTA DINÂMICA DE UMA PASSARELA DE PEDESTRES  
DA CIDADE DE BRASÍLIA COM A UTILIZAÇÃO DE AMORTECEDORES DE  
MASSA SINTONIZADOS**

**DANIEL HENRIQUE MOREIRA GOMES**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**



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

**CONTROLE DA RESPOSTA DINÂMICA  
DE UMA PASSARELA DE PEDESTRES DA CIDADE DE BRASÍLIA  
COM A UTILIZAÇÃO DE AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS**

**Engº DANIEL HENRIQUE MOREIRA GOMES**

ORIENTADORA: GRACIELA NORA DOZ DE CARVALHO

CO-ORIENTADORA: SUZANA MOREIRA AVILA

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

Publicação: E.DM – 008A/06

BRASÍLIA (DF), dezembro de 2006.

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

**CONTROLE DA RESPOSTA DINÂMICA DE UMA  
PASSARELA DE PEDESTRES DA CIDADE DE BRASÍLIA  
COM A UTILIZAÇÃO DE AMORTECEDORES DE MASSA  
SINTONIZADOS**

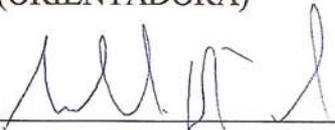
**Engº. DANIEL HENRIQUE MOREIRA GOMES**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO 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.

APROVADA POR:

  
\_\_\_\_\_

GRACIELA N. DOZ DE CARVALHO,  
DSc (UnB)  
(ORIENTADORA)

  
\_\_\_\_\_

ROBERTO LEAL PIMENTEL  
PhD (UFPB)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

  
\_\_\_\_\_

JOSÉ LUÍS VITAL DE BRITO,  
DSc (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

Brasília (DF), 05 de dezembro de 2006.

## FICHA CATALOGRÁFICA

GOMES, DANIEL HENRIQUE MOREIRA

Controle da Resposta Dinâmica de uma Passarela de Pedestres da Cidade de Brasília com a Utilização de Amortecedores de Massa Sintonizados [Distrito Federal] 2006.

xxi, 174 p., 297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2006).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Dinâmica Estrutural
2. Vibrações em Passarelas
3. Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS)
4. Controle Estrutural

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GOMES, D. H. M. (2006). Controle da Resposta Dinâmica de uma Passarela de Pedestres da Cidade de Brasília com a Utilização de Amortecedores de Massa Sintonizados, Publicação: E.DM – 008A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, xxi, 174 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Daniel Henrique Moreira Gomes.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Controle da Resposta Dinâmica de uma Passarela de Pedestres da Cidade de Brasília com a Utilização de Amortecedores de Massa Sintonizados

GRAU / ANO: Mestre em Ciências/ 2006

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 desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

  
Daniel Henrique Moreira Gomes  
Quadra 56 Lote 06 Bloco B Apartamento 201  
CEP 72405-928 Gama/DF, Brasil

## **DEDICATÓRIA**

À minha amada esposa Gabriela e aos meus maravilhosos pais, Samuel e Nelites

## AGRADECIMENTOS

A Deus, pela vida, e por estar sempre presente.

À orientadora Prof<sup>ª</sup>. Graciela N. Doz e à co-orientadora Prof<sup>ª</sup>. Suzana M. Avila pela dedicação, suporte, atenção e incentivo despendidos durante este tempo de convívio. Meus mais sinceros agradecimentos a vocês.

Ao Prof. Lineu José Pedroso, que foi meu orientador de Iniciação Científica no Pibic, ao Marcus Vinícius Girão de Moraes, meu co-orientador no Pibic, e aos colegas e amigos Antoniel Silva Oliveira Júnior e Leonardo José Alves Leal Néri.

À Universidade de Brasília (UnB), ao corpo docente do Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) por esta oportunidade.

Aos funcionários da secretaria do PECC: Pedro, Adélias e Simone pela prontidão em me atender, sempre que necessário.

Ao Prof. José Luís Vital de Brito, à Prof<sup>ª</sup>. Andréa Brasiliano, à turma do PECC, em especial às colegas e amigas Rúbia e Maura pelo apoio, amizade e incentivo.

Aos Engenheiros Jorge Dantas Dias, Francisco de Assis Sarquis Neves, Stenio de Jesus Medeiros Rodrigues e Roney Alves Horta; às Arquitetas Silvana Eunápio Borges de Paula e Marusa Lima Goretti e demais colegas da ECT e da Logos Engenharia pela amizade e apoio.

Aos meus pais, Nelites e Samuel. Obrigado pelo amor, pelo cuidado, amizade e exemplo que tenho em vocês. Sou muito grato pelo investimento e incentivo em minha educação, que me possibilitaram chegar até aqui. Agradeço ao meu pai também pela leitura final do texto e pelas valiosas sugestões.

Aos meus familiares e amigos e em especial aos tios Paulo e Cléa Siciliano que me deram muito apoio.

Finalmente, à minha querida esposa Gabriela, agradeço pela paciência, dedicação, amizade, compreensão, enfim, ao amor que verdadeiramente tenho recebido. Tê-la ao meu lado é meu maior incentivo.

## **RESUMO**

### **CONTROLE DA RESPOSTA DINÂMICA DE UMA PASSARELA DE PEDESTRES DA CIDADE DE BRASÍLIA COM A UTILIZAÇÃO DE AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS**

**Autor:** Daniel Henrique Moreira Gomes

**Orientadora:** Graciela Nora Doz de Carvalho

**Co-orientadora:** Suzana Moreira Avila

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

**Brasília, dezembro de 2006.**

O avanço das tecnologias construtivas e o uso de materiais de alta resistência têm possibilitado o projeto de estruturas cada vez mais leves e flexíveis, que conseqüentemente possuem menor rigidez e amortecimento. Dessa forma, essas estruturas são mais sensíveis a vibrações em baixas frequências, que é o caso das passarelas de pedestres. Os carregamentos produzidos por movimentos humanos se caracterizam por funções periódicas de baixas frequências, que podem provocar desconforto e até problemas de segurança. As cargas dinâmicas que geralmente atuam em passarelas de pedestres são ocasionadas pelos movimentos de caminhar ou de correr de pedestres. Essas cargas possuem componentes de frequência abaixo de 5 Hz. Em muitos casos é difícil evitar-se que as frequências mais baixas da passarela se encontrem nesse intervalo, pois isso exige aumento da rigidez da estrutura e conseqüentemente aumento de massa, o que pode ser inviável economicamente. A utilização de amortecedores na estrutura é uma alternativa para esses casos. No presente trabalho foi realizado um estudo numérico do comportamento dinâmico de uma passarela de pedestres localizada na cidade de Brasília quando submetida às ações humanas de caminhar e correr. A análise de vibrações forçadas para carregamentos típicos de uma estrutura como esta mostrou que a passarela apresenta vibrações excessivas e que os limites de serviço indicados na literatura não são verificados em várias situações analisadas. Confirmou-se então a necessidade da introdução de um sistema de controle estrutural na passarela. Este sistema foi projetado através de simulações numéricas com diferentes configurações de amortecedores de massa sintonizados múltiplos (AMSM), além da introdução de barras de travamento na estrutura. Os resultados obtidos foram considerados satisfatórios, já que houve redução na amplitude das vibrações da estrutura a níveis aceitáveis de acordo com os limites de serviço consultados na literatura.

**Palavras-chave:** dinâmica estrutural, vibrações em passarelas, amortecedor de massa sintonizado (AMS), controle estrutural.

## **ABSTRACT**

### **VIBRATION CONTROL OF A FOOTBRIDGE IN THE CITY OF BRASILIA USING MULTIPLE TUNED MASS DAMPERS (AMSM)**

**Autor: Daniel Henrique Moreira Gomes**

**Orientadora: Graciela Nora Doz de Carvalho**

**Co-orientadora: Suzana Moreira Avila**

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

**Brasília, dezembro de 2006.**

Advanced constructive technologies and the use of high resistance materials made possible the design of slender and flexible structures, which present less strength and damping. These structures are more sensitive to vibrations in low frequencies, characteristic of footbridges. The loads produced by human movements, mathematically represented by periodic functions of low frequencies, can cause discomfort to users and safety problems in the structure. Walking and running movement of pedestrians cause dynamic loads generally acting in footbridges. These types of loads have frequency components below 5 Hz. In general it is difficult to prevent that the lowest footbridge frequencies get out of this interval, therefore the strength increase demands structure mass increase, which may be economically prohibitive. Structural control can be a solution to this problem. In this work a footbridge located in the city of Brasilia was studied through a numerical analysis of its dynamic behavior, when submitted to the human walking and running. The dynamic forced vibration analysis for typical human loads showed that the footbridge presents excessive vibrations and that the literature serviceability limits are not verified in many cases. The need of a control system in the footbridge was then confirmed. This system was designed through numerical simulations with different multiple tuned mass damper (MTMD) configurations, besides the introduction of iron bars to increase the structure strength. The obtained results have been considered satisfactory, with reduction in the vibration amplitude of the structure to the acceptable levels in accordance with the serviceability limits of literature.

**Key words:** structural dynamics, footbridge vibrations, tuned mass damper (TMD), structural control.

# SUMÁRIO

Capítulo	Página
<b>1 – INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 Importância, 1	
1.2 Objetivos, 5	
1.3 Descrição do Trabalho, 5	
<b>2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>7</b>
2.1 O caso da Passarela Millennium – O Efeito <i>Lock-in</i> , 22	
<b>3 - FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....</b>	<b>26</b>
3.1 Vibrações Induzidas por Pessoas, 26	
3.1.1 Movimentos Humanos de Caminhar e Correr, 26	
3.1.2 Modelo Analítico para os Movimentos Humanos de Caminhar e Correr, 33	
3.1.3 Interação Homem-Estrutura em Passarelas de Pedestres, 36	
3.1.4 Formulação Matemática para Análise da Passarela, 37	
<b>4 - LIMITES DE SERVIÇO PARA PASSARELAS DE PEDESTRES.....</b>	<b>39</b>
4.1 British Standards Institution – BSI (1978), 39	
4.2 Ontario Highway Bridge Design Code – ONT (1991), 42	
4.3 Comité Euro-International du Béton – CEB (1991), 46	
4.4 European Committee for Standardization Eurocode 5 (1997), 49	
4.5 Association of State, Highway and Transportation Officials – AASHTO (1997), 54	
4.6 Danish Road Directorate (2002), 55	
4.7 Outros Limites de Serviço Sugeridos na Literatura, 55	
<b>5 - CONTROLE DE VIBRAÇÕES.....</b>	<b>63</b>
5.1 Amortecedores de Massa Sintonizados (AMS e AMSM), 65	
5.2 Formulação Matemática para o AMS, 66	

5.3	Otimização de Parâmetros para AMS,	67
5.4	Otimização de Parâmetros para AMSM,	68
<b>6</b>	<b>FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS.....</b>	<b>70</b>
6.1	Programa ANSYS,	70
6.2	Programa PSM – Simulador de Pessoas em Movimento,	72
<b>7</b>	<b>DESCRIZAÇÃO DA ESTRUTURA.....</b>	<b>75</b>
<b>8</b>	<b>ESTUDO NUMÉRICO.....</b>	<b>84</b>
8.1	Vão Inclinado,	84
8.1.1	Modelo do Vão Inclinado em Elementos Finitos,	84
8.1.2	Análise Modal – Vibrações Livres – Vão Inclinado,	87
8.1.3	Análise em Vibrações Forçadas,	89
8.1.4	Sistema de Travamento – Vibrações Livres,	110
8.1.5	Controle de Vibrações com AMSM – Análise Preliminar,	112
8.1.6	Controle de Vibrações com AMSM – Proposta 1,	128
8.1.7	Controle de Vibrações com AMSM – Proposta 2,	139
8.1.8	Análise Estática,	150
8.2	Vão Horizontal,	153
8.2.1	Modelo do Vão Horizontal em Elementos Finitos,	153
8.2.2	Análise Modal – Vibrações Livres – Vão Horizontal,	154
<b>9</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>156</b>
9.1	Conclusões,	156
9.2	Sugestões,	161
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>162</b>
	<b>ANEXO I – OUTRAS PROPOSTAS DE CONTROLE ESTUDADAS.....</b>	<b>165</b>

## LISTA DE TABELAS

	<b>Página</b>
Tabela 2.1 – Características das passarelas de pedestres analisadas por Baltar (2000).	11
Tabela 2.2 – Frequências naturais - vão central da passarela Millennium (Dallard et al, 2001).	11
Tabela 2.3 – Acelerações máximas encontradas na passarela (Silva et al, 2003).	15
Tabela 2.4 – Frequências naturais da passarela analisada por Blanco et al (2005).	17
Tabela 2.5 – Frequências naturais da passarela Langelinie (Krenk et al, 2005).	22
Tabela 3.1 – Frequências de movimentos humanos dadas por Wheeler (1982).	29
Tabela 3.2 – Intervalos e valores médios de frequências para o movimento de caminhar (Zivanovic, 2005b).	29
Tabela 3.3 – Intervalos de frequência para outras atividades humanas dados por Bachmann et al (1995) apud Zivanovic et al (2005b).	30
Tabela 3.4 – Tipos representativos de atividades humanas e suas aplicações para diferentes atividades e tipos de estrutura (CEB, 1991).	31
Tabela 3.5 – Coeficientes de Fourier sugeridos na literatura.	35
Tabela 4.1 – Decremento logarítmico ( $\delta = 2\pi\xi$ ) (BS 5400, 1978).	41
Tabela 4.2 – Taxa de amortecimento $\xi$ (Ontario Bridge Code, 1991).	45
Tabela 4.3 – Valores de taxa de amortecimento $\xi$ , para passarelas de pedestres (CEB, 1991).	48
Tabela 4.4 – Acelerações limites de outras normas e tolerados pelo CEB (1991).	49
Tabela 4.5 – Fator de configuração $K_p$ EUROCODE 5 (1997).	51
Tabela 4.6 – Critérios citados por Zivanovic et al (2005b).	58
Tabela 4.7 – Critérios citados por Blanco et al (2005).	59
Tabela 4.8 – Critérios relacionados ao efeito lock-in, citados por Blanco et al (2005).	61
Tabela 5.1 – Coeficientes para parâmetros ótimos de Jangid (1999).	68
Tabela 6.1 – Dados de entrada do programa PSM.	73
Tabela 7.1 – Propriedades dos materiais que compõem a passarela sobre a EPIA.	82
Tabela 8.1 – Elementos utilizados na modelagem de um vão inclinado.	85
Tabela 8.2 – Análise de vibrações livres de um vão inclinado da passarela sobre a EPIA.	87

Tabela 8.3 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento assíncrono – 1,8 Hz.	92
Tabela 8.4 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento assíncrono – 2,5 Hz.	95
Tabela 8.5 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento assíncrono – 2,9905 Hz.	98
Tabela 8.6 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento síncrono – 1,8 Hz.	101
Tabela 8.7 – Deslocamentos no nó 42 - vão inclinado – movimento síncrono – 2,5 Hz.	104
Tabela 8.8 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento síncrono – 2,9905 Hz.	107
Tabela 8.9 – Vibrações livres da passarela com sistema de travamento.	110
Tabela 8.10 – Deslocamentos - nó 42 – controle – análise preliminar – 2 AMS – 2,9208 Hz.	115
Tabela 8.11 – Deslocamentos - nó 42 – controle – análise preliminar – 6 AMS – 2,9208 Hz.	116
Tabela 8.12 – Deslocamentos - nó 42 – controle – análise preliminar – 10 AMS – 2,9208 Hz.	117
Tabela 8.13 – Deslocamentos - nó 42 – controle – análise preliminar – 20 AMS – 2,9208 Hz.	118
Tabela 8.14 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 2 x 50 kg.	120
Tabela 8.15 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 2 x 100 kg.	120
Tabela 8.16 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 2 x 150 kg.	120
Tabela 8.17 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 2 x 200 kg.	120
Tabela 8.18 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 6 x 50 kg.	121
Tabela 8.19 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 6 x 100 kg.	121
Tabela 8.20 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 6 x 150 kg.	121
Tabela 8.21 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 6 x 200 kg.	122
Tabela 8.22 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 10 x 50 kg.	122
Tabela 8.23 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 10 x 100 kg.	123
Tabela 8.24 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 10 x 150 kg.	123
Tabela 8.25 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 10 x 200 kg.	124
Tabela 8.26 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 20 x 50 kg.	124
Tabela 8.27 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 20 x 100 kg.	125
Tabela 8.28 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 20 x 150 kg.	126
Tabela 8.29 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 20 x 200 kg.	127

Tabela 8.30 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T2 – Proposta 1.	132
Tabela 8.31 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T3 – proposta 1.	133
Tabela 8.32 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T1 – proposta 1.	134
Tabela 8.33 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 1 – CASO 1.	137
Tabela 8.34 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 1 – CASO 2.	137
Tabela 8.35 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 1 – CASO 3.	138
Tabela 8.36 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 1 – CASO 4.	138
Tabela 8.37 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T2 – Proposta 2.	142
Tabela 8.38 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T3 – Proposta 2.	143
Tabela 8.39 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T1 – Proposta 2.	144
Tabela 8.40 – Quadro comparativo com os resultados percentuais das propostas 1 e 2 com relação aos resultados da estrutura original, sem sistemas de controle.	146
Tabela 8.41 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 2 – CASO 1.	148
Tabela 8.42 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 2 – CASO 2.	148
Tabela 8.43 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 2 – CASO 3.	149
Tabela 8.44 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 2 – CASO 4.	149
Tabela 8.45 – Resultados da Análise Estática.	151
Tabela 8.46 – Peças estruturais classificadas segundo a tensão máxima atingida.	152
Tabela 8.47 – Elementos utilizados na modelagem de um vão horizontal.	153
Tabela 8.48 – Análise de vibrações livres de um vão horizontal da passarela sobre a EPIA.	154

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Página</b>
Figura 1.1 – Passarela Japan. Paris, França.	2
Figura 1.2 – Passarela do Aeroporto Gatwick. Londres, Inglaterra.	2
Figura 1.3 – Passarela que liga as torres Petronas. Kuala Lumpur, Malásia.	3
Figura 2.1 – Desenho de passarela estudada por Brownjohn (1997). Singapura, Singapura.	8
Figura 2.2 – Desenho esquemático da passarela composta ensaiada por Pimentel (Pavic et al, 1998).	9
Figura 2.3 – Passarela em forma de curva catenária. Hope Valley, Reino Unido (Pimentel, 1997).	9
Figura 2.4 – Passarela Aberfeldy, Escócia.	10
Figura 2.5 – Passarela Millennium. Londres, Inglaterra (Dallard et al, 2001).	12
Figura 2.6 – Passarela de pedestres analisada por Spasojevic et al (2002).	12
Figura 2.7 – M-Bridge. Nasu Shiobara, Japão (Nakamura, 2003).	13
Figura 2.8 – Passarela estudada por Seiler et al (2003). Forchheim, Alemanha.	14
Figura 2.9 – Passarela T-bridge, Japão (Nakamura, 2004).	16
Figura 2.10 – Passarela analisada por Blanco et al (2005). Kortrijk, Bélgica.	17
Figura 2.11 – Passarela localizada em Podgorica, Montenegro (Zivanovic et al, 2005a).	18
Figura 2.12 – Passarela localizada em Bangkok, Tailândia. Poovarodom et al (2003).	20
Figura 2.13 – Passarela Langelinie. Copenhague, Dinamarca. (Krenk et al, 2005).	21
Figura 2.14 – Passarela Millennium. Londres, Inglaterra.	23
Figura 2.15 - Amortecedores instalados na Passarela Millennium – vista inferior. (Dallard et al, 2001).	25
Figura 3.1 - Força vertical, horizontal lateral e horizontal longitudinal (Zivanovic et al, 2005b).	26
Figura 3.2 – Distribuição de forças em uma estrutura, provocada por uma pessoa caminhando (a) ou correndo (b) (Zivanovic et al, 2005b).	27
Figura 3.3 – Função de carregamento, do caminhar lento até o correr (Zivanovic et al, 2005b).	28

Figura 3.4 - Correlação entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr dada por Wheeler (1982).	28
Figura 3.5 - Funções de carregamento de Bachmann e Ammann (1987) apud Baltar (2000).	32
Figura 3.6 – Função de carregamento para uma pessoa caminhando (CEB, 1991).	34
Figura 3.7 – Função de carregamento de Wheeler (1982) para os movimentos de caminhar e correr.	36
Figura 4.1 – Fator de configuração $K_p$ (BS 5400, 1978).	40
Figura 4.2 - Fator de resposta dinâmica $\psi$ (BS 5400,1978).	41
Figura 4.3 – Limite de aceleração para serviço (Ontario Bridge Code, 1991).	43
Figura 4.4 – Critérios de resposta humana a vibração constante (Ontario Bridge Code, 1991).	43
Figura 4.5 – Fator de configuração $K_p$ (Ontario Bridge Code, 1991).	44
Figura 4.6 - Fator de resposta dinâmica $\psi$ (Ontario Bridge Code, 1991).	44
Figura 4.7 – Função de carregamento (Ontario Bridge Code, 1991).	45
Figura 4.8 – Frequência fundamental da passarela em função do vão livre (CEB, 1991).	46
Figura 4.9 – Resposta de passarelas a um pedestre caminhando, para diferentes valores de decremento logarítmico $\delta = 2\pi\xi$ (CEB, 1991).	47
Figura 4.10 – Resposta de passarelas a um pedestre caminhando na frequência fundamental (CEB, 1991).	48
Figura 4.11 – Relação entre o coeficiente $k_{vert,f}$ e a frequência $f_{1,vert}$ EUROCODE 5 (1997).	51
Figura 4.12 – Relação entre o coeficiente $k_{hor,f}$ e a frequência $f_{1,hor}$ EUROCODE 5 (1997).	53
Figura 4.13 – Comparação entre limites de valores de aceleração (Pimentel, 1997).	56
Figura 4.14 – Fator de multiplicação de Grundmann et al (1993) apud Pimentel (1997).	58
Figura 4.15 – Fatores de majoração (Pimentel, 1997).	61
Figura 5.1 - Amortecedor viscofluido aplicado em ponte estaiada.	64
Figura 5.2 - AMS instalado na Passarela Millennium.	66
Figura 5.3 – Modelo de um sistema estrutural com um AMS instalado (Soong e Dargush, 1997).	66
Figura 6.1 - Cálculo dos carregamentos dinâmicos (Baltar, 2000).	74

Figura 7.1 – Foto panorâmica da passarela sobre a EPIA (Google <sup>TM</sup> , 2005).	75
Figura 7.2 – Trecho horizontal da passarela sobre a EPIA.	76
Figura 7.3 – Rampa da passarela sobre a EPIA, vista a partir de trecho horizontal.	76
Figura 7.4 – Desenho esquemático com indicação do módulo e das peças estruturais.	77
Figura 7.5 – Seções transversais das peças estruturais da passarela sobre a EPIA (un. = mm).	78
Figura 7.6 – Ligação entre rampas, cogumelo e trecho horizontal.	78
Figura 7.7 – a) Visão externa em detalhe de ligação entre vão e cogumelo. b) Visão interna em detalhe de ligação entre vão e cogumelo.	79
Figura 7.8 – a) Encontro entre o início de um vão inclinado e o nível da calçada. b) Apoio intermediário de um vão inclinado.	79
Figura 7.9 – Detalhe do apoio intermediário de um vão inclinado (rampa de acesso).	80
Figura 7.10 – Detalhe do banzo inferior no início de uma rampa.	80
Figura 7.11 – a) Ligação entre banzo inferior e diagonais. b) Ligação entre diagonais, banzo e travessa superior.	81
Figura 7.12 – a) Cobertura em argamassa armada apoiada no banzo superior. b) Piso em placas de concreto armado apoiadas nas travessas inferiores.	82
Figura 7.13 – a) Visão superior do piso em placas de concreto armado. b) Corrimão e guarda-corpo da passarela.	82
Figura 7.14 – Seção transversal da passarela.	83
Figura 8.1 – Discretização de um vão inclinado da passarela.	86
Figura 8.2 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção vertical (1,8 Hz).	90
Figura 8.3 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção horizontal lateral (1,8 Hz).	91
Figura 8.4 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção vertical (2,5 Hz).	93
Figura 8.5 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção horizontal lateral (2,5 Hz).	94
Figura 8.6 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção vertical (2,9905 Hz).	96
Figura 8.7 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção horizontal lateral (2,9905 Hz).	97
Figura 8.8 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção vertical (1,8 Hz).	99
Figura 8.9 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção horizontal lateral (1,8 Hz).	100
Figura 8.10 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção vertical (2,5 Hz).	102

Figura 8.11 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção horizontal lateral (2,5 Hz).	103
Figura 8.12 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção vertical (2,9905 Hz).	105
Figura 8.13 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção lateral (2,9905 Hz).	106
Figura 8.14 – Aceleração vertical - 20 pedestres - frequência de 2,9905 Hz, correspondente ao primeiro modo flexão vertical.	107
Figura 8.15 – Deslocamento vertical - 20 pedestres - frequência de 1,8 Hz.	108
Figura 8.16 – Deslocamento vertical - 20 pedestres - frequência de 2,5 Hz.	108
Figura 8.17 – Deslocamento vertical - 20 pedestres - frequência de 2,9905 Hz, correspondente ao primeiro modo flexão vertical.	109
Figura 8.18 – Disposição das barras de travamento.	110
Figura 8.19 – Acelerações – controle - análise preliminar – dir. vertical.	113
Figura 8.20 – – Acelerações – controle - análise preliminar – dir. horizontal lateral.	113
Figura 8.21 – Análise preliminar – 2 amortecedores.	114
Figura 8.22 – Análise preliminar – 6 amortecedores.	115
Figura 8.23 – Análise preliminar – 10 amortecedores.	116
Figura 8.24 – Análise preliminar – 20 amortecedores.	117
Figura 8.25 – Disposição dos amortecedores que formam o AMSM na passarela sem travamento – Proposta 1.	128
Figura 8.26 – Disposição dos amortecedores que formam o AMSM na passarela com travamento – Proposta 1.	129
Figura 8.27 – Acelerações verticais – Travessia T1 – Proposta 1.	130
Figura 8.28 – Acelerações verticais – Travessias T2 e T3 – Proposta 1.	131
Figura 8.29 – Acelerações laterais – Travessias T1, T2 e T3 – Proposta 1.	132
Figura 8.30 – Aceleração vertical - travessia T1 – sem AMSM e CASO 4 – Proposta 1.	135
Figura 8.31 – Deslocamento vertical - travessia T1 – sem AMSM e CASO 4 – Proposta 1.	135
Figura 8.32 – Disposição do AMSM na passarela sem travamento – Proposta 2.	139
Figura 8.33 – Disposição do AMSM na passarela com travamento – Proposta 2.	139
Figura 8.34 – Acelerações verticais – Travessia T1 – Proposta 2.	140
Figura 8.35 – Acelerações verticais – Travessias T2 e T3 – Proposta 2.	141
Figura 8.36 – Acelerações laterais – Travessias T1, T2 e T3 – Proposta 2.	141
Figura 8.37 – Aceleração vertical - travessia T1 – sem AMSM e CASO 4 – Proposta 2.	144

Figura 8.38 – Deslocamento vertical - travessia T1 – sem AMSM e CASO 4 – Proposta 2.	145
Figura 8.39 – Peças estruturais classificadas segundo a tensão máxima atingida.	152
Figura 8.40 – Discretização de um vão horizontal da passarela.	153

## LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATURAS

$a$ : aceleração

$a_{hor,lim}$ : limite de serviço para a aceleração horizontal máxima da estrutura

$a_{hor,máx}$ : aceleração horizontal máxima da estrutura

$a_{max}$ : aceleração máxima ou de pico

$a_{RMS}$ : aceleração RMS

$a_{RMS,hor,lim}$ : limite de serviço para a aceleração RMS horizontal da estrutura

$a_{RMS,vert,lim}$ : limite de serviço para a aceleração RMS vertical da estrutura

$a_{vert,lim}$ : limite de serviço para a aceleração vertical máxima da estrutura

$a_{vert,máx}$ : aceleração vertical máxima da estrutura

AMS: amortecedor de massa sintonizado

AMSM: amortecedor de massa sintonizado múltiplo

$b$ : largura da passarela

$c$ : amortecimento do AMS

$c_i$ : amortecimento do  $i$ -ésimo amortecedor

$ci$ : coeficiente de impacto

$ct$ : tempo de contato (entre o pé e o piso)

$C$ : amortecimento do sistema principal

$C$ : matriz de amortecimento

$C_{mf}$ : fator de majoração de Matsumoto *et al* (1978) *apud* Pimentel (1997)

$d_{hor,lim}$ : limite de serviço para o deslocamento horizontal máximo da estrutura

$d_{vert,lim}$ : limite de serviço para o deslocamento vertical máximo da estrutura

$f$ : frequência de vibração ou razão de passo

$f_{est}$ : frequência natural da estrutura

$f_i$ : frequência do  $i$ -ésimo amortecedor (Hz)

$f_j$ : frequência do modo  $j$

$fs$ : velocidade de avanço

$f_T$ : frequência média dos amortecedores (Hz)

$f_0$ : frequência fundamental da estrutura

$f_{l,hor}$  : primeira freqüência de vibração na direção horizontal

$f_{l,vert}$  : primeira freqüência de vibração na direção vertical

$f(t)$ : excitação dinâmica atuando no sistema principal

F: amplitude do carregamento

$F_i(t)$  = Parcela da carga  $F(t)$  distribuída para o nó i

$F_j(t)$  = Parcela da carga  $F(t)$  distribuída para o nó j

F(t): função de carregamento variando com o tempo

$\mathbf{F}(t)$ : vetor de força externa

i: índice que representa o número do harmônico

j: número total de harmônicos contribuintes

k: rigidez do AMS

K: rigidez do sistema principal

$K_p$  : fator de configuração

$\mathbf{K}$ : matriz de massa

L: vão livre da passarela

$L_{i,j}$  = distância entre os nós i e j

m: massa do AMS

$m_i$  : massa do i-ésimo amortecedor

$\bar{m}$  : massa por unidade de área

M: massa do sistema principal

$M_n$  : massa modal

$M_p$  : massa total da passarela

$\mathbf{M}$ : matriz de rigidez

n: número de amortecedores de um AMSM

$n_p$  : número de passos necessários para atravessar o vão L

$n_{pe}$  : número de pessoas circulando simultaneamente sobre a passarela

$P_n(t)$ : força modal

$P_0$  : peso estático de um pedestre ( $P_0 = 800$  N é o valor usual)

sl: comprimento de passo

S: Fator de multiplicação de Grundmann *et al* (1993)

t: tempo

T: período da vibração

$\mathbf{v}$  : autovetores

W: peso total da passarela

$x_i$ : amplitude de deslocamento no instante i

$x_{i+1}$ : amplitude de deslocamento no instante i+1

$\mathbf{x}(t)$ : vetor deslocamento

$\dot{\mathbf{x}}(t)$ : vetor velocidade

$\ddot{\mathbf{x}}(t)$ : vetor aceleração

y (t): deslocamento do sistema principal com relação à sua base

$y_s$  : deflexão estática no centro do vão principal

$Y_n(t)$ : deslocamento modal

$\dot{Y}_n(t)$ : velocidade modal

$\ddot{Y}_n(t)$ : aceleração modal

z (t): deslocamento relativo entre o AMS e o sistema principal

$\alpha^{ótimo}$  : razão de frequências ótima

$\alpha_n$  : coeficiente de amplificação dinâmica

$\beta^{ótimo}$  : largura de banda ótima

$\delta$  : decremento logarítmico

$\delta_i$  = distância da carga F(t) ao nó i

$\delta_j$  = distância da carga F(t) ao nó j

$\Delta_i$  : coeficiente de Fourier para o harmônico i

$\Delta_i P_0$  : amplitude da força do harmônico i

$\phi_i$  : ângulo de fase do harmônico i com relação ao primeiro harmônico

$\phi_n$  : autovetor normalizado

$\mu$  : razão entre a massa do AMS (m) e a massa do sistema principal (M)

$\xi$  : taxa de amortecimento

$\xi_n$  : taxa de amortecimento modal

$\xi^{ótimo}$  : razão de amortecimento ótima

$\omega_{est}$  : frequência da estrutura

$\omega$  : frequência

$\omega_D$  : frequência amortecida

$\omega_i$  : frequência do  $i$ -ésimo amortecedor (rad/s)

$\omega_n$  : frequência natural circular modal

$\omega_T$  : frequência média dos amortecedores (rad/s)

$\omega^2$  : autovalores

$\Omega_d$  : fator de amplificação dinâmica

$\psi$  : fator de resposta dinâmica

# 1 - INTRODUÇÃO

## 1.1 - IMPORTÂNCIA

O avanço das tecnologias construtivas e o uso de materiais de alta resistência têm possibilitado o projeto de estruturas cada vez mais leves e flexíveis, que conseqüentemente possuem menor rigidez e amortecimento, tornando-se mais sensíveis a vibrações em baixas frequências.

Os carregamentos produzidos por movimentos humanos ocorrem essencialmente em baixas frequências, que podem facilmente se aproximar, ou até mesmo coincidir com as frequências naturais das estruturas sobre as quais estejam incidindo, especialmente se forem estruturas leves e flexíveis como, por exemplo, passarelas de pedestres. Nesses casos, podem ocorrer problemas de vibrações excessivas. Este problema tem atraído a atenção de vários pesquisadores no Brasil, como Pimentel (1997), Baltar (2000) e Silva *et al* (2003).

Passarelas de pedestres vêm sendo utilizadas pelo homem desde tempos remotos para transpor rios e vales. Atualmente as passarelas de pedestres têm se destacado como ótimas soluções para o deslocamento de pessoas nas cidades. Essas estruturas têm sido projetadas de forma que sejam leves, com visual moderno e incorporado à arquitetura local. As passarelas em muitos casos têm se tornado cartões postais das cidades, embelezando o espaço em que estão inseridas.

Os principais materiais utilizados na construção de passarelas são: aço, concreto armado, concreto protendido e madeira. Muitas passarelas são constituídas por composições destes materiais, como aço e concreto armado ou aço e madeira.

Atualmente é bastante difundida a utilização de passarelas de pedestres sobre vias com circulação de veículos como, por exemplo, a passarela *Japan* em Paris, com vão livre de 100m (Fig. 1.1).



Figura 1.1 – Passarela Japan. Paris, França.

<http://www.arup.com/bridges/project.cfm?pageid=2306>. Acesso em: 19 jun 2006.

Outro exemplo de vanguarda na construção de passarelas de pedestres está situado no aeroporto *Gatwick* em Londres. A estrutura foi construída na área de taxiamento de aeronaves, com comprimento total de 197m e vão livre principal de 128m. Essa passarela foi projetada de modo que todas as aeronaves pudessem passar por baixo dela, inclusive o modelo Boeing 747 (Fig. 1.2).



Figura 1.2 – Passarela do Aeroporto Gatwick. Londres, Inglaterra.

<http://www.arup.com/advancedtechnology/project.cfm?pageid=4089>. Acesso em: 19 jun 2006.

Outra utilização para passarelas de pedestres que vem se tornando comum nas últimas décadas é a ligação de edifícios altos construídos na forma de torres gêmeas, como, por exemplo, as torres *Petronas* na Malásia, mostradas na Fig. 1.3. Este edifício possui 88 andares

e 452 m de altura. A passarela de 58,4 m de comprimento está situada a 170 m de altura, ligando os andares 41 e 42 das torres.



Figura 1.3 – Passarela que liga as torres Petronas. Kuala Lumpur, Malásia.

[http://www.klcc.com.my/Showcase/PTT/ps\\_ptt\\_overview.htm](http://www.klcc.com.my/Showcase/PTT/ps_ptt_overview.htm). Acesso em: 19 jun 2006.

As passarelas de pedestres modernas têm sido construídas com novas tecnologias e novos materiais, possibilitando o projeto de estruturas mais leves, esbeltas, com menor rigidez e amortecimento. Isso tem provocado problemas de vibração em alguns casos. As vibrações de passarelas normalmente causam desconforto aos usuários, porém, casos mais graves podem causar pânico ou até mesmo comprometer a segurança da estrutura. Conseqüentemente, vários estudos foram realizados sobre a utilização de sistemas de controle no projeto de passarelas ou em estruturas existentes que apresentem vibrações excessivas (Dallard *et al*, 2001, Poovarodom *et al*, 2003 e Krenk *et al*, 2005).

Dentre os Sistemas de Controle existentes, pode-se mencionar o amortecedor de massa sintonizado (AMS) que é um dispositivo de controle passivo de vibração constituído por um sistema massa-mola-amortecedor, ligado a um sistema principal susceptível a vibrações indesejáveis (Soong e Dargush, 1997).

Este tipo de controle reduz a demanda de dissipação de energia da estrutura transferindo parte da energia de vibração para o AMS; para tanto, este deve ser sintonizado próximo a uma determinada frequência natural da estrutura (Avila, 2002).

O AMS foi inicialmente desenvolvido para uso em sistemas de engenharia mecânica nos quais a frequência de operação estivesse em ressonância com a frequência fundamental do sistema principal.

Foi a partir da década de 60 que se tornou comum a aplicação de AMS na Engenharia Civil, com uma grande quantidade de sistemas desse tipo instalados em estruturas civis. Exemplos destas aplicações práticas podem ser encontrados em Holmes (1995).

Vale ressaltar que em estruturas complexas como passarelas de pedestres, com muitos graus de liberdade e sujeitas a carregamentos humanos, a eficiência do amortecedor vai depender de um ajuste mais cuidadoso de seus parâmetros.

Além disso, um único AMS é muito sensível às discrepâncias na frequência natural da estrutura e/ou na taxa de amortecimento do amortecedor consideradas no projeto. Essas limitações podem ser vencidas instalando-se mais de um AMS na estrutura, cada um deles sintonizado em uma frequência de vibração (Carneiro, 2004).

O amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM) consiste em vários amortecedores com frequências distribuídas em torno da frequência natural correspondente ao modo a ser controlado. São mais eficientes e robustos no controle de vibrações indesejáveis do que um único AMS. O AMSM tem sido amplamente estudado na literatura recente, tendo sido realizados vários estudos paramétricos com o objetivo de melhorar a sua eficiência (Jangid, 1999, Carneiro *et al*, 2006).

## **1.2 - OBJETIVOS**

Com base no exposto, a proposta do presente trabalho é estudar numericamente o comportamento dinâmico de uma passarela de pedestres localizada na cidade de Brasília, quando submetida às ações humanas de caminhar e correr. Essa passarela apresenta vibrações perceptíveis aos pedestres na direção vertical.

Após a avaliação da resposta do modelo estrutural é proposto um sistema de controle de vibrações para a estrutura.

## **1.3 - DESCRIÇÃO DO TRABALHO**

A presente dissertação de mestrado é constituída de nove capítulos, incluindo-se este da introdução, a saber:

O segundo capítulo é referente à revisão bibliográfica. Vários casos de estudos realizados em passarelas em diferentes países são apresentados. Em seguida é apresentada uma breve discussão sobre o problema de vibração ocorrido na passarela Millennium, em Londres. Este caso, segundo Zivanovic *et al* (2005b), resultou na produção de mais de 1000 artigos impressos e mais de 150 transmissões pela mídia ao redor do mundo.

O terceiro capítulo trata dos fundamentos teóricos. Inicialmente discute-se a importância do estudo de vibrações induzidas em passarelas de pedestres. As ações humanas de caminhar e correr são descritas como as principais atividades de pedestres com potencial de ocasionarem vibrações indesejáveis. Em seguida, são apresentados modelos analíticos que representam essas ações humanas. Posteriormente são discutidos alguns importantes efeitos de interação homem-estrutura em passarelas. Descreve-se, em seguida, a formulação matemática utilizada para a análise da estrutura.

No quarto capítulo são apresentados os principais limites de serviço relacionados a vibrações em passarelas de pedestres encontrados na literatura.

No quinto capítulo discute-se o controle estrutural e são conceituados os dispositivos de controle atuais. Os principais dispositivos de controle passivo são apresentados. O AMS e o

AMSM são conceituados e apresentam-se os processos de obtenção de parâmetros ótimos propostos por Den Hartog (1956) e Jangid (1999).

O sexto capítulo apresenta as ferramentas computacionais utilizadas: os programas ANSYS (1995) e PSM - Simulador de Pessoas em Movimento (Estefani, 2000).

No sétimo capítulo é realizada a descrição da estrutura da passarela em estudo.

O oitavo capítulo apresenta o estudo numérico realizado, iniciando por um vão inclinado típico da estrutura. Primeiramente descreve-se o modelo computacional da passarela em elementos finitos. Posteriormente são apresentadas as análises da passarela em vibrações livres e em vibrações forçadas. A seguir mostra-se as alterações nas frequências naturais e modos de vibração da passarela, provocadas pelo sistema de travamento que será considerado em alguns casos analisados. Em seguida, é realizada uma análise prévia da passarela com diferentes configurações de AMSM. Após isso, são apresentadas as propostas de controle estrutural da passarela e os resultados obtidos. Finalmente, são apresentados os resultados da análise estática e são discutidos os aspectos relacionados ao vão horizontal da passarela.

O nono capítulo apresenta as conclusões obtidas com o presente trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

## 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Há milhares de anos as passarelas de pedestres vêm sendo construídas e utilizadas pelo homem para transpor obstáculos da natureza. Hoje em dia, pode-se facilmente encontrar passarelas sobre rios, lagos, vales, estradas, linhas férreas, como ligação entre edifícios, dentre outras aplicações.

O fenômeno de vibrações em passarelas e suas conseqüências têm se intensificado nas últimas décadas devido à construção de estruturas mais esbeltas, com vãos maiores, e conseqüentemente, possuindo menor massa, rigidez e amortecimento. Porém, existem alguns casos antigos de falhas em passarelas registrados, evidenciando que os problemas de vibrações nessas estruturas vêm sendo observados pelo homem há alguns séculos.

Em 1154, ocorreu o colapso de uma passarela de pedestres de madeira, pelo movimento de uma multidão que desejava cumprimentar o arcebispo William, na Inglaterra (Walnuth *et al*, 2003 apud Zivanovic, 2005b).

Outro caso de ruptura de uma passarela de pedestres sob carregamento induzido por ação humana, relatado em detalhes, ocorreu em 1831, em Broughton, Inglaterra. O acidente ocorreu enquanto 60 soldados marchavam sobre a passarela. Este evento estimulou a colocação de avisos em pontes com alerta para que tropas não marchassem enquanto estivessem sobre elas (Tilly *et al*, 1984 apud Zivanovic, 2005b).

Kasperski (2005) cita um desastre ocorrido em 1994 na China, em que um grupo de estudantes excitou propositalmente uma passarela levando a uma séria falha estrutural que ocasionou a morte de 38 pessoas.

Nas últimas décadas, vários autores têm se dedicado ao estudo do comportamento de passarelas de pedestres submetidas a vibrações causadas por cargas induzidas por atividades humanas.

Brownjohn (1997) estudou o comportamento de uma passarela de pedestres com 35 m de vão, localizada em um ponto turístico da cidade de Singapura, capital da República de Singapura.

A estrutura da passarela é metálica, estaiada, com duas torres localizadas nas extremidades do vão, onde estão fixados os cabos de sustentação (Fig. 2.1). Esta passarela apresenta claramente movimento na direção vertical, quando percorrida por turistas, o que constitui uma atração a mais para eles. O comportamento dinâmico vertical da passarela foi investigado utilizando-se um modelo analítico de parâmetros distribuídos e um modelo em elementos finitos. Esses modelos teóricos foram ajustados por intermédio de testes experimentais realizados na passarela. Chegou-se à conclusão de que os modelos estudados produziram estimativas muito similares dos modos da passarela. Verificou-se que os dois primeiros modos de flexão vertical (simétrico e anti-simétrico) ocorrem à frequência de 2 Hz. Vibrações laterais são produzidas com dificuldade e respostas torcionais são geradas apenas com esforços deliberados e são fortemente amortecidas. Em uma simulação realizada com um pedestre caminhando à frequência de 2 Hz sobre a passarela a máxima aceleração vertical no centro do vão foi de  $2,18 \text{ m/s}^2$ .

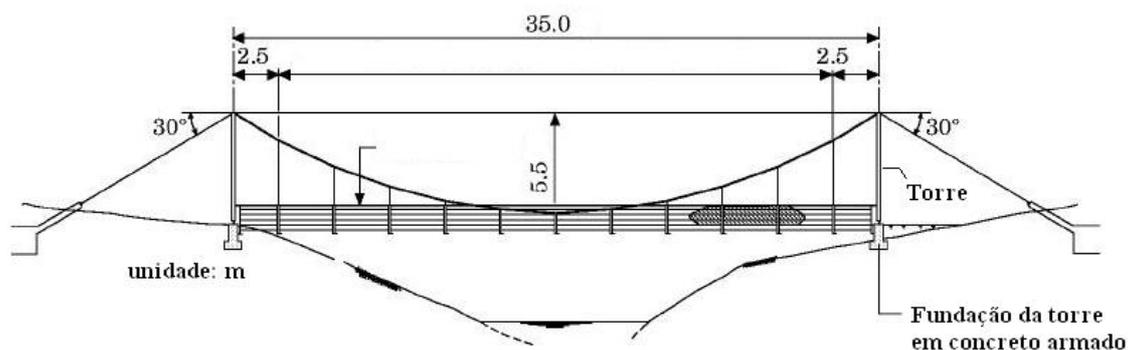


Figura 2.1 – Desenho de passarela estudada por Brownjohn (1997). Singapura, Singapura.

Pimentel (1997) investigou vibrações em passarelas devido a carregamentos induzidos pelo homem. Foram realizados testes experimentais em três passarelas de pedestres para levantar suas propriedades dinâmicas e verificar como se comportavam mediante a travessia de pedestres. A primeira estrutura descrita foi uma passarela levemente arqueada de vão único com projeção horizontal de aproximadamente 20 m de comprimento e com seção transversal composta de piso de concreto de 2,16 m de largura ligado à estrutura metálica do tipo viga caixão (Fig.2.2). A frequência fundamental medida experimentalmente obteve o valor de 3,66 Hz, correspondendo ao primeiro modo de flexão vertical. A passarela seguinte possui um vão de 34 m em forma de curva catenária (forma como de uma corrente suspensa pelas extremidades, carregada apenas com a ação de seu próprio peso), cuja seção transversal é formada por concreto protendido com 1,79 m de largura e espessura de 16 cm (Fig. 2.3). A

estrutura é fixada nos suportes das extremidades. A frequência fundamental dessa passarela foi medida como 2,3 Hz e correspondia ao primeiro modo de flexão vertical. A próxima estrutura estudada foi a passarela Aberfeldy (Fig. 2.4), que possui estrutura estaiada com duas torres e com três vãos fabricados com um material compósito de plástico reforçado por fibra de vidro (glass-reinforced plastic - GRP) com 2,12 m de largura. O vão central possui 63 m de comprimento e os dois vãos situados nas extremidades da estrutura têm comprimento de 25 m aproximadamente. As primeiras frequências medidas na passarela Aberfeldy foram de 1,0 Hz e 1,59 Hz, correspondendo respectivamente aos primeiros modos de flexão lateral e vertical. Diferentes técnicas para obter as propriedades modais foram discutidas, e foram realizadas análises numéricas utilizando modelos em elementos finitos calibrados para representar o comportamento das passarelas em estudo e investigar formas de remover as primeiras frequências dessas estruturas do intervalo crítico de excitação provocado por pedestres. Houve boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais. Além disso, foram caracterizados os principais carregamentos induzidos por pessoas e foram discutidos os principais limites de serviço para passarelas, encontrados na literatura.

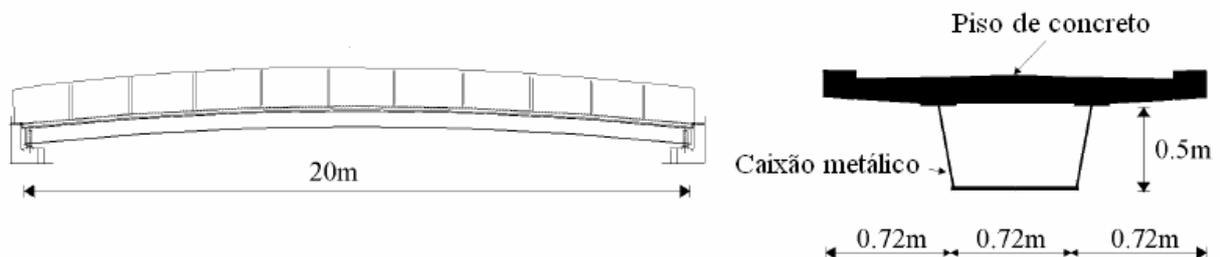


Figura 2.2 – Desenho esquemático da passarela composta ensaiada por Pimentel (Pavic et al, 1998).



Figura 2.3 – Passarela em forma de curva catenária. Hope Valley, Reino Unido (Pimentel, 1997).



Figura 2.4 – Passarela Aberfeldy, Escócia.

<http://www.admc.esrtechnology.com/CDKB/Applications/Default.asp?Sector=3&Element=-1>. Acesso em: 14 nov 2006.

Baltar (2000) realizou um estudo com o objetivo de avaliar os níveis de segurança e conforto das principais passarelas de pedestres existentes na cidade de Brasília. Um levantamento numérico das características dinâmicas de 6 passarelas foi realizado através de análises em vibrações livres nas quais foram identificadas as 10 primeiras frequências naturais das passarelas e seus respectivos modos de vibração. As duas passarelas mais flexíveis foram submetidas a análises numéricas em vibrações forçadas nas quais foram simuladas cargas induzidas pelas atividades humanas de caminhar e correr. Algumas características das seis passarelas analisadas são mostradas na Tab. 2.1. Dentre as seis passarelas analisadas, a passarela 1 foi a que apresentou maior problema de vibrações, podendo ser facilmente excitada tanto na direção vertical quanto na direção horizontal lateral. As análises em vibrações forçadas foram realizadas para as passarelas 1 e 2. Foram simulados casos que compreendiam de 1 a 8 pessoas caminhando ou correndo sobre as passarelas. As acelerações encontradas foram comparadas aos limites máximos sugeridos pelas normas BS 5400 (1978), ONT (1983), ISO DIS 10137 (1963) e CEB (1991). Apenas no caso da passarela 1 – passarela de pedestres sobre a Estrada Parque de Indústria e Abastecimento (EPIA), trecho Cruzeiro Novo/CEASA, foram registrados casos em que as acelerações encontradas superaram os limites máximos de uma ou mais das normas citadas acima.

Tabela 2.1 – Características das passarelas de pedestres analisadas por Baltar (2000).

Nº	1ª Freq. Hor. (Hz)	1ª Freq. Vert.(Hz)	1ª Freq. Torção (Hz)	Vão mais flexível (m)	Largura (m)	Material	Análises realizadas
1	0,994	2,664	2,024	51,165	2,4	Aço/ concreto	Vib. livres / forçadas
2	1,732	7,097	3,932	25,929	2,6	Aço/ concreto	Vib. livres / forçadas
3	2,019	9,711	4,421	20,245	2,6	Aço/ concreto	Vib. livres
4	-	5,295	6,429	20,34	2,15	Aço	Vib. livres
5	-	11,863	9,501	21,85	2,5	Aço	Vib. livres
6	-	2,976	-	22,1	2,7	Concreto	Vib. livres

Dallard *et al* (2001) realizaram um estudo sobre a Passarela Millennium, localizada na cidade de Londres, Inglaterra (Fig. 2.5). Os eventos ocorridos no dia da inauguração da passarela, 10 de junho de 2000, foram descritos, bem como as pesquisas e análises suscitadas pelas vibrações experimentadas pela estrutura. Mostrou-se que o forte movimento lateral da passarela foi causado pelas forças laterais exercidas por uma multidão de pedestres e que o evento não estava relacionado com as inovações tecnológicas daquela estrutura. Foi apresentado o desenvolvimento de um sistema de controle para a estrutura com o uso de amortecedores viscofluidos e amortecedores de massa sintonizados. Foram apresentados resultados de testes realizados com um pequeno número de amortecedores, mostrando-se que o sistema de controle proposto funcionava conforme o previsto analiticamente. As seis primeiras frequências naturais encontradas para o vão central da passarela Millennium são apresentadas na Tab. 2.2.

Tabela 2.2 – Frequências naturais - vão central da passarela Millennium (Dallard *et al*, 2001).

Nº	Modo	Frequência (Hz) Experimental	Frequência (Hz) Analítico
1	Flexão lateral	0,48	0,49
2	Flexão lateral	0,95	0,94
3	Flexão vertical	1,15	1,18
4	Flexão vertical	1,54	1,56
5	Flexão vertical	1,89	1,93
6	Flexão vertical	2,32	2,30

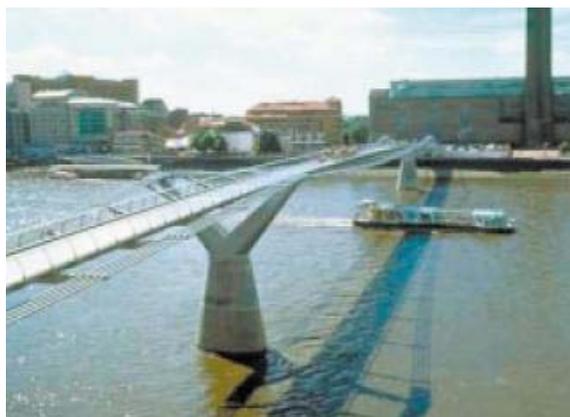


Figura 2.5 – Passarela Millennium. Londres, Inglaterra (Dallard *et al*, 2001).

Spasojevic *et al* (2002) escreveram sobre alguns aspectos relevantes relacionados a vibrações em passarelas de pedestres, como a modelagem de forças dinâmicas para representar os movimentos de pedestres e alguns critérios de aceitabilidade tratados pelas normas BS 5400 (1978), ONT (1991), CEB (1991) e EUROCODE 5 (1997). Apresentou-se a resolução analítica de um problema de vibrações forçadas em que uma viga era excitada por uma força concentrada, determinística, variando no tempo e no espaço. Essa resolução analítica foi introduzida no programa Mathematica, onde foi simulada uma passarela de pedestres com seção de concreto, como mostra a Fig. 2.6. A frequência fundamental, correspondente ao primeiro modo de flexão vertical da estrutura, é de 3,75 Hz. Foram realizadas comparações entre este método analítico e o método simplificado da norma BS 5400 (1978) para encontrar a aceleração máxima na passarela. Os valores encontrados para as acelerações foram próximos e a concordância foi considerada satisfatória pelos autores.

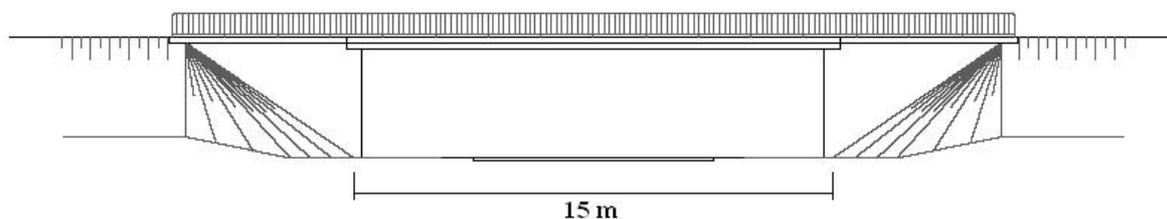


Figura 2.6 – Passarela de pedestres analisada por Spasojevic *et al* (2002).

Nakamura (2003) conduziu um estudo experimental em uma passarela de pedestres localizada na cidade de Nasu Shiobara, no Japão. O local possui uma paisagem exuberante e atrai muitos turistas. A passarela em questão, denominada Maple Valley Great Suspension Bridge (ou M-bridge), possui um vão central com 320 m e em cada extremidade deste, um vão de 60 m (Fig.

2.7). A estrutura é metálica, estaiada, com duas torres de 26,2 m, onde estão fixados os cabos de sustentação. A seção transversal do piso possui 1,5 m de largura. As vibrações laterais da passarela foram investigadas. Encontrou-se que a passarela vibrava na frequência do terceiro modo de flexão lateral (assimétrico) de 0,88 Hz e do quarto modo de flexão lateral (simétrico) de 1,02 Hz, dependendo da distribuição dos pedestres na passarela. Acelerômetros foram posicionados em vários pontos junto ao piso da passarela e também conectados a pedestres para identificar como eles respondem à vibração da estrutura. Através deste estudo chegou-se à conclusão de que a uma amplitude de deslocamento lateral de 45 mm no piso da passarela, correspondendo a uma aceleração de  $1,35 \text{ m/s}^2$ , os pedestres se sentem inseguros e não conseguem caminhar normalmente. Essa condição foi escolhida pelo autor como limite de serviço para a vibração lateral em pisos de passarelas.

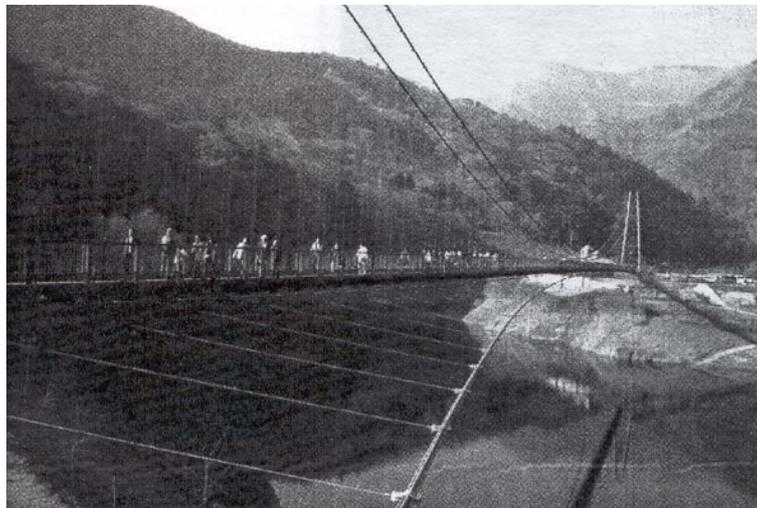


Figura 2.7 – M-Bridge. Nasu Shiobara, Japão (Nakamura, 2003).

Seiler *et al* (2003) propuseram uma nova descrição matemática para descrever o movimento de pessoas correndo, levando em conta simples leis da física sobre impulso e conservação de energia. Segundo estes autores, o modelo tradicionalmente aceito para carregamento produzido por um pedestre, baseado em uma parcela estática correspondendo ao peso da pessoa e uma série de funções senoidais (séries de Fourier) já provou ser efetivo em simulações de pedestres caminhando. Porém, segundo os autores, este modelo se mostrou menos satisfatório para a simulação de pessoas correndo. A validade da nova descrição matemática foi demonstrada através de um estudo experimental e numérico sobre uma passarela de pedestres construída há poucos anos na cidade de Forchheim, sobre o canal Main-Donau, a cerca de 200 km de Munique, na Alemanha (Fig. 2.8). A estrutura da

passarela é metálica e estaiada, com piso de tábuas de madeira. O comprimento total é de 117,5 m e a largura de 4,25 m. Foram realizados testes experimentais com um grupo de pessoas correndo sobre a passarela. Um modelo completo da passarela foi construído utilizando-se o programa SAP 2000. Tanto na análise numérica quanto na experimental a primeira frequência natural na direção vertical foi de 1,18 Hz. Porém, testes experimentais mostraram que a estrutura era muito mais sensível à excitação de pessoas correndo na frequência característica do segundo modo de vibração na direção vertical, que era de 2,76 Hz. Em um teste experimental com cinco pessoas correndo sobre a passarela na frequência de 2,80 Hz foram registradas oscilações de alguns centímetros e acelerações de aproximadamente  $2 \text{ m/s}^2$ . As duas primeiras frequências naturais e seus respectivos modos de vibração no modelo numérico coincidiram com os obtidos experimentalmente. Para investigação numérica do comportamento dinâmico da passarela foi construído um modelo equivalente de 1 grau de liberdade. Foram simulados carregamentos de pedestres utilizando-se um modelo em Séries de Fourier e o novo modelo apresentado por estes autores. Em ambos os casos a resposta da estrutura foi comparada à resposta obtida experimentalmente. Observou-se que os resultados obtidos com o novo modelo de carregamento se aproximaram mais dos experimentais, e ainda que a resposta obtida pelo método baseado em Séries de Fourier tende a amplificar a resposta da estrutura.



Figura 2.8 – Passarela estudada por Seiler *et al* (2003). Forchheim, Alemanha.

Silva *et al* (2003) aplicaram a uma passarela de pedestres existente com vão de 22,5 m uma metodologia para análise dinâmica, utilizando um modelo em elementos finitos no programa ANSYS (1995). Inicialmente foram obtidas as frequências naturais e os modos de vibração da estrutura. Identificou-se que a frequência fundamental da estrutura, correspondente ao primeiro modo de flexão vertical era de 5,5 Hz. Em seguida, as frequências naturais foram comparadas com as frequências mais prováveis de excitação, provenientes de deslocamentos de pedestres, com o objetivo de se evitar o fenômeno da ressonância. Após uma análise de vibrações forçadas foram analisados os valores das acelerações máximas obtidas. Para uma densidade de 1,6 pessoas/m<sup>2</sup> correndo sobre a passarela foram encontradas as acelerações apresentadas na Tab. 2.3. Os resultados foram comparados a dados disponíveis na literatura técnica (CEB, 1991). Segundo os autores, as conclusões encontradas mostram que a não consideração dos efeitos dinâmicos gera distorções no projeto dessas estruturas e que os projetistas devem ser alertados quanto a isso.

Tabela 2.3 – Acelerações máximas encontradas na passarela (Silva *et al*, 2003).

Frequência de excitação	Aceleração máxima (m/s <sup>2</sup> )
2,0	0,673
3,0	1,835
4,0	4,628
5,5	38,700

Nakamura (2004) propôs um modelo para simular as forças dinâmicas produzidas na direção horizontal-lateral pelo movimento sincronizado de pedestres caminhando. Estudos paramétricos foram realizados, utilizando-se este modelo, para identificar como a massa da passarela, a taxa de amortecimento da estrutura e a densidade de pedestres afetam a vibração lateral. O método foi validado por meio de um estudo numérico e experimental realizado sobre a passarela T-bridge, localizada no Japão (Fig. 2.9). Esta passarela possui um vão principal de 134 m e outro vão menor, com 45 m de comprimento e largura de 6,05 m. A estrutura do tipo estaiada é metálica. A frequência do primeiro modo de flexão lateral foi verificada experimentalmente e através do estudo numérico como 0,93 Hz. A passarela interliga um estádio a um terminal de ônibus, havendo grande fluxo de pessoas em dias de competição. Na análise numérica o comportamento da passarela apresentou resultados de deslocamentos muito próximos aos resultados medidos experimentalmente. Os estudos paramétricos realizados com base no modelo proposto mostraram que quanto maior a densidade de pedestres, maior a vibração na estrutura, até o ponto em que a multidão seja tão

grande que impeça as pessoas de caminharem normalmente. Além disso, foi mostrado que quanto menores a massa e a taxa de amortecimento da estrutura, maior será a resposta.

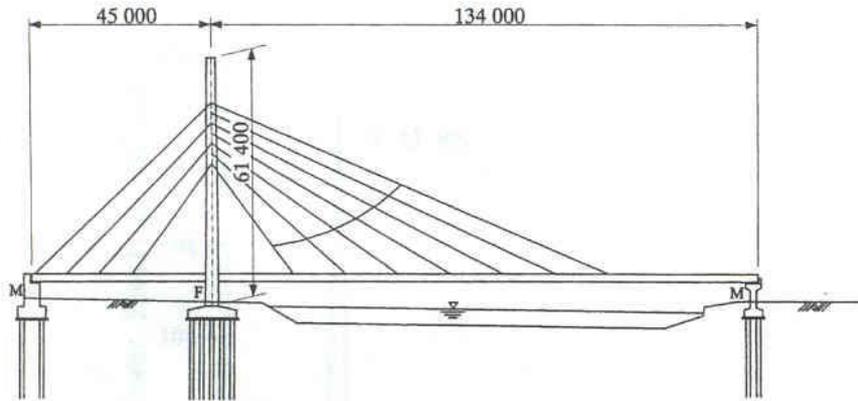


Figura 2.9 – Passarela T-bridge, Japão (Nakamura, 2004).

Blanco *et al* (2005) realizaram uma análise dinâmica sobre uma passarela de pedestres em projeto, do tipo estaiada e em forma da letra S (Fig. 2.10). A localização da passarela é na cidade de Kortrijk, na Bélgica, sobre o rio Ljzer. A passarela é formada por cinco vãos, sendo o vão principal de 86 m, dois vãos laterais com 42 m cada e um vão de aproximação com 32 m. A estrutura é composta por aço (78%) e concreto (22%). A estrutura foi modelada no módulo MECANO do programa SAMCEF. O objetivo do trabalho foi o de demonstrar como o software poderia ser utilizado para modelar corretamente as forças dinâmicas provocadas por pedestres e o comportamento da passarela. Vários tópicos foram discutidos como estimativa da frequência de passo dos pedestres, modelagem das forças dinâmicas, influência do número de pessoas, movimentos assíncronos versus movimentos síncronos, efeito lock-in e representação das propriedades dinâmicas de amortecimento estrutural da estrutura. Foram determinadas as 15 primeiras frequências naturais (Tab. 2.4) e representados os cinco primeiros modos de vibração. Pelo fato da passarela ser curva, em forma da letra S, os modos de vibração são de difícil identificação e os modos de flexão e torção não aparecem puros. Foram realizadas simulações de movimentos de pedestres em análises de vibrações forçadas com frequências de passo dentro do intervalo de 1,68 Hz a 2,3 Hz. Os resultados mostraram um pico importante nos deslocamentos e acelerações para uma frequência de excitação em torno de 1,72 Hz, bem próximo à quinta frequência natural da passarela que é de 1,75 Hz. Os resultados de acelerações foram comparados ao limite máximo dado pela norma BS 5400 (1978). As acelerações e deslocamentos foram comparados às recomendações de Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005) quanto ao efeito lock-in. Os nós que apresentaram os maiores

deslocamentos estão localizados no ponto médio do vão central e nos pontos médios dos vãos laterais. Para esses nós, em alguns casos, os deslocamentos e acelerações ultrapassaram os limites de serviço citados acima.

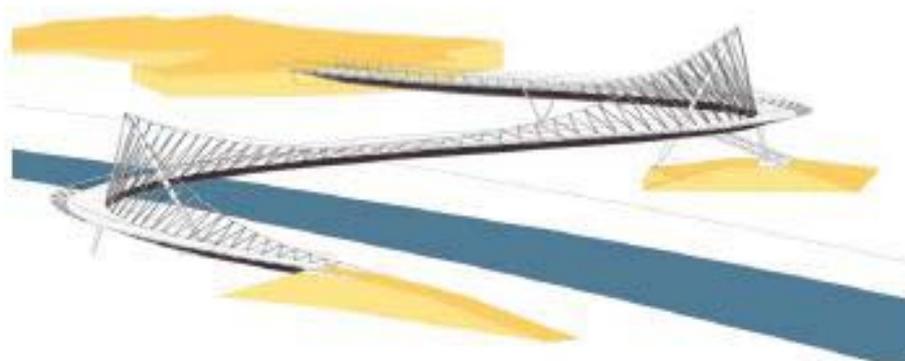


Figura 2.10 – Passarela analisada por Blanco *et al* (2005). Kortrijk, Bélgica.

Tabela 2.4 – Frequências naturais da passarela analisada por Blanco *et al* (2005).

Nº	Frequência (Hz)
1	0,79489
2	0,93805
3	1,21240
4	1,53988
5	1,75637
6	1,82897
7	2,21344
8	2,55394
9	2,67660
10	2,82364
11	2,98122
12	3,05543
13	3,06589
14	3,19878
15	3,28652

Zivanovic *et al* (2005a) fizeram um estudo sobre a passarela Podgorica, situada sobre o Rio Moraca, na cidade de Podgorica, capital de Montenegro (Fig. 2.11). A estrutura possui um vão principal de 78 m de comprimento e dois vãos menores com 13 m cada, ligados às extremidades do vão principal. A passarela é sustentada por suportes inclinados nas extremidades do vão principal. A seção transversal da estrutura é do tipo caixão, composta por aço e concreto. Desde sua construção a passarela apresenta vibrações perceptíveis por

pedestres na direção vertical. Testes experimentais foram conduzidos nos quais foram estimadas as frequências naturais dos primeiros modos de vibração nas direções vertical e horizontal-lateral. Além disso, foram medidas as frequências de passo de cerca de 2000 pedestres com o auxílio de filmadoras e trezentos pedestres foram entrevistados após atravessarem a passarela com o objetivo de analisar-se a percepção das pessoas com respeito às vibrações. Um estudo numérico foi realizado através da modelagem da passarela no programa ANSYS e posterior ajuste do modelo com respeito aos testes experimentais realizados. A frequência do primeiro modo de flexão vertical da passarela foi determinada como sendo de 2,05 Hz, valor bem próximo à média da frequência de passo observada na monitoração dos pedestres, que foi de 1,87 Hz. Este fato, associado à baixa taxa de amortecimento, de apenas 0,28%, encontrada através da análise experimental, foram considerados fatores determinantes para a perceptível vibração da passarela na direção vertical.



Figura 2.11 – Passarela localizada em Podgorica, Montenegro (Zivanovic *et al*, 2005a).

Zivanovic (2005b) realizou uma extensa revisão bibliográfica com respeito a limites de serviço para vibrações em passarelas de pedestres sob excitações induzidas pelo homem. Mais de duzentas referências bibliográficas foram pesquisadas. O problema foi analisado sob três aspectos primordiais: a origem da vibração, o meio em que ela se propaga e o receptor, aquele que sente os efeitos da vibração. Foram discutidos os principais modelos dinâmicos de carregamentos produzidos pelo homem. As propriedades de massa, rigidez e amortecimento estrutural de passarelas foram relacionadas com os efeitos de vibrações. Procurou-se verificar a percepção dos pedestres com relação a vibrações nas direções vertical e horizontal.

Comentou-se o fenômeno da sincronização de pessoas caminhando em grupo e em multidão. Além disso, foram apresentadas orientações e diretrizes de projeto sugeridas pelos principais pesquisadores sobre o tema nas últimas décadas e recomendações normativas existentes.

Nas últimas décadas houve um crescimento considerável na aplicação de sistemas de proteção contra vibrações estruturais. O controle estrutural promove uma alteração nas propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura, seja pela adição de dispositivos externos, seja pela adição de forças externas.

O amortecedor de massa sintonizado (AMS) é um dispositivo de controle estrutural passivo, do tipo massa-mola-amortecedor que deve ser ligado a um sistema principal vibrante para atenuar vibrações indesejáveis. Estes sistemas vêm sendo implementados com sucesso em estruturas como edifícios altos, torres, chaminés industriais, pontes e passarelas de pedestres.

O amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM) é um sistema de controle composto por vários AMS sintonizados em frequências próximas. Estes sistemas são mais eficientes e robustos no controle de vibrações indesejáveis do que um único AMS.

Den Hartog (1956) desenvolveu uma técnica de otimização dos parâmetros de projeto de um AMS com o objetivo de minimizar o deslocamento da estrutura ao considerar um sistema não amortecido submetido a uma excitação harmônica senoidal. Através desse estudo foram obtidas expressões para a determinação dos parâmetros ótimos de um AMS.

Jangid (1999) utilizou um sistema não-amortecido submetido a uma excitação harmônica de base para estudar parâmetros ótimos para um AMSM com diferentes razões de massa e diferentes números de amortecedores através de uma busca numérica. A minimização da resposta permanente harmônica do sistema principal foi o critério de otimização dos parâmetros. As fórmulas explícitas para os parâmetros ótimos (razão de amortecimento, largura de banda de frequência e razão de frequência) foram obtidas através de um ajuste de curvas. Os erros nas referidas fórmulas foram considerados desprezíveis. Chegou-se à conclusão de que a razão de amortecimento ótima do AMSM diminui com o aumento do número de amortecedores e aumenta com a razão de massa. Além do mais, a largura de banda ótima do AMSM aumenta com o número de amortecedores e com a massa dos

amortecedores. Finalmente, a frequência de sintonia ótima aumenta com o número de amortecedores e diminui com o aumento da razão de massa.

Poovarodom *et al* (2003) conduziram uma aplicação de AMSM com amortecimento não-linear para reduzir vibrações causadas por pedestres em uma passarela com vão de 34 m, localizada na cidade de Bangkok, na Tailândia (Fig. 2.12). A referida passarela vibrava fortemente na direção vertical, o que deixava os pedestres alarmados. A frequência fundamental da passarela, obtida através de testes experimentais, foi de 2 Hz e a razão de amortecimento encontrada foi de 0,5 %. Através de observação direta, a frequência de passo média dos pedestres foi estimada como 1,83 Hz e a velocidade de passo como 1,11 m/s. A força de amortecimento utilizada no AMSM era gerada pelo movimento de uma placa fina imersa em água e posicionada com sua superfície na direção perpendicular ao seu movimento. Essa força era proporcional à raiz da velocidade do movimento, constituindo uma não-linearidade quadrática. Foi realizado um estudo numérico utilizando AMS linear, AMSM linear e AMSM não-linear. Os resultados obtidos foram comparados aos de testes experimentais conduzidos através de um protótipo de AMSM não-linear. Os resultados numéricos mostraram que a eficiência e robustez de um AMSM com amortecimento não-linear são similares às de um AMSM com propriedades lineares. As acelerações provocadas no centro da passarela por um pedestre caminhando à frequência de 2 Hz foram reduzidas de  $0,80 - 1,30 \text{ m/s}^2$  para  $0,27 - 0,40 \text{ m/s}^2$ , com a introdução do AMSM não-linear.



Figura 2.12 – Passarela localizada em Bangkok, Tailândia. Poovarodom *et al* (2003).

Krenk et al (2005) discutiram a utilização de um sistema de AMSM com base no projeto inicial da passarela Langelinie, que se encontrava em construção na cidade de Copenhague, Dinamarca. No projeto final da passarela, foram introduzidas algumas correções para se evitar o risco de vibrações indesejáveis. A estrutura possui um comprimento total de 169,8 m, distribuídos em quatro vãos de 40,8 m, 49,4 m, 49,2 m e 30,4 m (Fig. 2.13). A largura da passarela é de 6,85 m. Duas abordagens foram realizadas: mínima ressonância para um carregamento em função da frequência e robustez do AMSM através de uma suficiente taxa de amortecimento. Além disso, um procedimento foi apresentado para o projeto de AMSM em passarelas de pedestres: primeiramente as propriedades dos amortecedores para os modos de vibração relevantes são estimadas, após é realizado um refinamento dos parâmetros do AMSM considerando-se uma análise de vibrações livres da estrutura com os amortecedores pendurados. Isso significou uma sintonização ótima de parâmetros do AMSM através de análise acoplada da estrutura com os amortecedores. As primeiras frequências naturais da passarela são mostradas na Tab. 2.5. A taxa de amortecimento foi estimada em 0,4 %. Foram realizadas simulações numéricas da passarela com AMSM, nas quais 5 pessoas saltavam em dois pontos da passarela com a frequência de 2,5 Hz, primeiramente no centro do vão de 49,4 m e depois no centro do vão de 30,4 m. As acelerações máximas nesses pontos foram de  $0,376 \text{ m/s}^2$  e  $0,349 \text{ m/s}^2$ , respectivamente. Posteriormente foi apresentada uma simulação numérica de uma pessoa correndo à frequência de passo de 2,54 Hz. A aceleração máxima encontrada foi de  $0,077 \text{ m/s}^2$ . Mostrou-se que os valores encontrados para as acelerações estavam abaixo do limite estabelecido pelo Danish Road Directorate (2002) *apud* Krenk et al (2005).

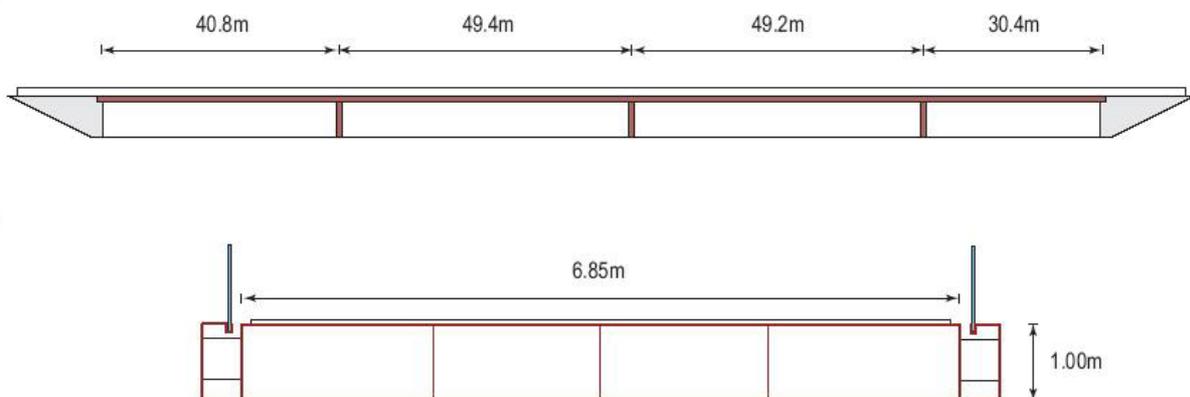


Figura 2.13 – Passarela Langelinie. Copenhague, Dinamarca. (Krenk et al, 2005).

Tabela 2.5 – Freqüências naturais da passarela Langelinie (Krenk *et al*, 2005).

Nº	Freqüência (Hz)
1	1,67
2	2,31
3	3,04
4	4,59

Krenk (2006) realizou um estudo a respeito do projeto de AMS. Segundo o autor, esses sistemas são um eficiente meio de introduzir amortecimento adicional em estruturas. No projeto de um AMS deve-se utilizar uma razão de massa que introduza o mínimo peso extra possível na estrutura. Além disso, os parâmetros de freqüência e amortecimento do dispositivo devem ser otimizados. Neste estudo as propriedades de vibrações livres da estrutura acoplada aos amortecedores foram caracterizadas analisando-se as freqüências no plano complexo. O amortecimento ótimo do AMS é identificado através de uma análise combinada da amplificação dinâmica do movimento da massa da estrutura, bem como do movimento relativo da massa do amortecedor. O parâmetro de amortecimento ótimo resultante dessa análise superou em 15% o valor clássico (Den Hartog, 1956), resultando em melhores propriedades para o movimento da massa do AMS.

## 2.1 - O CASO DA PASSARELA MILLENNIUM – O EFEITO *LOCK-IN*

Um caso de vibrações de grande repercussão ocorreu na passarela Millennium em Londres (Fig. 2.14). Essa passarela possui três vãos. O vão norte de 88 m, o vão central de 144m e o vão sul com 108m. A referida passarela foi construída sobre o rio Tâmis e sua inauguração ocorreu em 10 de junho de 2000. Porém, quando centenas de pessoas começaram a atravessá-la, ocorreram fortes vibrações laterais durante as quais as máximas acelerações registradas na estrutura foram da ordem de 1,96 a 2,45 m/s<sup>2</sup> e a amplitude máxima de deslocamento atingiu 70 mm, valores estes que estão muito acima dos limites de serviço citados na literatura. A vibração excessiva não ocorria continuamente, porém se constituía na medida em que aumentava o número de pedestres que atravessavam a passarela. O problema causou a interdição da estrutura ao público no dia 12 de junho de 2000, apenas dois dias após sua inauguração.



Figura 2.14 – Passarela Millennium. Londres, Inglaterra.

[http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Mill\\_bridge\\_from\\_tate\\_modern arp.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Mill_bridge_from_tate_modern arp.jpg). Acesso em: 19 jun 2006.

Segundo Dallard *et al* (2001) o movimento ocorrido na passarela Millennium foi claramente causado por um efeito relacionado ao carregamento lateral provocado pelos pedestres, que não foi previsto no projeto. O efeito de carregamento lateral foi relacionado à sincronização de forças laterais causadas pelo caminhar da multidão de pedestres sobre a passarela. Chegou-se à conclusão de que o mesmo fenômeno pode ocorrer em qualquer passarela com uma frequência lateral inferior a 1,3 Hz, carregada com um número suficiente de pedestres. Nesta passarela o valor da primeira frequência lateral no vão norte é de 1,0 Hz. No vão central a primeira e segunda frequência lateral correspondem a 0,48 Hz e 0,95 Hz, respectivamente. No vão sul a primeira frequência lateral tem o valor de 0,8 Hz.

Segundo Nakamura (2003), quando uma pessoa caminha, cerca de 10% do valor do carregamento vertical (que corresponde a aproximadamente 4% do peso do pedestre) trabalha no sentido lateral. Isso ocorre, pois o centro de gravidade do corpo se move lateralmente à medida que a pessoa dá passos sucessivos com o pé direito e esquerdo, o que induz essa força dinâmica lateral. A frequência desse carregamento lateral é de aproximadamente 1 Hz, ou seja, a metade da frequência média de passo de uma pessoa caminhando (2 Hz). Quando uma

freqüência lateral da estrutura ocorre próxima à freqüência dessa força dinâmica, pode ocorrer o fenômeno da ressonância.

Dallard *et al* (2001) explicaram o fato de que as forças laterais dos pedestres sobre a passarela Millennium estavam fortemente relacionadas ao movimento lateral da passarela, da seguinte forma: pessoas são menos estáveis lateralmente que verticalmente, o que as leva a serem mais sensíveis ao movimento lateral e a modificarem o movimento de caminhar quando experimentam vibrações laterais. Sendo assim, as pessoas se sentem mais confortáveis em acompanharem os movimentos laterais da estrutura e quanto mais pessoas sincronizam seus movimentos, a amplitude da vibração aumenta. Este efeito então regride quando as pessoas começam a parar seus movimentos, ou quando diminui o número de pessoas sobre a estrutura. Este foi o problema ocorrido na passarela Millennium e é conhecido como efeito *lock-in*.

Segundo Zivanovic *et al* (2005b), hoje é normalmente aceito que pessoas caminhando em uma multidão poderão inconscientemente sincronizar seus passos, devido ao espaço limitado e pelo fato de poderem enxergar o movimento uns dos outros. Pela falta de espaço, os pedestres são obrigados a ajustarem a razão de passo e a velocidade de avanço com outros pedestres. Portanto, caso a freqüência do balanço lateral de pedestres no caminhar de uma multidão coincida com uma das primeiras freqüências de flexão lateral de uma passarela, este modo pode ser excitado.

Zivanovic *et al* (2005b) citam um estudo de Grundman *et al* (1993), no qual se mostra que este efeito pode ocorrer quando uma passarela é exposta a um tráfego de 0,6 a 1,0 pedestre/m<sup>2</sup>. Além disso, Zivanovic *et al* (2005b) relatam que durante o dia de inauguração da passarela Millennium, a densidade de pedestres máxima era de 1,3 a 1,5 pedestre/m<sup>2</sup>.

Segundo Dallard *et al* (2001), para a correção do problema na passarela Millennium foram empregados 37 amortecedores viscofluidos e 4 pares de amortecedores de massa sintonizados para controlar vibrações horizontais, e 26 pares de amortecedores de massa sintonizados para controlar possíveis vibrações verticais. Com essa solução, foi possível aumentar o amortecimento da estrutura e reduzir sua resposta dinâmica.

Nas Figs. 2.15 e 2.16 mostra-se o esquema geral do posicionamento dos amortecedores na passarela Millennium.

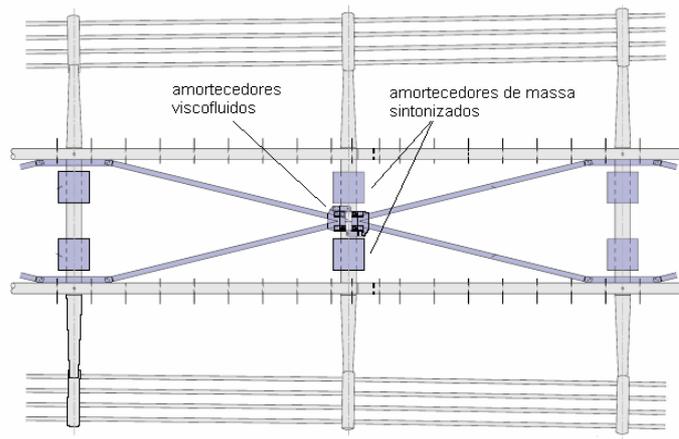


Figura 2.15 - Amortecedores instalados na Passarela Millennium – vista inferior. (Dallard *et al*, 2001).

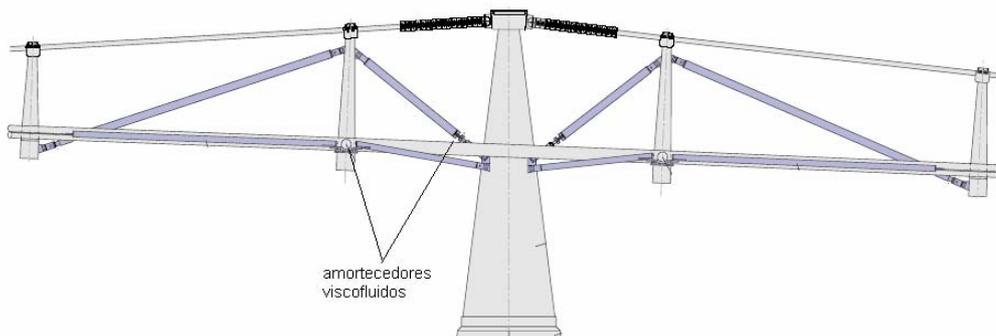


Figura 2.16 - Amortecedores instalados na Passarela Millennium – vista lateral. (Dallard *et al*, 2001).

### 3 - FUNDAMENTOS TEÓRICOS

#### 3.1 - VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR PESSOAS

Segundo Zivanovic *et al* (2005b) os seres humanos são muito sensíveis a níveis de vibração tão baixos como 0,001 mm. Essa sensibilidade, em geral, provoca problemas de estado limite de serviço muito antes que os níveis de vibração sejam sequer remotamente suficientes para causar dano à estrutura.

As mais importantes ações de pessoas em passarelas de pedestres são o caminhar e o correr. Porém, outras ações podem ocorrer eventualmente, como: saltar ou balançar propositalmente o corpo na direção horizontal, e até mesmo atos de vandalismo.

##### 3.1.1 - Movimentos humanos de caminhar e correr

Ao caminhar o pedestre produz uma força que varia no tempo e no espaço, que tem componentes nas direções vertical e horizontal (lateral e longitudinal), sendo a mais importante componente a vertical. A Fig. 3.1 mostra a evolução de cada uma dessas três forças ao longo do tempo.

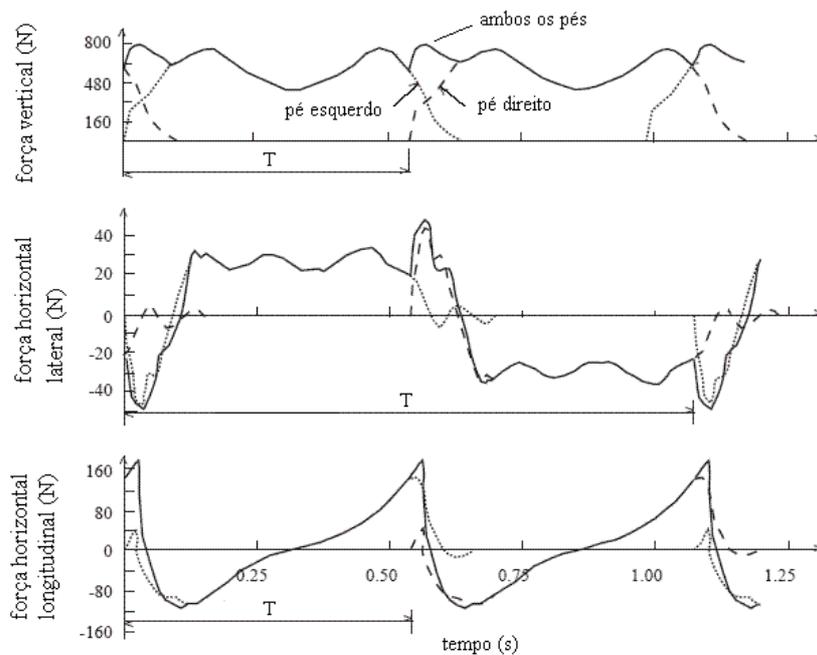


Figura 3.1 - Força vertical, horizontal lateral e horizontal longitudinal (Zivanovic *et al*, 2005b).

Os principais parâmetros que caracterizam os movimentos de caminhar e correr são:

- **Razão ou frequência de passo (f):** Representa o número de passos dados por segundo, ou seja, a frequência de excitação, que é expressa em Hz.
- **Comprimento de passo (sl):** É a distância percorrida por um passo. Essa distância varia de pessoa para pessoa.
- **Velocidade de avanço (fs):** Representa a velocidade média de uma pessoa. Está relacionada com a razão de passo e o comprimento de passo. Para uma mesma velocidade de avanço, pessoas diferentes apresentam razões de passo e comprimentos de passo distintos.
- **Tempo de contato (ct):** É o tempo em que o pé do pedestre permanece em contato com o piso.
- **Coefficiente de impacto (ci):** Representa a razão entre a força de pico e o peso estático da pessoa.

A Fig. 3.2 mostra a distribuição de forças em uma estrutura, provocada pelo movimento de uma pessoa. Observa-se que no movimento de caminhar (Fig. 3.2a), o tempo de contato ( $c_t$ ) é maior do que o período de um passo ( $T$ ). Devido a isso existe um pequeno período de tempo em que os dois pés do pedestre estão em contato com o piso. No movimento de correr (Fig. 3.2b), o tempo de contato ( $c_t$ ) é menor do que o período do passo ( $T$ ). Nesse caso, os dois pés nunca estão ao mesmo tempo em contato com o piso e existe um período de tempo em que nenhum dos pés está em contato com o piso.

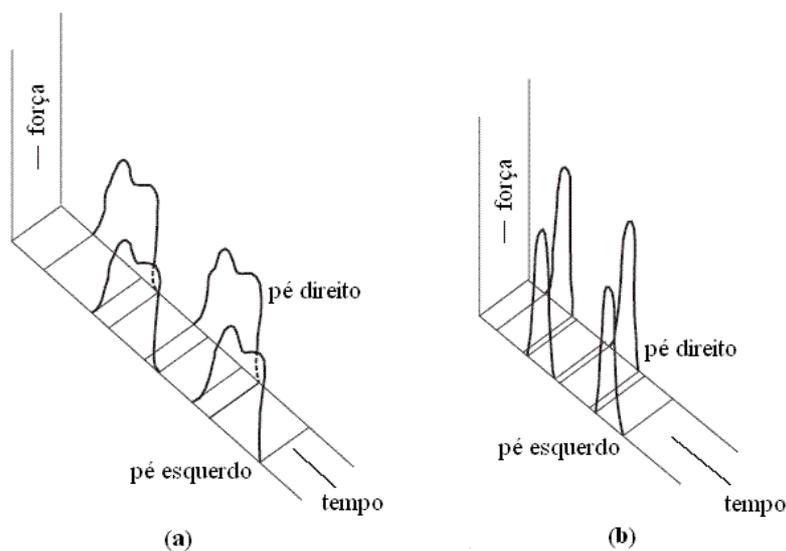


Figura 3.2 – Distribuição de forças em uma estrutura, provocada por uma pessoa caminhando (a) ou correndo (b) (Zivanovic *et al*, 2005b).

A Fig. 3.3 mostra como a função de carregamento se modifica em função do tipo de movimento do pedestre. Pode-se observar facilmente como os parâmetros descritos acima variam com o tipo de movimento.

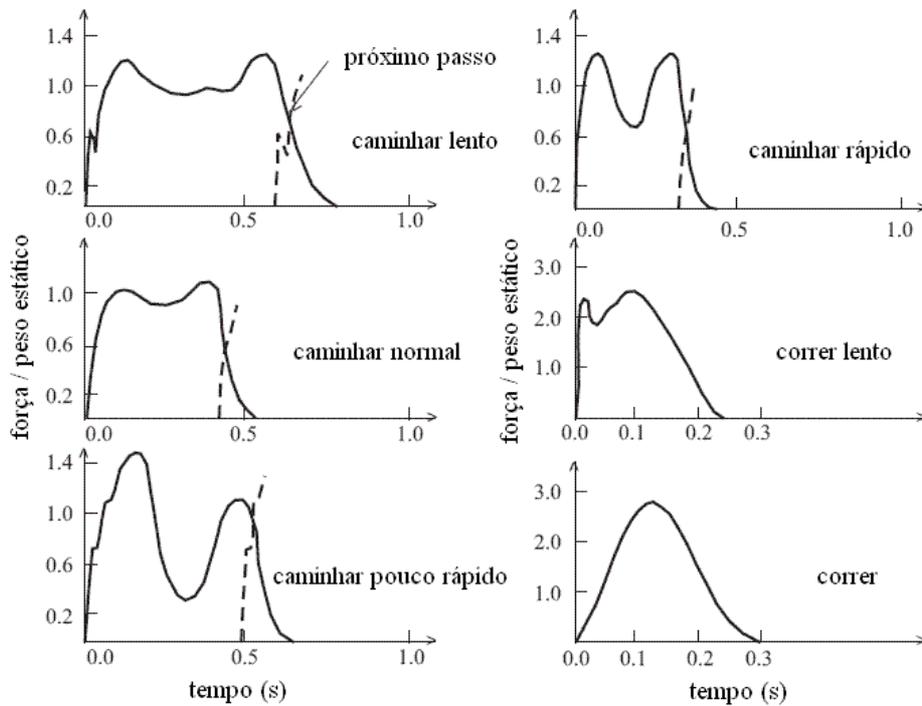


Figura 3.3 – Função de carregamento, do caminhar lento até o correr (Zivanovic *et al*, 2005b).

Wheeler (1982) apresentou valores médios para a correlação entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr. Os resultados foram obtidos de testes experimentais. Na Fig. 3.4 são mostrados os gráficos dessa correlação.

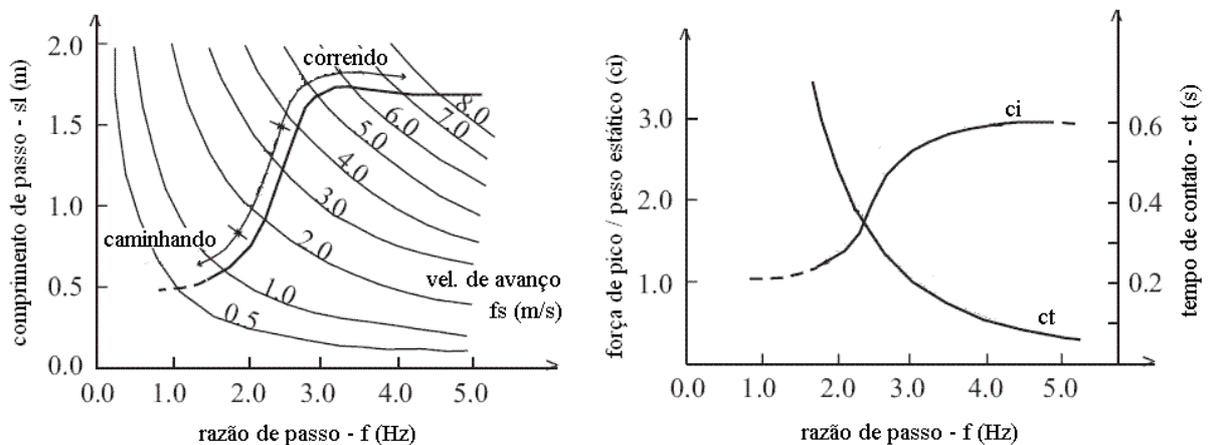


Figura 3.4 - Correlação entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr dada por Wheeler (1982).

De uma forma geral, observa-se nos gráficos de Wheeler (1982) que com o aumento da frequência de passo, aumenta-se o comprimento de passo, a velocidade de avanço, a força de pico e o coeficiente de impacto, enquanto diminui-se o tempo de contato com o piso.

Diversos estudos foram realizados no sentido de caracterizar-se a frequência dos principais tipos de movimentos produzidos por pessoas. Na Tab. 3.1 são mostrados os resultados de Wheeler (1982). Essa tabela mostra também os valores de velocidade de avanço ( $f_s$ ) e comprimento de passo ( $sl$ ) relacionados à razão de passo ( $f$ ). Alguns resultados citados por Zivanovic *et al* (2005b) são mostrados na Tab. 3.2 e na Tab. 3.3.

Tabela 3.1 – Frequências de movimentos humanos dadas por Wheeler (1982).

Tipos de Movimento	Razão de passo - $f$ (Hz)	Velocidade de avanço - $f_s$ (m/s)	Comprimento de passo - $sl$ (m)
Caminhada lenta	~ 1,7	1,1	0,60
Caminhada normal	~ 2,0	1,5	0,75
Caminhada rápida	~ 2,3	2,2	1,00
Corrida lenta	~ 2,5	3,3	1,30
Corrida rápida	> 3,2	5,5	1,75

Tabela 3.2 – Intervalos e valores médios de frequências para o movimento de caminhar (Zivanovic, 2005b).

Autores	Intervalo ou valor médio de frequência - caminhada normal (Hz)
Leonard (1966)	1,7-2,3
Matsumoto et al (1978)	2,0
Bachmann <i>et al</i> (1995)	1,6 – 2,4
Kerr and Bishop (2001)	1,9

Tabela 3.3 – Intervalos de frequência para outras atividades humanas dados por Bachmann *et al* (1995) *apud* Zivanovic *et al* (2005b).

Tipo de movimento	Intervalo de frequência (Hz)
Correr	2,0 – 3,5
Saltar	1,8 - 3,4
Balançar verticalmente flexionando os joelhos	1,5 - 3,0
Oscilação horizontal do corpo (pessoa parada)	0,4 – 0,7

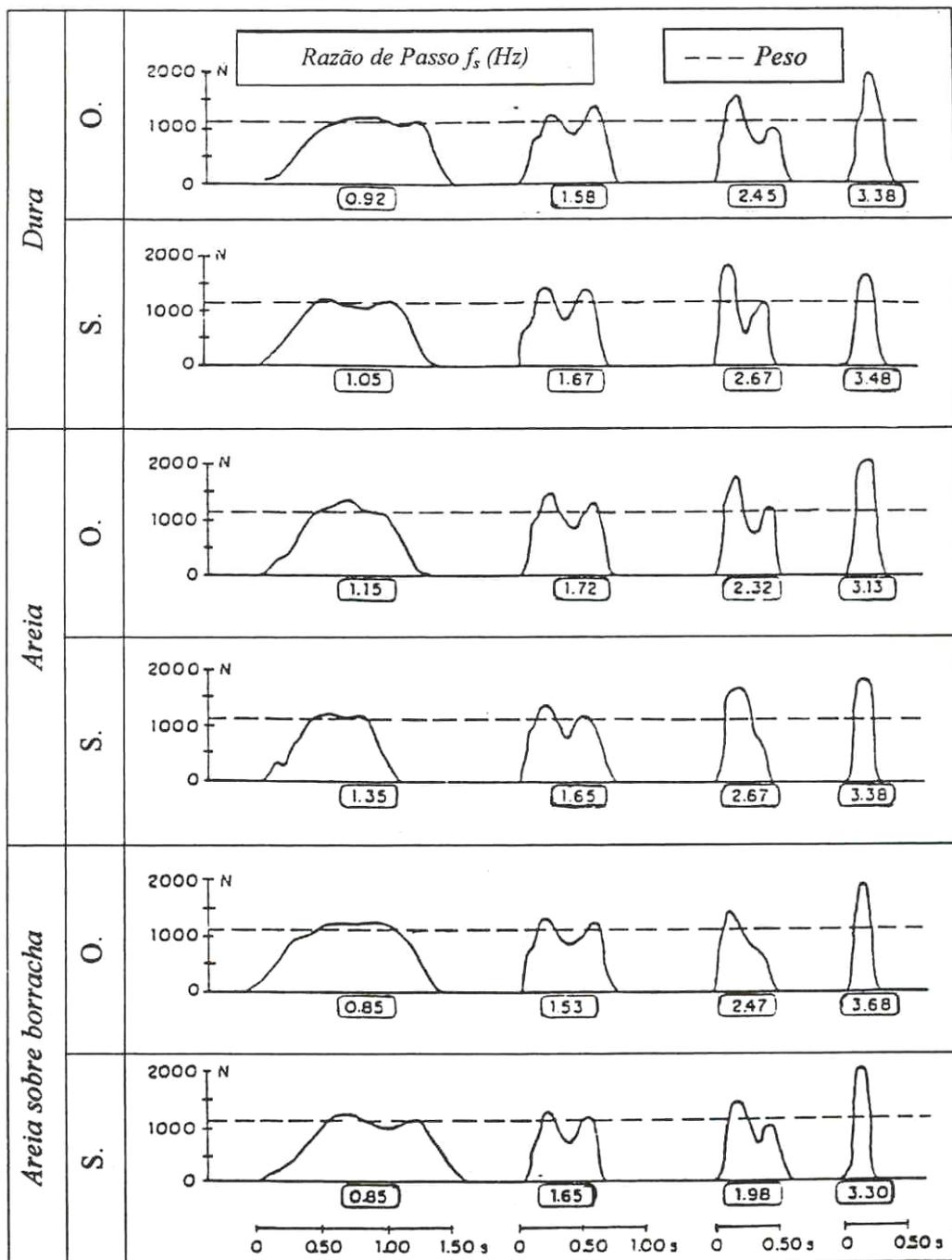
A Tab. 3.4 é uma transcrição da Tabela G.1 do Boletim nº. 209 do CEB (1991) e contém valores de referência para as frequências de diversos tipos de atividades humanas.

Segundo Bachmann e Ammann (1987) *apud* Baltar (2000), existem outros parâmetros que também exercem influência na força dinâmica produzida por uma pessoa que caminha ou que corre. Esses parâmetros são: particularidades do passo, peso, sexo do indivíduo, tipo de calçado e condições da superfície do piso.

Apresenta-se na Fig. 3.5 funções de carregamento para alguns valores de razão de passo, tipo de calçado e superfície do piso. Nesses testes o peso do indivíduo considerado foi de 1100 N.

Tabela 3.4 – Tipos representativos de atividades humanas e suas aplicações para diferentes atividades e tipos de estrutura (CEB, 1991).

Tipos Representativos de Atividades			Faixa de Aplicabilidade		
Designação	Definição	Taxa de Projeto da Atividade (Hz)	Atividade Real	Taxa da Atividade (Hz)	Tipo de Estrutura
Caminhar	Caminhar, contato contínuo com o piso	1,6-2,4	Caminhar devagar Caminhar normal Caminhar rápido	≈ 1,7 ≈ 2,0 ≈ 2,3	- Estruturas para pedestres (passarelas, escadas, embarcadomo, etc.) - Prédios de escritórios, etc.
Correr	Correr, contato descontínuo com o piso	2,0-3,5	Correr lento Correr normal Correr rápido	≈ 2,1 ≈ 2,5 ≈ 3,0	- Passarelas para pedestres em trilhas de corrida
Pular	Ritmo normal acelerado. Pular no mesmo lugar com contato simultâneo de ambos os pés no chão	1,8-3,4	Aulas de ginástica com pulos Saltando e correndo com músicas rítmicas Aulas de jazz	≈ 1,5-3,4  ≈ 1,8-3,5	- Ginásios, salas de esportes - Salas de ginástica
Dançar	Equivale aproximadamente ao caminhar rápido	1,5-3,0	Eventos sociais com danças clássicas e modernas (valsa, rumba, etc.)	≈ 1,5-3,0	- Salas de dança - Salas de concerto e outras salas comunitárias sem assentos fixos
Bater palmas de pé com o corpo balançando	Aplausos rítmicos na altura do peito ou sobre a cabeça, enquanto balança verticalmente devido ao movimento dos joelhos, de cerca de 50 mm, para frente e para trás	1,5-3,0	Concertos populares com audiência entusiasmada	≈ 1,5-3,0	- Salas para concerto e galeria de espectadores sem e com assentos fixos e de música hard pop
Bater palmas	Bater palmas ritmicamente com as mãos em frente ao peito	1,5-3,0	Concertos clássicos e de música soft pop	≈ 1,5-3,0	- Salas de concerto com assentos fixos (sem concertos de música hard pop)
Oscilação lateral do corpo	Oscilação rítmica lateral do corpo estando sentado ou de pé	0,4-0,7	Concertos, eventos sociais	-	- Galerias de expectadores



**LEGENDA:**  
 S = Pedestre descalço  
 O = Pedestre usa calçados com solado de borracha

Figura 3.5 - Funções de carregamento de Bachmann e Ammann (1987) *apud* Baltar (2000).

### 3.1.2 - Modelo analítico para os movimentos humanos de caminhar e correr

No tópico anterior foram discutidos os principais parâmetros envolvidos nas ações humanas de caminhar e correr. Porém, é necessário um modelo analítico que expresse essas ações corretamente para que se possa aplicá-las em um projeto.

A modelagem de forças dinâmicas causadas por ações humanas é razoavelmente complexa. Conforme visto anteriormente, existem muitos parâmetros envolvidos nas ações de caminhar e correr. Além disso, as forças variam no tempo e no espaço. Cada pessoa tem uma forma de andar própria e as pessoas têm diferentes pesos. O número de pessoas que passam em uma passarela, por exemplo, e o grau de sincronismo entre elas é de difícil generalização.

O movimento das pessoas também é influenciado por fatores psicológicos de difícil previsão. Foram realizadas muitas pesquisas com o intuito de modelar analiticamente as ações humanas. Existem modelos no domínio do tempo (determinísticos e probabilísticos) e no domínio da frequência (Zivanovic *et al*, 2005b).

O CEB (1991) propõe um modelo determinístico no domínio do tempo para representar os carregamentos provocados por ações humanas. Neste modelo, a função de carregamento vertical do movimento de caminhar (Fig. 2.6) é uma função periódica e, sendo assim, pode ser expressa por meio de séries de Fourier:

$$F(t) = P_0 + \sum_{i=1}^j \Delta_i P_0 \text{sen}(2i\pi f t - \phi_i) = \quad (3.1)$$
$$P_0 + \Delta_1 P_0 \text{sen}(2\pi f t) + \Delta_2 P_0 \text{sen}(4\pi f t - \phi_2) + \dots$$

onde:

$F(t)$  = Função de carregamento variando com o tempo

$P_0$  = Peso estático da pessoa ( $P_0 = 800$  N é o valor usual)

$\Delta_i$  = Coeficiente de Fourier para o harmônico  $i$

$\Delta_i P_0$  = Amplitude da força do harmônico  $i$

$f$  = razão de passo (Hz)

$\phi_i$  = ângulo de fase do harmônico  $i$  com relação ao primeiro harmônico.

$i$  = índice que representa o número do harmônico

$j$  = número total de harmônicos contribuintes

A Fig. 3.6 mostra uma função de carregamento vertical que representa uma pessoa caminhando. Caso a velocidade de avanço aumente até que este movimento passe do caminhar para o correr, a função de carregamento mudará progressivamente de forma, conforme mostrado na Fig. 3.3. Portanto, a forma da função de carregamento se tornará um pulso semi-senoidal. Além disso, no movimento de correr o tempo de contato entre o pé e o piso é menor que o período do passo, portanto por alguns instantes a cada passo, os dois pés permanecem no ar. Este movimento pode ser também representado por uma função semi-senoidal descontínua.

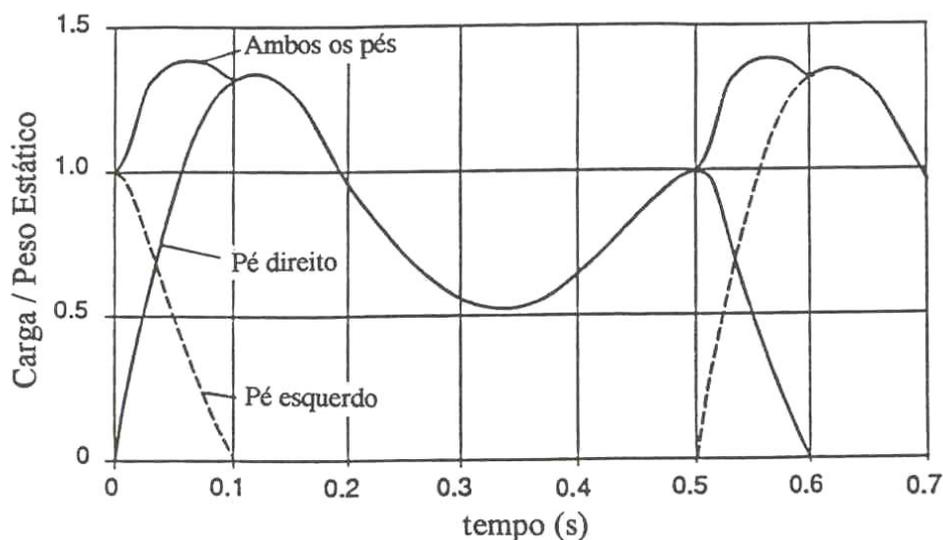


Figura 3.6 – Função de carregamento para uma pessoa caminhando (CEB, 1991).

O CEB (1991) apresenta sugestões de valores dos coeficientes de Fourier para essa função de carregamento. As funções de carregamento horizontal lateral e horizontal longitudinal, advindas da ação de caminhar, também podem ser modeladas da mesma forma, escolhendo-se os coeficientes de Fourier apropriados. Outras formas de movimento como correr ou saltar também podem ser modelados dessa forma. Alguns valores para coeficientes de Fourier sugeridos na literatura estão relacionados na Tab. 3.5.

Tabela 3.5 – Coeficientes de Fourier sugeridos na literatura.

Autor	$\Delta_i$	$\phi_i$	f (Hz)	Atividade /direção
CEB (1991)	$\Delta_1 = 0,4$	-	2,0	caminhar /vertical
	$\Delta_1 = 0,5$	-	2,4	
	$\Delta_2 = 0,1$	$\phi_2 = \pi/2$	2,0	
	$\Delta_3 = 0,1$	$\phi_3 = \pi/2$	2,0	
	$\Delta_1 = 0,1$	-	2,0	caminhar/ lateral
	$\Delta_2 = 0$	-	-	-
Kerr (1998) <i>apud</i> Zivanovic <i>et al</i> (2005b)	$\Delta_1 = 1,6$	-	2,0 – 3,0	correr/ vertical
	$\Delta_2 = 0,7$	-		
	$\Delta_3 = 0,2$	-		
Blanchard <i>et al</i> (1977) <i>apud</i> Zivanovic <i>et al</i> (2005b)	$\Delta_1 = 0,257$	-	-	caminhar /vertical

Outro modelo determinístico no domínio do tempo para representar as funções de carregamento para as ações de caminhar e correr foi proposto por Wheeler (1982). Ele utilizou-se do conceito de função semi-senoidal, generalizando-o para os casos de caminhar e correr, conforme a Eq. (3.2). No presente trabalho este modelo será adotado para representar os carregamentos provocados por ações humanas na passarela em estudo.

$$F(t) = F \text{sen} \left( \frac{\pi \times t}{ct} \right) \quad (3.2)$$

onde:

$F(t)$  = Função de carregamento variando com o tempo

$F = P_0$  (peso estático da pessoa)  $\times$   $c_i$  (coeficiente de impacto)

$ct$  = tempo de contato (entre o pé e o piso)

A forma da função de carregamento de Wheeler (1982) é mostrada na Fig. 3.7.

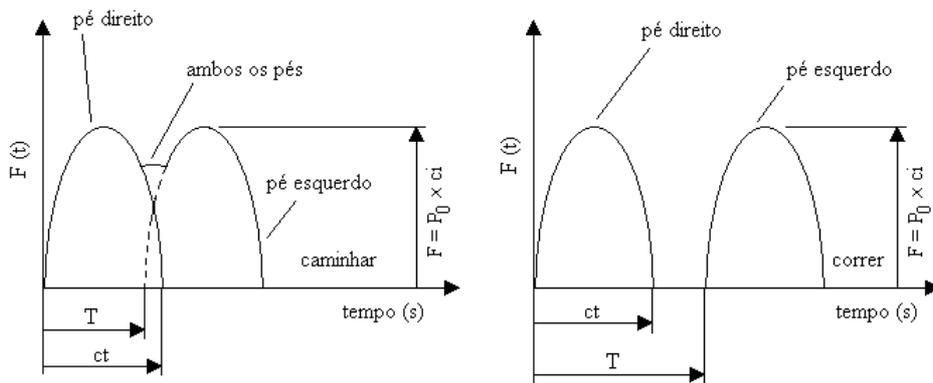


Figura 3.7 – Função de carregamento de Wheeler (1982) para os movimentos de caminhar e correr.

A função de carregamento de Wheeler (1982) fica totalmente caracterizada pelos parâmetros que podem ser retirados da Fig. 3.4. O peso estático da pessoa é normalmente considerado como 700 N ou 800 N.

### 3.1.3 - Interação homem-estrutura em passarelas de pedestres

Principalmente após o problema de vibrações ocorrido durante a inauguração da passarela Millennium, em junho de 2000, a atenção de vários pesquisadores se voltou para analisar as interações que ocorrem entre os pedestres e a passarela (Dallard *et al*, 2001, Newland, 2003a, Newland, 2003b e Zivanovic *et al*, 2005b). Alguns dos aspectos que chamam maior atenção dos pesquisadores são (Zivanovic *et al*, 2005b):

- A presença de pessoas paradas (em pé ou sentadas) sobre a passarela, provoca alterações em suas propriedades dinâmicas, como frequências naturais e amortecimento. Essas alterações são proporcionais ao número de pessoas sobre a estrutura. Dessa forma, o corpo humano se comporta como um sistema dinâmico amortecido, ligado ao sistema principal, que é a passarela.
- Efeitos associados ao grau de sincronização entre o movimento de vários pedestres.
- Grau de sincronização entre o movimento do pedestre e o da estrutura, quando o pedestre percebe o movimento da estrutura.
- O espectro de uma força medido em uma superfície rígida é diferente do medido em uma superfície flexível, que é o caso de uma passarela vibrando.

### 3.1.4 - Formulação matemática para análise da passarela

A equação de movimento de um sistema de vários graus de liberdade é dada por:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (3.3)$$

onde  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{K}$  são respectivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema, cada uma com dimensão  $n \times n$ , sendo que  $n$  é o número de graus de liberdade do sistema. Os vetores  $n \times 1$ ,  $\ddot{\mathbf{x}}(t)$ ,  $\dot{\mathbf{x}}(t)$ ,  $\mathbf{x}(t)$  e  $\mathbf{F}(t)$  representam a aceleração, velocidade, deslocamento e força externa aplicada, respectivamente.

As matrizes de massa e rigidez são construídas com base na geometria da passarela e nas propriedades dos materiais envolvidos. As características de amortecimento de sistemas estruturais são complexas e difíceis de serem definidas. Por isso, costuma-se expressar o amortecimento de estruturas em termos da razão ou taxa de amortecimento  $\xi$ , que apresenta taxas similares de decaimento sob condições de vibração livre. Considerando-se dois sucessivos picos de deslocamento  $x_i$  e  $x_{i+1}$  medidos na resposta de um sistema amortecido em vibrações livres, sendo o intervalo entre os instantes  $i$  e  $i+1$  de um período  $T$ , tem-se:

$$\frac{x_i}{x_{i+1}} = \exp\left(2\pi\xi \frac{\omega}{\omega_D}\right) \quad (3.4)$$

onde  $\omega$  e  $\omega_D$  são as frequências não-amortecida e amortecida, respectivamente. Tomando-se o logaritmo natural em ambos os lados, chega-se ao decremento logarítmico  $\delta$ :

$$\delta = \ln \frac{x_i}{x_{i+1}} = 2\pi\xi \frac{\omega}{\omega_D} = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (3.5)$$

Para baixos valores de amortecimento a Eq. (3.5) poderá ser aproximada por:

$$\delta \approx 2\pi\xi \quad (3.6)$$

A Eq. (3.4) pode ser escrita através de uma expansão em séries, ficando descrita aproximadamente por:

$$\xi \approx \frac{x_i - x_{i+1}}{2\pi x_{i+1}} \quad (3.7)$$

Em se considerando uma análise modal de uma passarela, em vibrações livres, parte-se da Eq. (3.3), desconsiderando-se a matriz de amortecimento  $\mathbf{C}$  e o vetor de força externa aplicada  $\mathbf{F}(t)$ :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = 0 \quad (3.8)$$

Essa equação pode ser resolvida assumindo-se uma solução do tipo:

$$\mathbf{x} = \mathbf{A} \cos \omega t + \mathbf{B} \sin \omega t \quad (3.9)$$

Substituindo (3.9) em (3.8), tem-se:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \mathbf{v} = 0 \quad (3.10)$$

Para que essa equação linear e homogênea admita uma solução diferente da trivial ( $\mathbf{v} = 0$ ), o determinante deverá ser nulo, como mostrado abaixo:

$$|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (3.11)$$

A Eq. (3.11) caracteriza um problema de autovalores ( $\omega^2$ ) e autovetores ( $\mathbf{v}$ ). As raízes positivas ( $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ ) são as frequências naturais de vibração, o vetor  $\mathbf{v}$  associado a cada frequência corresponde ao modo de vibração do sistema correspondente.

Na maioria das passarelas pode-se assumir o comportamento da estrutura como linear e o amortecimento proporcional. Dessa forma, pode ser utilizado o Método da Superposição Modal para a obtenção da resposta dinâmica do sistema. Este método parte do princípio de que o movimento da estrutura pode ser descrito através de uma combinação linear dos seus modos de vibração. Dessa forma, o sistema de  $n$  equações acopladas, com  $n$  incógnitas, pode ser desacoplado em  $n$  equações de uma incógnita. Essas equações são sistemas de um grau de liberdade, escritos na forma da Eq.(3.12):

$$\ddot{Y}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n(t) + \omega_n^2 Y_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (3.12)$$

onde  $\ddot{Y}_n(t)$ ,  $\dot{Y}_n(t)$  e  $Y_n(t)$  representam as acelerações, velocidades e deslocamentos modais (ou generalizados),  $\xi_n$  é a razão de amortecimento e  $\omega_n$  é a frequência natural circular para o enésimo modo de vibração.  $P_n(t)$  e  $M_n$  são a força modal e a massa modal para o enésimo modo. Portanto, o deslocamento total em qualquer nó da estrutura pode ser representado por uma combinação do autovetor normalizado  $\phi_n$  e do vetor de amplitude modal  $Y_n$ , da seguinte forma:

$$\mathbf{x}(t) = \phi_1 Y_1(t) + \phi_2 Y_2(t) + \dots + \phi_n Y_n(t) \quad (3.13)$$

## 4 - LIMITES DE SERVIÇO PARA PASSARELAS DE PEDESTRES

Durante os últimos anos têm se intensificado as pesquisas com relação aos efeitos causados por ações humanas em estruturas. As passarelas de pedestres têm recebido uma atenção especial dos pesquisadores. Os projetos de passarelas de pedestres têm sido cada vez mais ousados, com grandes vãos, estruturas leves, com pouca rigidez e amortecimento e baixo peso próprio. Esses fatores em conjunto as tornam altamente susceptíveis a vibrações em baixas frequências. Um grande esforço tem sido feito para catalogar informações dos resultados de diversas pesquisas e as escassas diretrizes de algumas normas que já tratam do assunto.

Segundo Blanco *et al* (2005), alguns problemas com relação à resposta dinâmica de passarelas foram destacados em códigos de prática existentes mas, não obstante, não há ainda nenhuma orientação regulamentadora clara para o projeto dessas estruturas.

As recomendações existentes atualmente em algumas normas e em trabalhos de alguns autores que pesquisaram intensamente o assunto, procuram estabelecer limites máximos para as acelerações e deslocamentos das estruturas. Porém, o parâmetro aceleração é o mais utilizado, principalmente pela maior facilidade na realização de medições experimentais. Além disso, os pesquisadores chegaram à conclusão de que as passarelas de pedestres que possuem uma ou mais frequências naturais abaixo de 5 Hz normalmente apresentam problemas de vibrações em serviço (Krenk *et al*, 2005).

### 4.1 - BRITISH STANDARDS INSTITUTION – BSI (1978)

A norma britânica BS 5400 (1978) traz orientações com respeito a limites de serviço em passarelas de pedestres. Segundo essa norma, para superestruturas em que a primeira frequência vertical,  $f_{1,vert}$ , exceda 5 Hz, os limites de serviço com respeito a vibrações são respeitados. Para estruturas com a primeira frequência vertical,  $f_{1,vert}$ , abaixo de 5 Hz o valor limite para a aceleração vertical máxima em qualquer parte da estrutura deverá ser:

$$a_{vert,lim} = 0,5\sqrt{f_{1,vert}} \quad (m/s^2) \quad (4.1)$$

Essa norma apresenta um método simplificado para se encontrar a aceleração vertical máxima na passarela. Este método é válido para superestruturas com um, dois ou três vãos contínuos, sendo a estrutura simétrica, com seção transversal constante e simplesmente apoiada. A aceleração vertical máxima será tomada como:

$$a_{vert,m\acute{a}x} = 4\pi^2 f_{1,vert}^2 y_s K_p \psi \quad (4.2)$$

onde:

$a_{vert,m\acute{a}x}$  = aceleração vertical máxima (m/s<sup>2</sup>)

$f_{1,vert}$  = primeira frequência vertical (Hz)

$y_s$  = deflexão estática no centro do vão principal produzida por uma carga vertical concentrada de 700 N neste ponto

$K_p$  = fator de configuração

$\psi$  = fator de resposta dinâmica

Os valores de  $K_p$  deverão ser retirados da Fig. 4.1 e os valores de  $\psi$  são fornecidos na Fig. 4.2

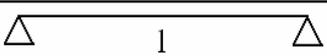
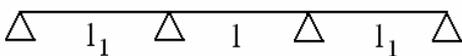
Configuração da passarela	$K_p$
	1,0
	0,7
	Razão $l_1/l$
	1,0
	0,8
	0,6 ou menor
	0,6
	0,8
	0,9

Figura 4.1 – Fator de configuração  $K_p$  (BS 5400, 1978).

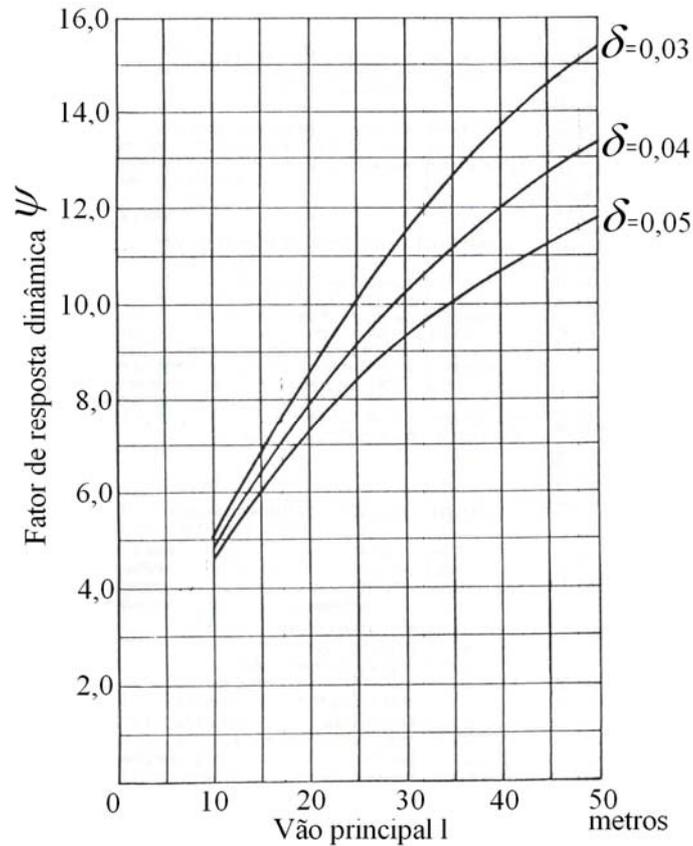


Figura 4.2 - Fator de resposta dinâmica  $\psi$  (BS 5400,1978).

Na ausência de informação mais precisa, o valor de decremento logarítmico do decaimento da vibração dado pelo amortecimento estrutural ( $\delta = 2\pi\xi$ ) pode ser obtido a partir da Tab. 4.1.

Tabela 4.1 – Decremento logarítmico ( $\delta = 2\pi\xi$ ) (BS 5400, 1978).

Superestrutura da passarela	$\delta$
Aço com revestimento do piso de asfalto ou de epóxi	0,03
Estrutura mista aço/concreto	0,04
Concreto armado e protendido	0,05

Além deste método simplificado a norma traz um método geral. Para estruturas com formas que não se encaixem nas configurações mostradas na Fig. 4.1 a aceleração vertical máxima pode ser calculada a partir de uma análise dinâmica, assumindo-se que o carregamento dinâmico provocado por um pedestre pode ser representado por:

$$F(t) = 180 \text{ sen}(2\pi f_{1,vert} t) \quad (4.3)$$

onde:

$F(t)$  = função de carregamento variando com o tempo (N)

$f_{1,vert}$  = primeira freqüência vertical da estrutura (Hz)

$t$  = tempo (s)

Nessa equação,  $F(t)$  representa uma função de carregamento como força pulsante que se move ao longo do vão principal da passarela a uma velocidade de avanço ( $fs$ ) constante dada por:

$$fs = 0,9 f_{1,vert} \text{ (m/s)} \quad (4.4)$$

Para valores de  $f_{1,vert}$  maiores que 4 Hz, a aceleração máxima calculada deverá ser reduzida. A redução deverá ser nula em  $f_{1,vert} = 4$  Hz e de 70% com  $f_{1,vert} = 5$  Hz. Para valores entre 4 e 5 Hz deverá ser realizada uma interpolação linear.

#### 4.2 - ONTARIO HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE – ONT (1991)

Segundo o Ontario Highway Bridge Design Code (1991), passarelas de pedestres com freqüências naturais menores que 4 Hz devem ser projetadas com especial consideração. Além disso, a norma alerta que estruturas de passarelas fixadas sobre pilares esbeltos podem se mover transversalmente se houverem freqüências naturais baixas.

Este código também traz a orientação de que para se evitar o acoplamento entre modos verticais e horizontais as freqüências destes não deverão ser menores do que 1,5 vezes a freqüência do primeiro modo de flexão vertical.

Essa norma também traz o método simplificado para o cálculo da aceleração máxima dado anteriormente pela norma BS 5400 (1978) e mostrado aqui através da Eq. (4.2), com algumas modificações. O limite para a aceleração máxima da estrutura neste caso é dado conforme a Fig. 4.3.

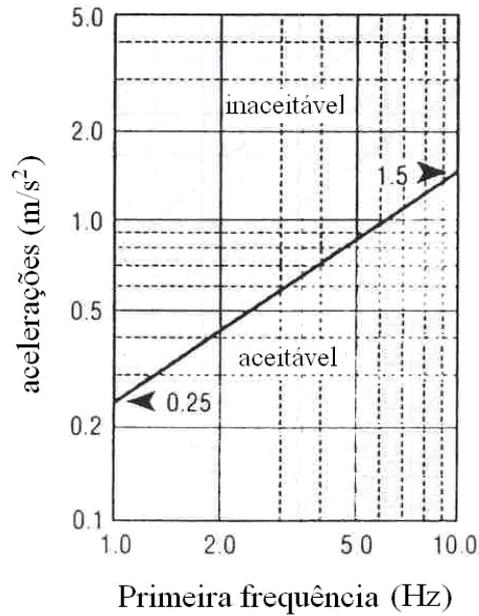


Figura 4.3 – Limite de aceleração para serviço (Ontario Bridge Code, 1991).

Segundo a norma em questão, existe um paralelo entre excitação e resposta de pisos em edifícios e passarelas de pedestres, portanto os critérios para vibrações em pisos de edifícios, mostrados na Fig. 4.4, também poderão ser utilizados.

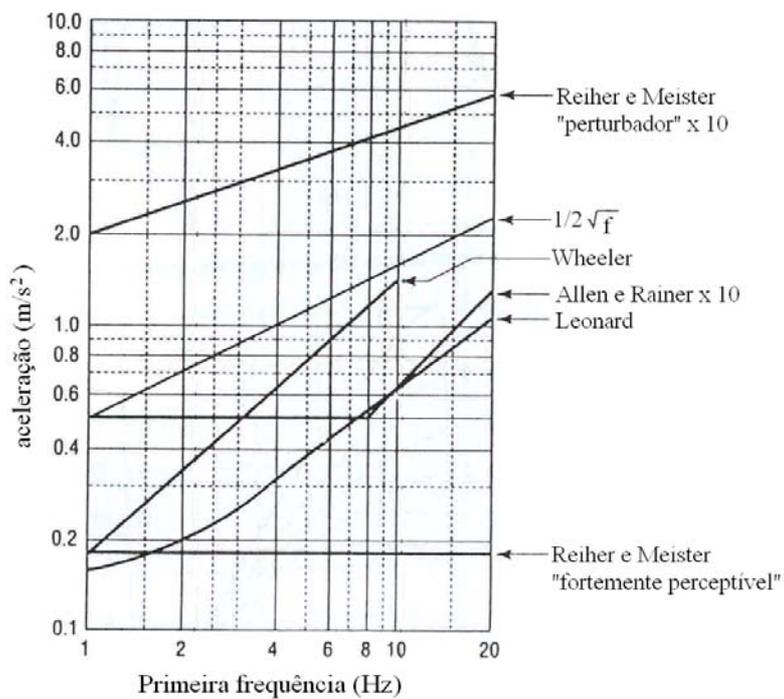


Figura 4.4 – Critérios de resposta humana a vibração constante (Ontario Bridge Code, 1991).

O fator de configuração  $K_p$  é dado pela Fig. 4.5 e o fator de resposta dinâmica  $\psi$  é dado pela Fig. 4.6.

Coefficiente de vão lateral $a/L$	2 vãos contínuos	3 vãos contínuos
1.0	0.70	0.60
0.8	0.92	0.82
0.6	0.96	0.92
0.4	0.96	0.92
0.2	0.95	0.90

Notas: 1. As configurações são mostradas abaixo  
2.  $K_p=1.0$  para vãos únicos

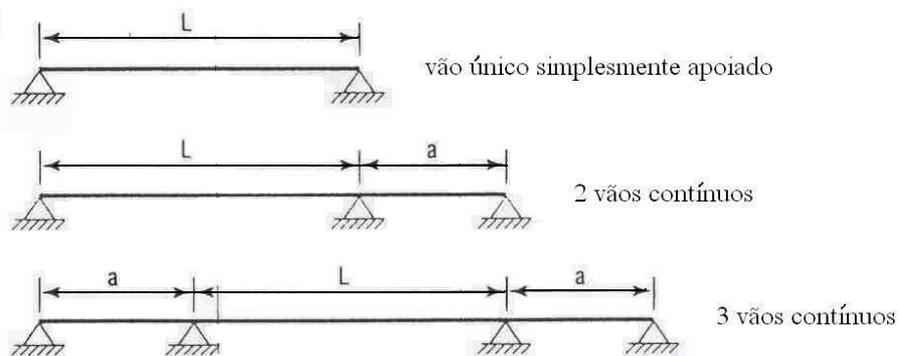


Figura 4.5 – Fator de configuração  $K_p$  (Ontario Bridge Code, 1991).

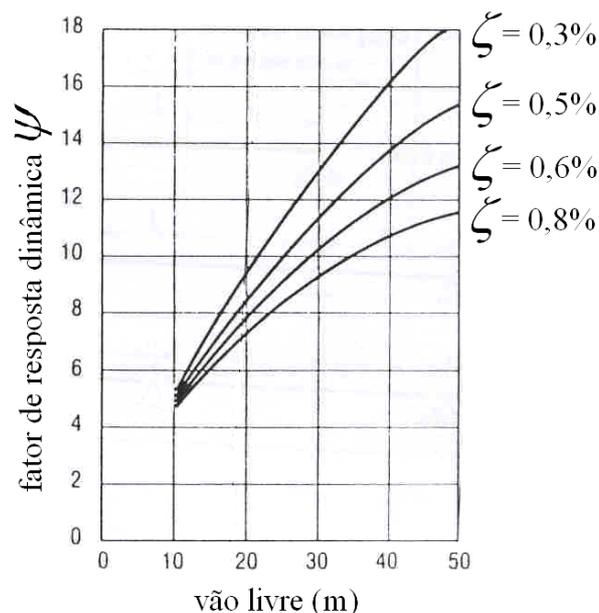


Figura 4.6 - Fator de resposta dinâmica  $\psi$  (Ontario Bridge Code, 1991).

Se não houver informação precisa sobre o valor da taxa de amortecimento, a norma dá a sugestão de valores da Tab. 4.2.

Tabela 4.2 – Taxa de amortecimento  $\xi$  (Ontario Bridge Code, 1991).

Superestrutura da passarela	$\xi$
Estrutura de aço com pavimento asfáltico	0,5%
Estrutura mista de aço e concreto	0,6%
Estrutura de concreto armado ou protendido	0,8%

Essa norma também recomenda um método geral para o cálculo da aceleração máxima na estrutura similar ao dado pela BS 5400 (1978). A função de carregamento poderá ter a forma dada na Fig. 4.7 ou ser representada pela Eq. (4.3), como na norma BS 5400 (1978).

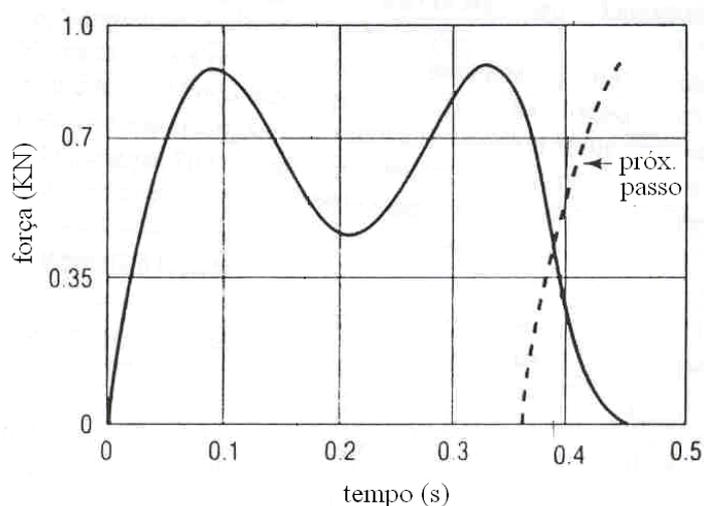


Figura 4.7 – Função de carregamento (Ontario Bridge Code, 1991).

Em se utilizando a Eq. (4.3) para representar a função de carregamento,  $f_{l,vert}$  deverá ser limitado a 4 Hz. Além disso, assume-se que o pedestre se move a uma velocidade de 2,5 m/s ou  $0,9 f_{l,vert}$  (m/s), o menor valor dentre eles.

### 4.3 - COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN – CEB (1991)

O Boletim nº 209 do CEB (1991) traz informações e critérios de projeto para passarelas de pedestres. Após ser descrito de forma geral o problema de vibrações em passarelas, é mostrada a Fig. 4.8 com dados de 67 passarelas de pedestres, de vários locais no mundo. Essa figura mostra a frequência fundamental  $f_0$  dessas passarelas em função do comprimento do vão livre  $L$ . Além disso, é mostrada uma faixa que representa o intervalo de razão de passo de 95% dos pedestres.

A linha de tendência mostrada na Figura 4.8 é representada pela Eq. (4.5).

$$f_0 = 33,6 L^{-0,73} \quad (4.5)$$

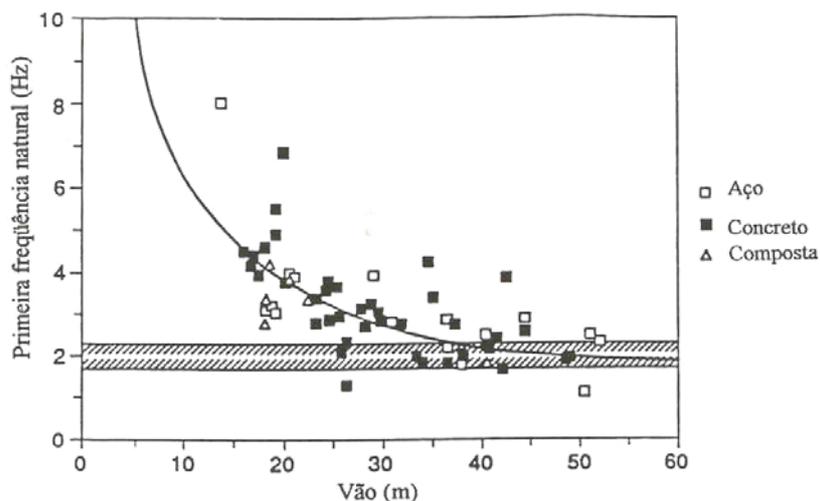


Figura 4.8 – Frequência fundamental da passarela em função do vão livre (CEB, 1991).

A partir dos dados obtidos, são propostas aproximações para o valor da frequência fundamental de passarelas:

$$\text{Passarelas de concreto} \quad f_0 = 39 L^{-0,77} \quad (4.6)$$

$$\text{Passarelas de aço} \quad f_0 = 35 L^{-0,73} \quad (4.7)$$

$$\text{Passarelas mistas} \quad f_0 = 42 L^{-0,84} \quad (4.8)$$

A norma ainda faz a observação de que os problemas se intensificam quando a frequência fundamental das passarelas começa a coincidir com o intervalo da frequência de excitação causada pelos pedestres. Segundo a Fig. 4.8, isso ocorre para:

- Concreto: vãos maiores que 25 m
- Aço: vãos maiores que 35 m

Esta norma traz também recomendações quanto ao baixo amortecimento registrado nesse tipo de estrutura. Segundo a norma, não é possível prever com precisão o amortecimento de uma passarela de pedestres e o uso da experiência passada é o melhor guia para o projeto.

O CEB (1991) apresenta a Fig. 4.9, que mostra a resposta de 43 passarelas do Reino Unido, a um pedestre caminhando, para diferentes valores de decremento logarítmico  $\delta = 2\pi\xi$ .

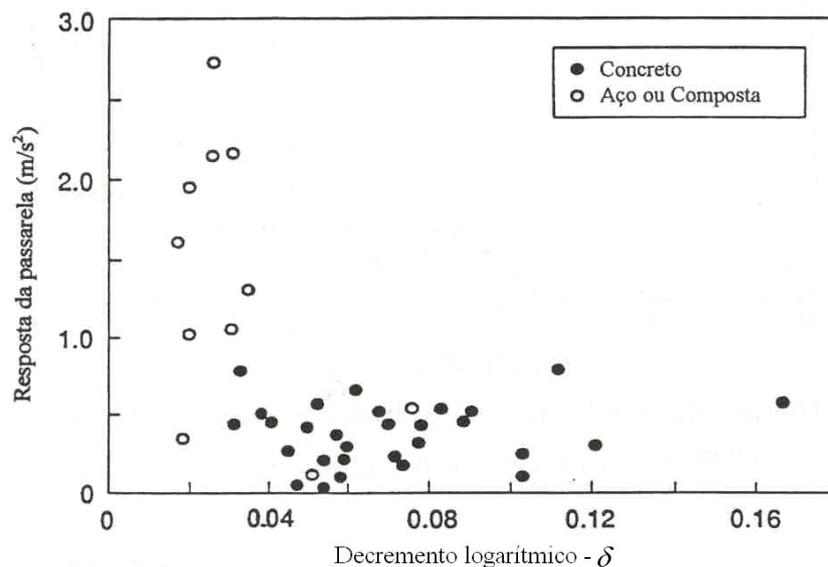


Figura 4.9 – Resposta de passarelas a um pedestre caminhando, para diferentes valores de decremento logarítmico  $\delta = 2\pi\xi$  (CEB, 1991).

Com base nos dados da Fig. 4.9 é apresentada a Tab. 4.3, que traz valores comuns de taxa de amortecimento,  $\xi$ , medido no nível de vibração causado por um pedestre caminhando na razão de passo igual à frequência fundamental de uma passarela.

Tabela 4.3 – Valores de taxa de amortecimento  $\xi$ , para passarelas de pedestres (CEB, 1991).

Tipo de Construção	Valor mínimo	Valor médio	Valor máximo
Concreto armado	0,008	0,013	0,020
Concreto	0,005	0,010	0,017
Compósito	0,003	0,006	-
Aço	0,002	0,004	-

Observa-se da Fig. 4.9 que as respostas das passarelas se tornam mais problemáticas com taxas de amortecimento inferiores a 0,006 (0,6%), ou seja, decremento logarítmico de 0,04. Da Tab. 4.3, conclui-se que pelo fato de as passarelas de aço terem menor amortecimento, são mais susceptíveis a problemas de vibrações.

Esta norma traz ainda informações a respeito da rigidez dessas estruturas. A Fig. 4.10 mostra a variação na resposta de passarelas, com relação à rigidez das mesmas, com um pedestre caminhando com razão de passo igual à frequência fundamental.

A norma ainda cita que se uma aceleração máxima de  $0,7 \text{ m/s}^2$  for considerada aceitável - limite da norma BS 5400 (1978) para um pedestre caminhando a 2 Hz - então não ocorrerão problemas de vibração caso a rigidez da passarela seja superior a 8 kN/mm.

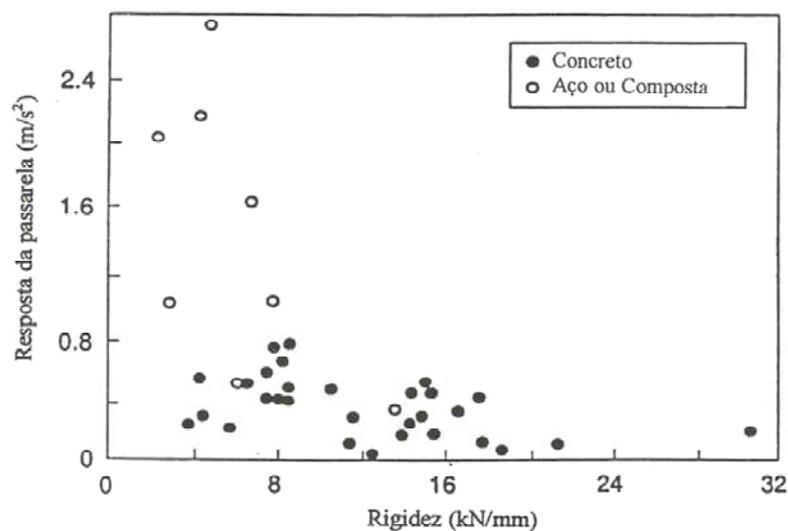


Figura 4.10 – Resposta de passarelas a um pedestre caminhando na frequência fundamental (CEB, 1991).

Com respeito a limites toleráveis de serviço para passarelas o CEB (1991) cita como valores toleráveis os definidos pela BS 5400 (1978), Ontario Bridge Code (1983) e ISO/DIS 10137 (1991).

Ao descrever os critérios das normas acima, o CEB (1991) cita os valores máximos de aceleração sugeridos pelas mesmas para uma passarela com frequência fundamental ( $f_0$ ) de 2 Hz, mostrados na Tab. 4.4.

Tabela 4.4 – Acelerações limites de outras normas e tolerados pelo CEB (1991).

Norma	Limite para $f_0 = 2 \text{ Hz}$
BS 5400 (1978)	$a_{vert,lim} = 0,5 f_0^{0,5} = 0,7 \text{ m/s}^2 (7\%g)$
Ontario Bridge Code (1983)	$a_{vert,lim} = 0,25 f_0^{0,18} = 0,43 \text{ m/s}^2 (4,3\%g)$
ISO/DIS 10137 (1992)	$a_{RMS,vert,lim} = 0,42 \text{ m/s}^2 = a_{vert,lim} = 0,59 \text{ m/s}^2$ (para $f_0 = 4-8 \text{ Hz}$ : $a_{vert,lim} = 0,42 \text{ m/s}^2$ )

O CEB (1991) adota o valor de  $a_{vert,lim} = 0,5 \text{ m/s}^2 (5\%g)$  como limite apropriado.

#### 4.4 - EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EUROCODE 5 (1997)

O EUROCODE 5 (1997) também traz recomendações a respeito do desempenho de passarelas de pedestres em serviço. Os limites de serviço para vibrações verticais causadas por pedestres são dados a seguir:

A aceleração vertical,  $a_{vert}$ , deverá satisfazer os seguintes critérios:

$$a_{vert,lim} = 0,7 \text{ m/s}^2 \text{ para } f_{1,vert} < 5 \text{ Hz} \quad (4.9)$$

onde:

$f_{1,vert}$  = Primeira frequência de vibração na direção vertical

Para passarelas que tenham configurações como as dadas na Tab. 4.5, a aceleração vertical máxima  $a_{vert,máx}$  poderá ser calculada por:

$$a_{vert,máx} = a_{vert,l} k_{vert,f} \quad (4.10)$$

onde  $k_{vert,f}$  é obtido através do gráfico da Fig. 4.11.

O cálculo de  $a_{vert,l}$  deverá ser realizado como:

$$a_{vert,l} = 165K_p \frac{1 - e^{-2\pi n_p \xi}}{M_p \xi}, \text{ sendo } M_p = \bar{m}Lb \quad (4.11)$$

onde:

$L$  = vão livre (m)

$b$  = largura da passarela (m)

$\bar{m}$  = massa por unidade de área ( $\text{kg/m}^3$ )

$n_p = \frac{L}{0,9}$  = n°. de passos necessários para atravessar o vão  $L$

$K_p$  = fator de configuração dado na Tab. 4.5

Este cálculo corresponde a uma excitação da passarela por um pequeno grupo de pedestres, que é uma situação normal para a maior parte das passarelas. Para passarelas sujeitas a um maior fluxo de pedestres tem-se:

$$a_{vert,máx} = 0,027lb a_{vert,l} k_{vert,f} \quad (4.12)$$

Este cálculo corresponde à excitação da passarela por um fluxo contínuo de pedestres que ocorre em áreas urbanas onde existe um tráfego pesado de pedestres sobre as passarelas.

Este método simplificado é baseado na hipótese de que a frequência de passo do pedestre corresponde à primeira frequência vertical  $f_{1,vert}$  ou à metade desse valor.

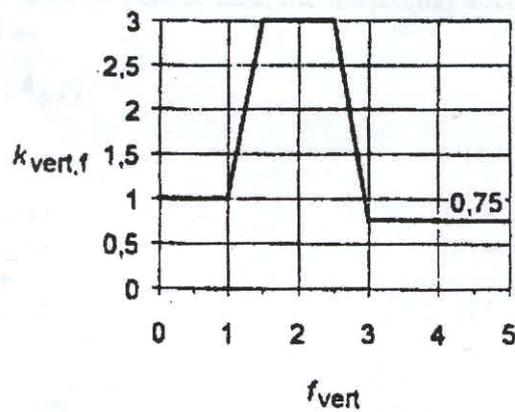


Figura 4.11 – Relação entre o coeficiente  $k_{vert,f}$  e a frequência  $f_{l,vert}$  EUROCODE 5 (1997).

Tabela 4.5 – Fator de configuração  $K_p$  EUROCODE 5 (1997).

Bridge configuration	$K_p$
	1,0
	0,7
	for $l_1/l = 1,0$ 0,6 for $l_1/l = 0,8$ 0,8 for $l_1/l \leq 0,6$ 0,9

A taxa de amortecimento da estrutura será dada por:

$\xi = 0,010$  para estruturas sem juntas mecânicas

$\xi = 0,015$  para estruturas com juntas mecânicas

Para o caso de passarelas com configurações que não se encaixem nas da Tab. 4.5, a aceleração vertical  $a_{vert,l}$  poderá ser calculada através de uma análise dinâmica computacional. Nessa análise, o carregamento dinâmico devido à ação humana será dado pela seguinte força:

$$F(t) = 0,28 \text{ sen}(2\pi f_{l,vert} t) \quad (4.13)$$

Esta força se move sobre a passarela com a velocidade:

$$fs = 0,9f_{l,vert} \quad (4.14)$$

Onde:

$F(t)$  é dado em kN

$fs$  é dado em m/s

$f_{l,vert}$  é dado em  $s^{-1}$

$t$  é dado em s

Os limites de serviço sugeridos para vibrações horizontais causadas por pedestres são os apresentados a seguir. A aceleração horizontal,  $a_{hor,lim}$ , deverá satisfazer os seguintes critérios:

$$a_{hor,lim} = 0,2 m/s^2 \text{ para } f_{l,hor} < 2,5 Hz \quad (4.15)$$

onde:

$f_{l,hor}$  = Primeira frequência de vibração na direção horizontal

Para passarelas que tenham configurações como as mostradas na Tab. 4.5, a aceleração horizontal máxima  $a_{hor,máx}$  poderá ser calculada por:

$$a_{hor,máx} = a_{hor,l} k_{hor,f} \quad (4.16)$$

Este cálculo corresponde a uma excitação da passarela por um pequeno grupo de pedestres, que é uma situação normal para a maior parte das passarelas. Para passarelas sujeitas a um maior fluxo de pedestres tem-se:

$$a_{hor,máx} = 0,027lb a_{hor,l} k_{hor,f} \quad (4.17)$$

Este cálculo corresponde à excitação da passarela por um fluxo contínuo de pedestres que ocorre em áreas urbanas onde existe um tráfego pesado de pedestres sobre as passarelas.

Nas Eqs. (4.16) e (4.17)  $k_{hor,f}$  é dado pela Fig. 4.12.

O cálculo de  $a_{hor,l}$  deverá ser realizado como:

$$a_{hor,l} = 40K_p \frac{1 - e^{-2\pi n_p \xi}}{M_p \xi}, \text{ sendo } M_p = \bar{m}Lb \quad (4.18)$$

Onde:

$L$  = vão livre (m)

$b$  = largura da passarela (m)

$\bar{m}$  = massa por unidade de área ( $\text{kg/m}^3$ )

$n_p = \frac{L}{0,9}$  = n.º de passos necessários para atravessar o vão  $L$

$K_p$  = fator de configuração dado na Tab. 4.5

Este método simplificado é baseado na hipótese de que a frequência de passo do pedestre corresponde ao dobro do valor da primeira frequência horizontal  $f_{1,hor}$ .

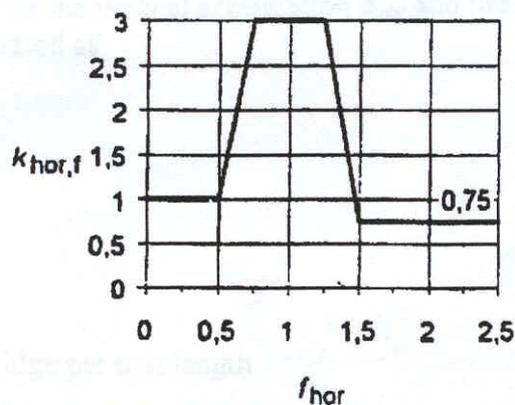


Figura 4.12 – Relação entre o coeficiente  $k_{hor,f}$  e a frequência  $f_{1,hor}$  EUROCODE 5 (1997).

A taxa de amortecimento da estrutura será dada por:

$\xi = 0,010$  para estruturas sem juntas mecânicas

$\xi = 0,015$  para estruturas com juntas mecânicas

Para o caso de passarelas com configurações que não se encaixem nas da Tab. 4.5, a aceleração horizontal  $a_{hor,l}$  poderá ser calculada através de uma análise dinâmica computacional. Nessa análise, o carregamento dinâmico devido à ação humana será dado pela seguinte força:

$$F(t) = 0,07 \text{ sen}(2\pi f_{1,hor} t) \quad (4.19)$$

Se movendo sobre a passarela com a velocidade:

$$fs = 1,8 f_{1,hor} \quad (4.20)$$

onde:

$F(t)$  é dado em kN

$fs$  é dado em m/s

$f_{1,hor}$  é dado em  $s^{-1}$

$t$  é dado em s

#### **4.5 - ASSOCIATION OF STATE, HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO (1997)**

Sobre o assunto, a AASHTO (1997) traz algumas orientações em seu Guia de Especificações para Projeto de Passarelas para Pedestres: O intervalo entre o primeiro e o terceiro harmônico de pessoas caminhando/correndo através de passarelas de pedestres é de 2 a 8 Hz, com a frequência fundamental estando entre 1,6 e 2,4 Hz. Portanto, passarelas com frequências fundamentais inferiores a 3 Hz devem ser evitadas. Para passarelas de pedestres com baixa rigidez, amortecimento e massa, seção transversal esbelta, pouco peso próprio, etc., e em áreas onde existe expectativa de ocorrerem movimentos de correr e pular nas passarelas, o projeto deverá ser ajustado de modo a ter uma frequência fundamental mínima de 5 Hz.

#### 4.6 - DANISH ROAD DIRECTORATE (2002)

O Danish Road Directorate (2002) *apud* Krenk *et al* (2005), apresenta um critério obtido através de um cenário com duas pessoas caminhando, representadas por um carregamento harmônico equivalente. Nesse caso a máxima aceleração vertical da estrutura deverá ser:

$$a_{vert,lim} \leq 0,25 f_j^{0,78} (m/s^2) \quad (4.21)$$

onde  $f_j$  é a frequência do modo  $j$  em Hz.

#### 4.7 - OUTROS LIMITES DE SERVIÇO SUGERIDOS NA LITERATURA

Pimentel (1997) comparou os limites de aceleração dados pelas normas BS 5400 (1978) e ONT (1991) com o trabalho de Kobori e Kajikawa (1974) *apud* Pimentel (1997). Eles realizaram testes onde pessoas caminhavam em uma mesa que vibrava em diferentes frequências sob excitação senoidal (Fig. 4.13). Além disso, também foi incluída na comparação a curva proposta pela ISO 10137 (1992) *apud* Pimentel (1997).

A curva da ISO 10137 (1992) *apud* Pimentel (1997) utiliza como parâmetro a aceleração RMS ( $a_{RMS}$ ), ao invés da aceleração de pico. A aceleração RMS é dada por:

$$a_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} \quad (4.22)$$

onde:

$a(t)$  é a aceleração em cada instante de tempo e  $T$  é o tempo total de medição.

Segundo Pimentel (1997), o fato de haver uma relação entre a aceleração de pico ( $a_{max}$ ) e a aceleração RMS ( $a_{RMS}$ ), dada pelo fator  $a_{RMS} = \frac{a_{max}}{\sqrt{2}}$ , permitiu incluir a curva da norma ISO 10137 (1992) *apud* Pimentel (1997) na comparação realizada. Esta curva difere das demais pelo fato de ser baseada em testes com pessoas paradas enquanto as demais são baseadas em pessoas caminhando.

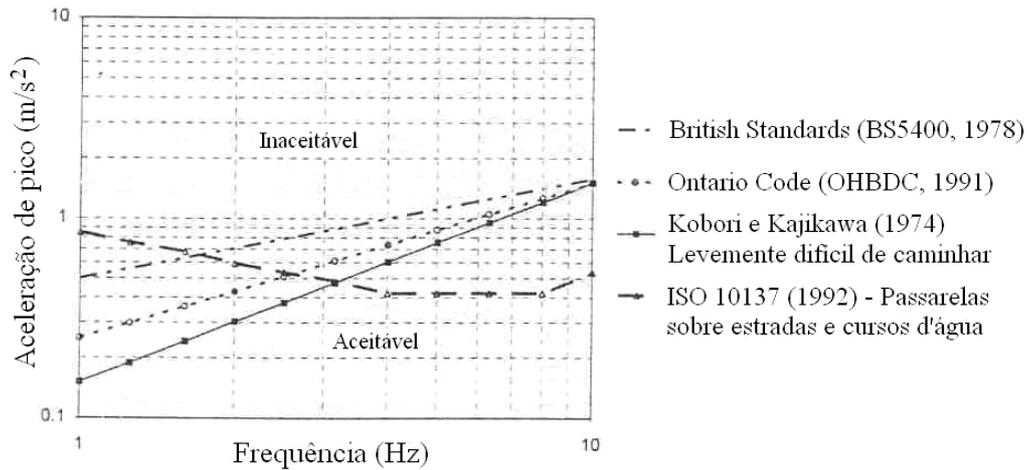


Figura 4.13 – Comparação entre limites de valores de aceleração (Pimentel, 1997).

Algumas expressões para cálculos relacionados a passarelas de configurações simples (em forma de viga) são citadas por Pimentel (1997). Uma foi proposta por Rainer *et al* (1988) *apud* Pimentel (1997), outra por Allen e Murray (1993) *apud* Pimentel (1997) e a última, por Grundmann *et al* (1993) *apud* Pimentel (1997).

A expressão para a aceleração máxima, de Rainer *et al* (1988) *apud* Pimentel (1997), dada pela Eq. (4.23) foi obtida através da modelagem da estrutura como um sistema equivalente oscilante de um grau de liberdade. Considera-se a aplicação de uma força senoidal de amplitude  $F = \alpha_n P_0$ , onde  $P_0$  é o peso do pedestre e  $\alpha_n$  é o coeficiente de amplificação dinâmica relacionado ao harmônico da força empregado na excitação do modo fundamental da estrutura:

$$a_{max} = \Omega_d \frac{2 \alpha_n P_0}{M_p} \quad (4.23)$$

onde:

$M_p$  = massa total da passarela.

$\Omega_d$  = fator de amplificação dinâmica que depende do nº de passos dados para atravessar a passarela e da razão de amortecimento.

$P_0$  = Peso estático do pedestre.

Allen e Murray (1993) *apud* Pimentel (1997) partiram da expressão de Rainer *et al* (1988) *apud* Pimentel (1997) e da curva da ISO 10137 (1992) *apud* Pimentel (1997) mostrada

anteriormente. Através de algumas modificações na expressão original, obteve-se um critério em forma de um valor mínimo para a primeira frequência vertical ( $f_{1,vert}$ ) de passarelas:

$$f_{1,vert} = 2,86 \ln \left( \frac{8,0}{\xi W_p} \right) \quad (4.24)$$

onde:

$\xi$  = taxa de amortecimento

$W_p$  = peso total da passarela

A última expressão citada por Pimentel (1997) é o de Grundmann *et al* (1993) *apud* Pimentel (1997). Essa expressão para o cálculo da aceleração máxima é aplicável a passarelas com um vão e também é baseada em uma simplificação que considera o sistema como tendo um grau de liberdade e é dada por:

$$a_{max} = \frac{2 P_0}{M_p} \frac{0,75}{\delta} (1 - e^{-n_p \delta}) \quad (4.25)$$

onde:

$M_p$  = massa total da passarela

$\delta$  = amortecimento em termos do decremento logarítmico ( $\delta = 2 \pi \zeta$ )

$n_p$  = número de passos necessários para atravessar o vão

$P_0$  = Peso estático do pedestre.

O valor de aceleração máxima dado pela Eq. (4.25) refere-se ao primeiro harmônico da força provocada por um pedestre. Para considerar outros harmônicos e um número maior de pedestres foi proposto o fator de multiplicação S (Fig. 4.14), em função da frequência, a ser aplicado à Eq. (4.25).

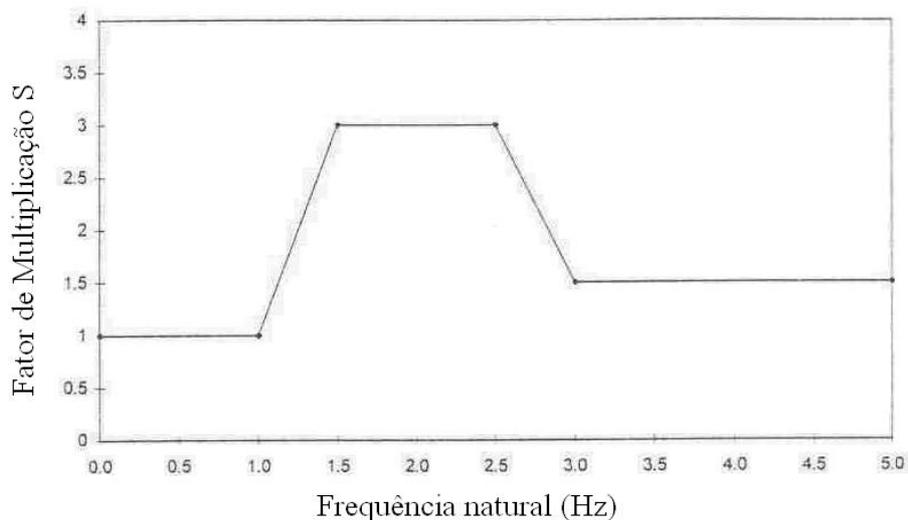


Figura 4.14 – Fator de multiplicação de Grundmann *et al* (1993) *apud* Pimentel (1997).

Zivanovic *et al* (2005b) cita alguns critérios de serviço propostos por pesquisadores ou normas (Tab. 4.6).

Tabela 4.6 – Critérios citados por Zivanovic *et al* (2005b).

Autor/Norma	Limite
Mason e Duncan – Pedestres sobre pontes rodoviárias (1962)	$f_{1,vert} \geq 4 \text{ Hz}$ $a_{vert,lim} = 0,15 \text{ m/s}^2 (1,5\%g)$
EUROCODE 5 (1997)	$a_{vert,lim} = 0,7 \text{ m/s}^2 (7\%g)$ $a_{hor,lim} = 0,2 \text{ m/s}^2 (2\%g)$
Hong Kong Structures Design Manual for Highways and Railways (2002)	$a_{hor,lim} = 0,15 \text{ m/s}^2 (1,5\%g)$
Japanese Design Code for Footbridges	$f_{1,vert} \neq 1,5 - 2,3 \text{ Hz}$

Diversas passarelas de pedestres têm sido alvos de investigações em vários países, especialmente estruturas nas quais ocorrem vibrações perceptíveis aos pedestres.

Zivanovic *et al* (2005a) realizaram um estudo em uma passarela de pedestres mista em aço e concreto com 78m de vão livre. O tráfego de pedestres foi monitorado por 135 minutos.

Observou-se uma distribuição normal das frequências de passo das pessoas caminhando, com valor médio de 1.87 Hz.

Foram entrevistados randomicamente 300 pedestres após a travessia, devendo os mesmos afirmar se sentiram ou não efeitos de vibração na passarela. Os que sentiram vibração deveriam classificar o que sentiram como aceitável, desagradável ou inaceitável. Dos 220 pedestres que disseram terem sentido a vibração da passarela, 56% classificaram o que sentiram como desagradável ou inaceitável.

Um grande número de pedestres considerou acelerações entre 0,2 e 0,5 m/s<sup>2</sup> como desagradáveis. Algumas pessoas consideraram valores entre 0,3 e 0,45 m/s<sup>2</sup> como inaceitáveis. Blanco *et al* (2005) também citam alguns critérios de serviço para passarelas de pedestres, mostrados na Tab. 4.7.

Tabela 4.7 – Critérios citados por Blanco *et al* (2005).

Autor/Norma	Limite
ISO 2631 – Vibração em pisos	$a_{eff} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} = 0,707 a_{max} (m/s^2)$ Para $f_{l,vert} = 1 - 5 \text{ Hz}$ : $a_{RMS,vert,lim} = 0,43 m/s^2 (4,3\%g)$ $a_{vert,lim} = 0,61 m/s^2 (6,1\%g)$ Para $f_{l,hor} = 1 - 2 \text{ Hz}$ : $a_{RMS,hor,lim} = 0,17 m/s^2 (1,7\%g)$ $a_{hor,lim} = 0,24 m/s^2 (2,4\%g)$
Ontario Bridge Code (1983)	$a_{vert,lim} \leq 0,25 f_0^{0,18} (m/s^2)$
Hugo Bachmann (2002)	$a_{vert,lim} \leq 0,5 m/s^2 (5\%g)$ a $1 m/s^2 (10\%g)$ $a_{hor,lim} \leq 0,1 m/s^2 (1\%g)$ a $0,2 m/s^2 (2\%g)$
ENV (1995)	$a_{vert,lim} = 0,7 m/s^2 (7\%g)$ $a_{hor,lim} = 0,2 m/s^2 (2\%g)$
Michael Wilford (2002)	$a_{vert,lim} = 0,7 m/s^2 (7\%g)$ $a_{hor,lim} = 0,02 m/s^2 (0,2\%g)$
Stoyan Stoyanoff (2002)	$a_{vert,lim} = 0,7 m/s^2 (7\%g)$ $a_{hor,lim} = 0,2 m/s^2 (2\%g)$

Spasojevic *et al* (2002) afirmam que os critérios de serviço para vibrações em passarelas são dados em função da frequência e deslocamentos e usualmente expressos através da aceleração. No caso de vibrações verticais, acelerações de 0,5 a 1 m/s<sup>2</sup> são aceitáveis. Em relação a vibrações horizontais, as acelerações aceitáveis estão na ordem de 0,1 a 0,2 m/s<sup>2</sup>, pelo fato dos seres humanos serem mais sensíveis a vibrações horizontais.

Matsumoto *et al* (1978) *apud* Pimentel (1997), procuraram definir a resposta dinâmica de uma estrutura submetida à ação de vários pedestres em função da resposta dinâmica provocada por um único pedestre. Assumiu-se que a quantidade de pedestres que entram em uma passarela seguia uma distribuição de Poisson. Através de métodos estocásticos foram sobrepostas respostas individuais e foi encontrado que a resposta total poderia ser obtida multiplicando-se a resposta de um pedestre pelo fator de majoração  $C_{mf}$  dado pela Eq. (4.26). Este fator de majoração leva em conta que todos os pedestres estejam se movendo com a mesma razão de passo e que possuam o mesmo peso:

$$C_{mf} = \sqrt{n_{pe}} \quad (4.26)$$

onde:

$n_{pe}$  = número de pessoas circulando simultaneamente sobre a passarela em um instante de tempo.

Segundo Zivanovic *et al* (2005b), de acordo com a teoria de vibração randômica, se a resposta de  $n$  ações distribuídas randomicamente é  $\sqrt{n}$  maior que a resposta de uma só ação, significa que essas ações ocorrem absolutamente sem sincronização. Sendo assim, esse fator não é aplicável a situações em que ocorre efeito de *lock-in*, por exemplo, pois o fator de majoração seria muito aquém da real ampliação da resposta estrutural. Além do mais, este fator de majoração foi concebido para estruturas com frequências naturais entre 1,8 e 2,2 Hz. Para passarelas com frequências nos intervalos de 1,6 a 1,8 Hz e de 2,2 a 2,4 Hz foi sugerida uma redução linear do fator de majoração com o valor mínimo de 2,0 nos finais desses intervalos, para o caso de mais de 4 pessoas na passarela ao mesmo tempo. A Fig. 4.15 mostra o fator de majoração de Matsumoto *et al* (1978) *apud* Pimentel (1997) e de outros autores que realizaram estudos semelhantes.

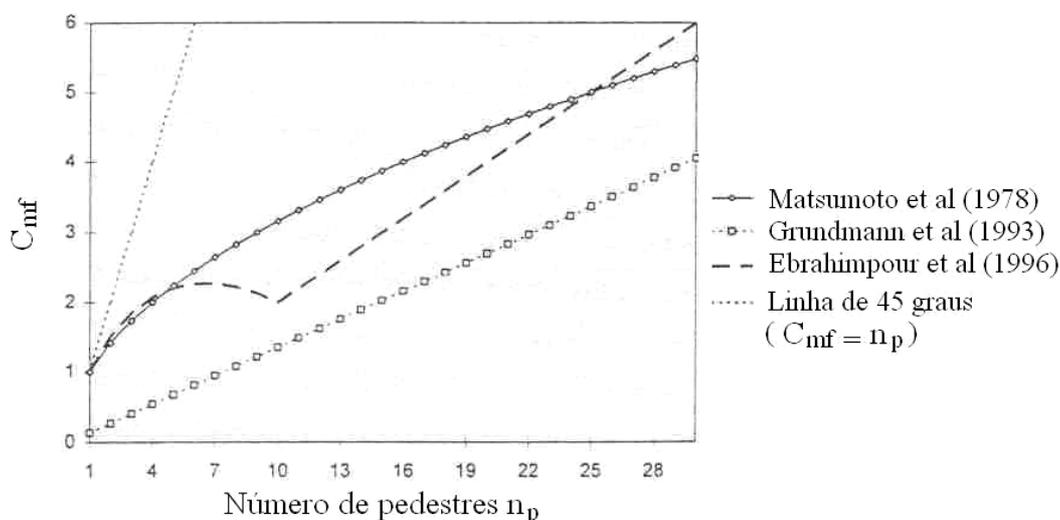


Figura 4.15 – Fatores de majoração (Pimentel, 1997).

Blanco *et al* (2005) citam critérios de outros autores com relação ao efeito *lock-in*. Esses critérios são mostrados na Tab. 4.8.

Tabela 4.8 – Critérios relacionados ao efeito lock-in, citados por Blanco *et al* (2005).

Autor/Norma	Critério
Hugo Bachmann (2002)	$d_{vert,lim} = 10\text{ mm}$ $d_{hor,lim} = 2\text{ mm}$
Michael Wilford (2002)	$a_{vert,lim} = 0,4\text{ m/s}^2 (4\%g)$ $a_{hor,lim} = 0,025\text{ m/s}^2 (0,25\%g)$

Nakamura (2003) através de um estudo experimental realizado em passarelas de pedestres obteve informações importantes sobre a tolerância de pedestres a vibrações atuando no sentido lateral, induzidas pelo efeito de caminhar de uma multidão (efeito *lock-in*). Os níveis de tolerância são os seguintes:

- Quando a amplitude é de 10 mm (aceleração de  $0,3\text{ m/s}^2$ ) os pedestres percebem a vibração e alguns se sentem desconfortáveis, mas a maioria consegue caminhar normalmente.
- Quando a amplitude é de 25 mm (aceleração de  $0,75\text{ m/s}^2$ ) alguns pedestres sentem dificuldade em manter o caminhar no passo normal e tocam no corrimão de tempo em tempo.

- Quando a amplitude é de 45 mm (aceleração de  $1,35 \text{ m/s}^2$ ) pessoas freqüentemente perdem o equilíbrio e algumas param de caminhar temporariamente para restabelecerem o equilíbrio. Algumas pessoas mais idosas não conseguem mais caminhar a esse nível de vibração.

- Quando a amplitude é de 70 mm (aceleração de  $2,10 \text{ m/s}^2$ ) muitas pessoas se sentem inseguras e não conseguem mais caminhar.

Segundo o autor, o limite de serviço deverá ser de 45 mm (aceleração de  $1,35 \text{ m/s}^2$ ). Se a vibração exceder a esse limite deverá ser utilizado um dispositivo para reduzir a amplitude de vibração.

Resumindo, observa-se que nas últimas décadas diversos pesquisadores têm estudado o comportamento de passarelas de pedestres submetidas a excitações dinâmicas causadas por movimentos humanos. Vários limites de serviço foram propostos. As normas mais tradicionais na área de estruturas já tratam do assunto. Porém, observa-se que é necessária uma padronização maior, pois os limites propostos até o momento, em geral, levam a resultados um tanto contraditórios. São necessários mais estudos e interação entre os pesquisadores para que haja uma maior convergência dos limites propostos.

Segundo Pimentel (1997), várias normas dão atenção ao problema da sensibilidade dos pedestres às vibrações em passarelas. No entanto, suas abordagens divergem não somente na adoção de diferentes limites para a sensibilidade às vibrações, mas também em como o problema deverá ser solucionado.

## 5 - CONTROLE DE VIBRAÇÕES

A Engenharia Civil tem se desenvolvido consideravelmente nas últimas décadas com respeito a sistemas de proteção contra vibrações estruturais. O controle estrutural, basicamente, promove uma alteração nas propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura, seja pela adição de dispositivos externos, seja pela adição de forças externas. Os sistemas de controle estrutural se dividem em quatro categorias: passivo, ativo, híbrido, e semi-ativo.

O controle passivo tem como princípio transferir parte da energia a ser dissipada pela estrutura para dispositivos de controle, reduzindo o desconforto causado pelas vibrações excessivas. O dispositivo de controle dissipa uma parte da energia convertendo-a em calor ou transfere a mesma para um dispositivo auxiliar.

Há várias décadas o controle passivo vem sendo utilizado com o objetivo de minimizar as vibrações em estruturas. Vários sistemas deste tipo foram implementados na prática e várias aplicações aparecem nos trabalhos de Holmes (1995) e Soong e Dargush (1997).

Algumas das principais vantagens do controle passivo são:

- Não necessita de tecnologias de ponta, como sistemas de aquisição de dados ou algoritmos para gerar forças de controle, baseando-se na resposta da estrutura ou nas excitações dinâmicas;
- Não necessita de manutenção freqüente com mão de obra especializada;
- Não depende de fonte de energia externa;
- Pelo fato de ser aplicado na prática há mais de trinta anos, existe um relativo histórico de casos com eficiência e confiabilidade comprovadas.

Os principais mecanismos de controle passivo são (Soong e Dargush, 1997):

- **Isolamento de base:** Este mecanismo é utilizado exclusivamente no controle de vibrações causadas por terremoto. Consiste na instalação de um isolamento nas fundações da estrutura.

- **Amortecedores metálicos:** O princípio desses mecanismos é aproveitar a capacidade de dissipação de energia através da deformação inelástica de metais. Podem ser instalados em paredes, pilares e vigas.
- **Amortecedores de fricção:** Nesse tipo de amortecedor, a energia é dissipada através do atrito entre dois elementos sólidos quando há deslizamento de um sobre o outro.
- **Amortecedores viscofluidos:** Esses dispositivos dissipam a energia através da conversão de energia mecânica em calor enquanto um pistão cilíndrico se move através de uma substância altamente viscosa, como silicone ou gel.
- **Amortecedores líquidos sintonizados:** Esses tipos de dispositivos absorvem energia da estrutura através da ação viscosa do líquido e o quebrar das ondas. Com isso, adicionam amortecimento indireto à estrutura. A resposta desses dispositivos é altamente não-linear.
- **Amortecedores de massa sintonizados (AMS):** Nesses sistemas, parte da energia vibratória é transferida para o amortecedor, reduzindo assim a demanda de dissipação de energia da estrutura. O dispositivo pode ser representado por um sistema massa-mola-amortecedor, conectado à estrutura principal.

A Fig. 5.1 mostra um exemplo de amortecedores viscofluidos aplicados a uma ponte rodoviária.



Figura 5.1 - Amortecedor viscofluido aplicado em ponte estaiada.

<http://www.directindustry.com/prod/jarret-structures/viscous-damper-for-cable-stay-bridge-cable-32524-173281.html>. Acesso em 19 jun 2006.

## 5.1 - AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS (AMS E AMSM)

O amortecedor de massa sintonizado (AMS) é um dispositivo massa-mola-amortecedor que deve ser ligado a um sistema principal vibrante com o objetivo de atenuar vibrações indesejáveis. A frequência natural do AMS deve ser sintonizada a um valor próximo ao da frequência natural do sistema principal. A vibração do sistema principal faz com que o AMS entre em ressonância e, como resultado, a energia de vibração seja dissipada pelo amortecimento do AMS (Jangid, 1999).

Através da experiência adquirida com a implementação de AMS em estruturas civis, percebeu-se que um único AMS é mais sensível às discrepâncias na frequência natural da estrutura e na taxa de amortecimento do amortecedor considerados no projeto. Essas limitações foram vencidas instalando-se mais de um AMS na estrutura, sintonizados em diferentes frequências de vibração.

Com isso surgiu o conceito de amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM), que consiste em vários amortecedores com frequências distribuídas em torno da frequência natural correspondente ao modo a ser controlado. Estes sistemas são mais eficientes e robustos no controle de vibrações indesejáveis do que um único AMS (Carneiro, 2004). O AMSM tem sido estudado de forma ampla na literatura recente, tendo sido realizados diversos estudos paramétricos a fim de melhorar a sua eficiência (Jangid, 1999, Avila, 2002, Carneiro, 2004).

Dallard et al (2001), relataram que para a correção do problema de vibrações ocorrido na passarela Millennium, em Londres, foram empregados 37 amortecedores viscofluidos e 4 pares de amortecedores de massa sintonizados para controlar vibrações horizontais, e 26 pares de amortecedores de massa sintonizados para controlar possíveis vibrações verticais. Com essa solução, foi possível aumentar o amortecimento da estrutura e reduzir sua resposta dinâmica.

No estudo de Krenk et al (2005) sobre a passarela Langelinie foi idealizado um AMSM composto por sete amortecedores. O vão de 40,8 m recebeu dois amortecedores de 4775 kg. No vão de 49,4 m foram dispostos dois amortecedores de 4275 kg. O vão de 49,2 m recebeu dois amortecedores de 3750 kg e o vão de 30,4 m ficou com apenas um amortecedor de 2925 kg.

Poovarodom et al (2003) instalaram um protótipo de AMSM não-linear em uma passarela de pedestres para reduzir vibrações verticais. O sistema era composto por seis amortecedores localizados no centro do vão de 34 m da estrutura, três de cada lado (Fig. 2.12). As massas dos amortecedores utilizados possuíam valores próximos a 30 kg.

Observa-se na Fig. 5.2 um AMS instalado na passarela Millennium.



Figura 5.2 - AMS instalado na Passarela Millennium.

[http://en.wikipedia.org/wiki/Image:London\\_Millennium\\_Bridge\\_-\\_Damper\\_beneath\\_deck%2C\\_north\\_side\\_-\\_240404.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Image:London_Millennium_Bridge_-_Damper_beneath_deck%2C_north_side_-_240404.jpg). Acesso em 19 jun 2006.

## 5.2 - FORMULAÇÃO MATEMÁTICA PARA O AMS

Seja um sistema principal de um grau de liberdade, sujeito a uma excitação dinâmica  $f(t)$  ao qual é adicionado um AMS, como mostra a Fig. 5.3.

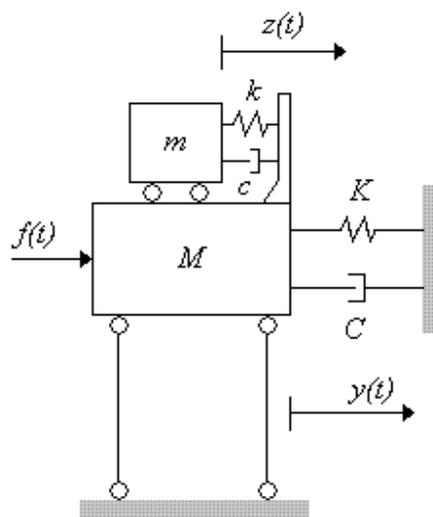


Figura 5.3 – Modelo de um sistema estrutural com um AMS instalado (Soong e Dargush, 1997).

As equações de movimento para o sistema principal com o AMS são dadas por:

$$M\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) = c\dot{z}(t) + kz(t) + f(t) \quad (5.1)$$

$$m\ddot{z}(t) + c\dot{z}(t) + kz(t) = -m\ddot{y}(t) \quad (5.2)$$

Onde:

M, C e K: massa, amortecimento e rigidez do sistema principal

y(t): deslocamento do sistema principal com relação à sua base

f(t): excitação dinâmica atuando no sistema principal

m, c e k: massa, amortecimento e rigidez do AMS

z(t): deslocamento relativo entre o AMS e o sistema principal

### 5.3 - OTIMIZAÇÃO DE PARÂMETROS PARA AMS

Dentre os vários critérios existentes para o projeto de um AMS está o de procurar minimizar a amplitude do pico de ressonância da estrutura. Para isso os parâmetros do amortecedor devem ser determinados com o objetivo de se reduzir a resposta ao máximo. Com este objetivo Den Hartog (1956) desenvolveu uma técnica de otimização para minimizar o deslocamento da estrutura ao considerar um sistema não amortecido submetido a uma excitação harmônica senoidal.

Um dos parâmetros obtidos por Den Hartog (1956) é a razão entre frequências ( $\alpha^{ótimo}$ ), dada por:

$$\alpha^{ótimo} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (5.3)$$

onde  $\mu$  é a razão entre a massa do AMS (m) e a massa do sistema principal (M).

Além deste, Den Hartog (1956) apresenta uma razão ótima de amortecimento ( $\xi^{ótimo}$ ), dada por:

$$\xi^{ótimo} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (5.4)$$

#### 5.4 - OTIMIZAÇÃO DE PARÂMETROS PARA AMSM

Jangid (1999) através de uma técnica de busca numérica determinou parâmetros ótimos para o AMSM considerando um sistema não amortecido e submetido a uma excitação harmônica na base. Os parâmetros obtidos por Jangid (1999) são a razão de frequência ( $\alpha^{ótimo}$ ), a largura de banda ( $\beta^{ótimo}$ ) e a razão de amortecimento ( $\xi^{ótimo}$ ), dados pelas expressões a seguir:

$$\alpha^{ótimo} = \sqrt{\frac{1-0.5\mu}{1+\mu}} + (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu)\sqrt{\mu} \left\{ a_4 \left( \frac{1}{\sqrt{n}} - 1 \right) + a_5(n-1) + a_6(\sqrt{n}-1) \right\} \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (5.5)$$

$$\beta^{ótimo} = (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu)\sqrt{\mu} \left\{ a_4 \left( \frac{1}{\sqrt{n}} - 1 \right) + a_5(n-1) + a_6(\sqrt{n}-1) \right\} \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (5.6)$$

$$\xi^{ótimo} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)(1-0.5\mu)}} + (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu)\sqrt{\mu} \left\{ a_4 \left( \frac{1}{\sqrt{n}} - 1 \right) + a_5 \left( \frac{1}{n} - 1 \right) + a_6(\sqrt{n}-1) \right\} \quad (5.7)$$

As expressões de Jangid (1999) são dadas em função da razão entre massas ( $\mu$ ) e do número de amortecedores ( $n$ ). Os coeficientes das expressões são dados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Coeficientes para parâmetros ótimos de Jangid (1999).

Coeficientes	Valores correspondentes		
	$\xi^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$
$a_1$	0.5474	0.42113	-0.00241
$a_2$	0.1038	0.04479	0.72152
$a_3$	-0.4522	-0.38909	-0.43970
$a_4$	0.7604	-0.73518	-0.66385
$a_5$	0.3916	-0.011866	-0.01138
$a_6$	0.0403	4.86139	0.99522

Utilizando a razão de frequência ótima ( $\alpha^{ótimo}$ ) e a frequência natural da estrutura ( $\omega_{est}$ ) a ser considerada para a sintonização do AMS, calcula-se o valor da frequência média dos amortecedores ( $\omega_T$ ):

$$\alpha^{ótimo} = \frac{\omega_T}{\omega_{est}} \quad (5.8)$$

A frequência de cada amortecedor ( $\omega_i$ ) pode ser então calculada por:

$$\omega_i = \omega_T \left[ 1 + \left( i - \frac{n+1}{2} \right) \frac{\beta}{n-1} \right] \quad (5.9)$$

Segundo Jangid (1999), a fabricação de um AMSM é mais simples fixando-se a rigidez e variando-se a massa de cada amortecedor em função da frequência  $\omega_i$ :

$$m_i = \frac{k}{\omega_i^2} \quad (5.10)$$

Sendo que a massa total resultante do sistema deverá obedecer ao parâmetro  $\mu$  conforme:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{M} \quad (5.11)$$

A razão de amortecimento é fixada no valor ótimo e a constante de amortecimento para cada amortecedor ( $c_i$ ) será:

$$c_i = 2m_i \xi^{ótimo} \omega_i \quad (5.12)$$

Em resumo, os sistemas de controle estrutural vêm sendo utilizados há algumas décadas com sucesso na redução de vibrações em diversos tipos de estrutura. Sistemas do tipo AMS e AMSM foram aplicados com sucesso em passarelas de pedestres. Os estudos realizados permitem a otimização dos parâmetros no projeto dos amortecedores de forma que se tenha o melhor desempenho possível do sistema. Estes fatores levaram à utilização destes dispositivos no presente trabalho.

## 6 - FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS

Neste trabalho foram utilizados dois programas: o pacote computacional ANSYS (1995) e o programa Simulador de Pessoas em Movimento (PSM), Estefani (2000).

O programa ANSYS (1995) foi utilizado para realizar as análises estática, modal e transiente da estrutura, através do Método dos Elementos Finitos.

O programa PSM foi utilizado para gerar os carregamentos que simulam os movimentos de andar e correr de pedestres sobre a passarela.

### 6.1 - PROGRAMA ANSYS

O Programa ANSYS (1995) é utilizado para modelagem e análise numérica através do Método dos Elementos Finitos para diversos tipos de problemas da engenharia. Algumas aplicações são: análise estática e dinâmica de estruturas, problemas de fluidos, acústicos, eletromagnéticos e de transferência de calor. Neste trabalho este sistema foi utilizado para a modelagem da passarela em estudo e realização das simulações necessárias.

Para determinar as frequências naturais e modos de vibração da passarela foram realizadas simulações de análise modal da estrutura. Dentre as opções disponíveis no programa, para este trabalho foi utilizado o método de iteração por subespaços, para a solução dos autovalores e autovetores, por sua maior simplicidade.

No cálculo da resposta dinâmica da passarela submetida a um carregamento qualquer, variável com o tempo, foram realizadas simulações de análise dinâmica transiente. O Método da Superposição Modal e o Método Full foram as opções utilizadas neste trabalho.

Nas análises da passarela sem amortecedores foi utilizado o Método da Superposição Modal, por ser rápido e mais simples que os outros existentes. O amortecimento da estrutura foi introduzido neste caso na forma de amortecimento modal ( $\xi$ ).

Nas análises transientes da passarela com amortecedores foi utilizado o Método Full, que realiza integração numérica pelo Método de Newmark, pois a introdução de amortecedores localizados na estrutura faz com que a matriz de amortecimento da mesma fique não-proporcional, desta forma ao se fazer a mudança de coordenadas físicas para generalizadas no Método da Superposição Modal a matriz de amortecimento não fica diagonal e, portanto acoplada. Não se consegue assim desacoplar as equações de movimento, sendo assim o método da superposição modal não pode ser aplicado diretamente, (somente com a introdução de pseudoforças), sendo mais indicado utilizar nesse caso a integração numérica. Neste caso o amortecimento da estrutura foi introduzido na forma de Hayleigh.

Neste trabalho este pacote computacional também foi utilizado na realização de análises estáticas para determinar os acréscimos de tensão nos elementos da estrutura da passarela ocasionados pela introdução dos amortecedores e barras de travamento.

Na modelagem da estrutura da passarela (treliças planas, travessas e travamentos) foi utilizado o elemento BEAM4. Este elemento é do tipo pórtico espacial. Possui seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações. É capaz de absorver esforços de tração, compressão, flexão e torção. As propriedades geométricas são: área, inércia, largura, altura e adição de massa por unidade de comprimento. As propriedades do material a serem consideradas são: módulo de elasticidade e densidade.

O piso da passarela foi modelado através do elemento SHELL63, que é um elemento de casca que permite carregamentos na direção de seu plano ou normal ao seu plano e possui seis graus de liberdade por nó. O elemento é definido por quatro nós, espessura nos quatro nós, módulo de elasticidade, densidade e módulo de Poisson.

O elemento MASS21 reproduz uma massa pontual com seis graus de liberdade, sendo três rotações e três translações. É permitido que se seja associado para cada direção um valor de massa e de inércia rotacional. Este elemento foi utilizado para a modelagem do corrimão e guarda-corpo da passarela e, além disso, foi usado em conjunto com o elemento COMBIN14 na modelagem dos amortecedores de massa sintonizados (AMS). Para as análises deste trabalho não foi considerada a inércia rotacional.

O elemento COMBIN14 é do tipo mola-amortecedor, definido por dois nós, uma rigidez (K) e um coeficiente de amortecimento (CV). O coeficiente de amortecimento é formado por duas parcelas, a saber: CV1, utilizado para solução linear e CV2, utilizado para produzir um efeito de amortecimento não-linear. Neste trabalho a parcela CV2 não foi utilizada. Estes elementos foram associados a elementos MASS21 para permitir a obtenção de elementos do tipo massa-mola-amortecedor que simulam os amortecedores de massa sintonizados (AMS).

## 6.2 - PROGRAMA PSM – SIMULADOR DE PESSOAS EM MOVIMENTO

Os carregamentos dinâmicos utilizados na análise da passarela foram obtidos através do programa PSM, desenvolvido inicialmente por Estefani (2000). Este programa já realizava o cálculo de esforços produzidos na direção vertical pela ação humana de caminhar, porém no presente trabalho foi implementada uma rotina que calcula também esforços produzidos na direção vertical pela ação humana de correr. O programa PSM utiliza a função semi-senoidal de Wheeler (1982) para realizar o cálculo dos esforços:

$$F(t) = F \operatorname{sen}\left(\frac{\pi \times t}{ct}\right) \quad (6.1)$$

onde:

$F = P_0 \times ci$  (sendo  $P_0$  o peso estático da pessoa e  $ci$  o coeficiente de impacto);

$ct$  = tempo de contato entre o pé do pedestre e o piso.

Os dados de entrada do programa são dados na Tab. 6.1. Os parâmetros comprimento de passo, velocidade de avanço, coeficiente de impacto e tempo de contato são calculados a partir da frequência de passo estabelecida para a análise, através dos gráficos de Wheeler dados na Fig. 3.4.

O programa calcula as forças verticais produzidas pelo movimento de uma ou mais pessoas caminhando ou correndo no mesmo sentido ou em sentido contrário sobre a passarela.

Sendo assim, as forças são calculadas conforme sua variação no tempo e no espaço (Fig. 6.1), e são transmitidas para os nós da estrutura de acordo com as Eqs. (6.2) e (6.3) abaixo.

$$F_i(t) = \frac{F(t) \times \delta_j}{L_{i,j}} \quad (6.2)$$

$$F_j(t) = \frac{F(t) \times \delta_i}{L_{i,j}} \quad (6.3)$$

onde:

$F(t)$  = Carga gerada por pedestres em um ponto da estrutura em um dado instante de tempo;

$F_i(t)$  = Parcela da carga  $F(t)$  distribuída para o nó i;

$F_j(t)$  = Parcela da carga  $F(t)$  distribuída para o nó j;

$\delta_i$  = distância da carga  $F(t)$  ao nó i;

$\delta_j$  = distância da carga  $F(t)$  ao nó j;

$L_{i,j}$  = distância entre os nós i e j.

Tabela 6.1 – Dados de entrada do programa PSM.

DADOS DE ENTRADA	IDENTIFICAÇÃO
Número de vãos da passarela	N
Número de identificação de cada nó	NN(i)
Comprimento dos vãos	L (m)
Comprimento de passo	sl (m)
Tempo de contato	ct
Velocidade de avanço	fs (m/s)
Intervalo de tempo entre medições de força	dt (s)
Peso estático do pedestre	$P_0$ (N)
Coefficiente de impacto	ci
Tipo de análise – tp	1 = pessoas no mesmo sentido 2 = pessoas em sentidos opostos
Nº. de identificação de cada nó em sentido oposto	NNV(i)
Nº. de indivíduos que farão o movimento	ni

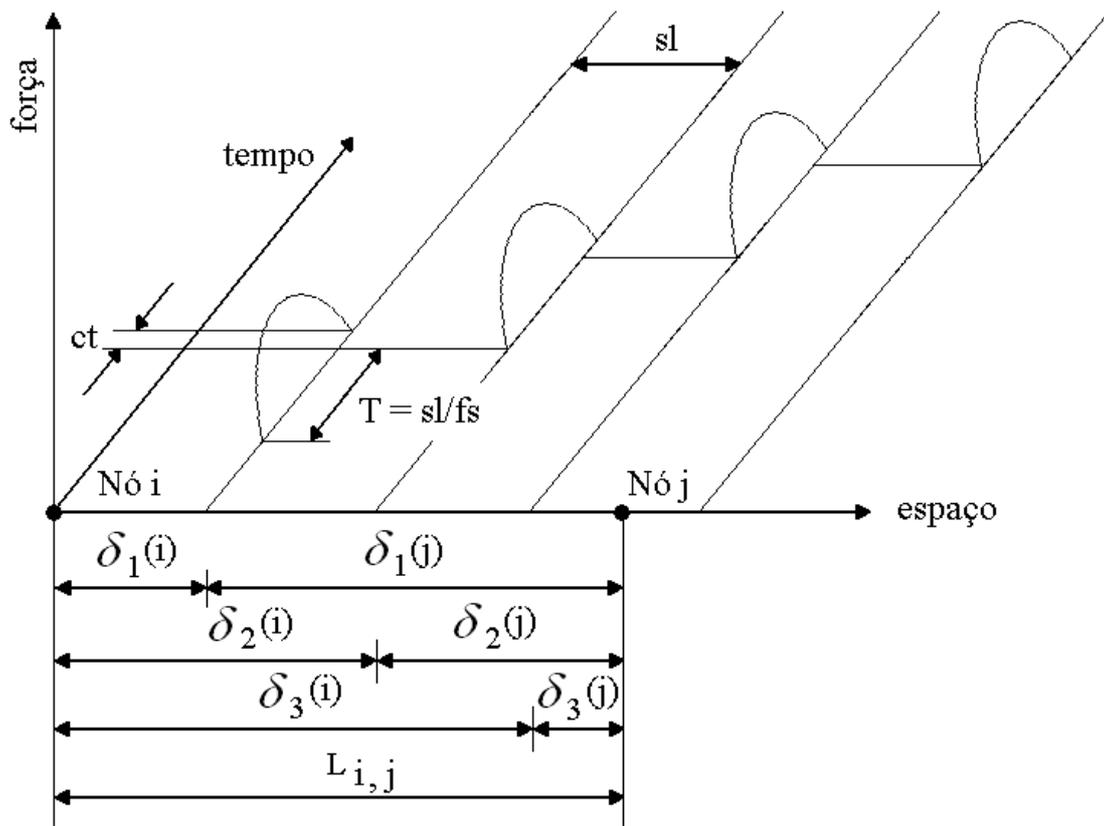


Figura 6.1 - Cálculo dos carregamentos dinâmicos (Baltar, 2000).

## 7 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A passarela de pedestres analisada neste trabalho está situada sobre a Estrada Parque de Indústria e Abastecimento (EPIA), trecho Cruzeiro Novo / CEASA, na cidade de Brasília.

A Fig. 7.1 mostra uma foto panorâmica da passarela sobre a EPIA. As cinco áreas circulares são cogumelos, lajes sobre pilares que interligam os vãos. Os dois vãos que apontam para a região inferior da foto são inclinados, bem como o vão que aponta para o lado esquerdo e o que aponta para o lado superior da foto. Os outros quatro vãos são horizontais.

A passarela está situada sobre um trecho da rodovia BR 040, que atravessa uma área industrial do Distrito Federal, havendo fluxo de veículos pesados no local. Por isso a passarela é muito utilizada pelos pedestres. Além disso, ao final de três das rampas (as que apontam para os lados superior e inferior da foto mostrada na Fig. 7.1) existem paradas de ônibus incorporadas à estrutura da passarela no nível da rua, fato este que também propicia a utilização da passarela pelos pedestres.



Figura 7.1 – Foto panorâmica da passarela sobre a EPIA (Google<sup>TM</sup>, 2005).

Google Earth. Acesso em: 19 jun 2006.

A passarela é formada por quatro vãos inclinados (rampas de acesso) de 51,2m de comprimento, e quatro vãos horizontais, sendo que dois deles possuem 31,3m e os outros dois possuem 34,1m de comprimento. Os vãos são ligados por estruturas circulares denominadas cogumelos, constituídas de uma laje apoiada sobre um pilar de concreto armado. Observa-se na Fig. 7.2 um vão horizontal da passarela e um cogumelo.



Figura 7.2 – Trecho horizontal da passarela sobre a EPIA.

A estrutura da passarela é formada por duas treliças planas em aço ligadas uma à outra por travessas em aço. As treliças são formadas por barras na posição diagonal (diagonais) e na posição horizontal (banzos). A largura da passarela é constante, com 2,4 m de eixo a eixo dos banzos. A Fig. 7.3 mostra em destaque uma rampa de acesso vista a partir de um vão horizontal da passarela.



Figura 7.3 – Rampa da passarela sobre a EPIA, vista a partir de trecho horizontal.

O trecho de passarela formado pela ligação de quatro barras diagonais, dois banzos superiores e dois inferiores, uma travessa superior e duas inferiores é denominado de módulo. Mostra-se na Fig. 7.4 a indicação esquemática de um trecho da passarela onde um módulo está circundado (linha tracejada) e são indicadas as posições das peças que compõem a estrutura da passarela. Cada módulo da passarela possui 2,84m de comprimento. Os vãos inclinados possuem 18 módulos cada um, enquanto que os vãos horizontais possuem 12 módulos cada.

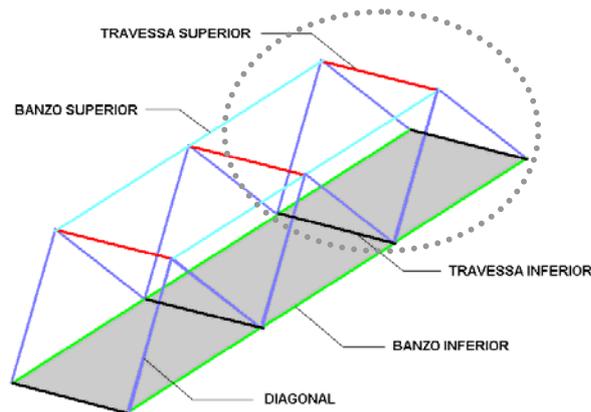


Figura 7.4 – Desenho esquemático com indicação do módulo e das peças estruturais.

Com relação às seções transversais das peças metálicas estruturais (Fig. 7.5), as diagonais possuem seção com formato hexagonal, com 92 mm de um vértice ao outro oposto. A espessura é de 6,7 mm. Algumas diagonais são reforçadas com uma chapa soldada que atravessa seu interior, com 70 mm de largura e 6,7 mm de espessura.

Os banzos superiores e inferiores possuem seção transversal retangular de 120 x 200 mm. A espessura pode ser de 6,7 mm ou de 8,0 mm. Alguns dos banzos que possuem 8,0 mm de espessura possuem também um reforço constituído por uma chapa de 120 mm de largura e de 6,7 mm de espessura, soldada na face inferior.

As travessas inferiores possuem seção de 120 x 100 mm, com espessura de 6,7 mm. As travessas superiores possuem seção de 60 x 70 mm, com espessura de 3,04 mm.

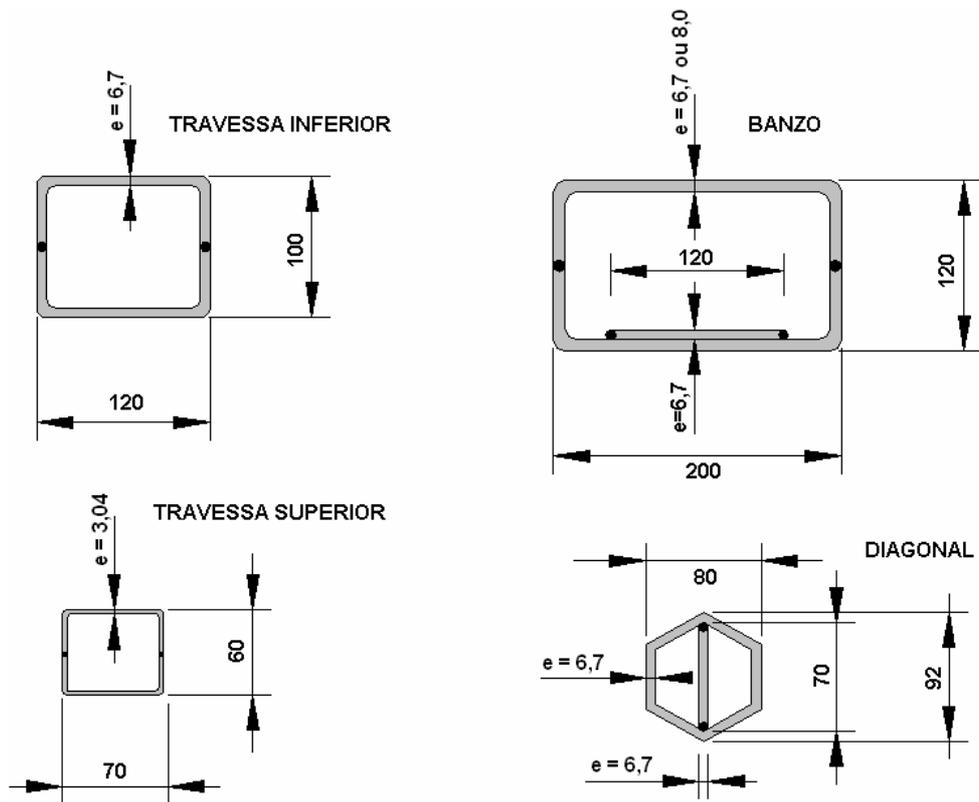


Figura 7.5 – Seções transversais das peças estruturais da passarela sobre a EPIA (un. = mm).

A ligação dos vãos inclinados e horizontais nos cogumelos (Fig. 7.6) é feita por meio de solda em chapas chumbadas sobre os cogumelos. A borda da laje de cada cogumelo possui, em toda a sua circunferência, um rebaixo (Fig. 7.7) onde os banzos inferiores são apoiados.



Figura 7.6 – Ligação entre rampas, cogumelo e trecho horizontal.

Nessa região há o encontro (região soldada) entre banzo inferior, diagonal e uma barra vertical que possui em sua região inferior uma ligação com uma caixa em chapa que abraça o banzo inferior e é soldada em uma chapa de aço que é chumbada sobre toda a borda da laje.



(a)



(b)

Figura 7.7 – a) Visão externa em detalhe de ligação entre vão e cogumelo.

b) Visão interna em detalhe de ligação entre vão e cogumelo.

No caso dos vãos horizontais, os apoios das duas extremidades são realizados em cogumelos, da forma descrita acima. Porém, com relação aos vãos inclinados, ocorre outro tipo de apoio (Fig. 7.8).



(a)



(b)

Figura 7.8 – a) Encontro entre o início de um vão inclinado e o nível da calçada.

b) Apoio intermediário de um vão inclinado.

No início do vão inclinado (Fig. 7.8a) existem dois blocos de concreto que se situam sob a ponta do vão inclinado, porém não se observa nenhum tipo de ligação consistente entre a região de concreto e os banzos inferiores. Aparentemente as estruturas conjuntas de banzos e travessas inferiores, e o piso da passarela descansam sobre essa região. Porém não se configura nesse ponto um apoio efetivo.

Na Fig. 7.8b mostra-se o apoio intermediário que cada vão inclinado possui. Após o terceiro módulo do vão, com relação à extremidade no nível da rua, existem dois pilares de concreto que apóiam cada um dos banzos inferiores. A ligação entre banzo e pilar ocorre através de uma chapa metálica com ganchos metálicos chumbados no pilar e soldados no banzo, como mostra em detalhe a Fig. 7.9.



Figura 7.9 – Detalhe do apoio intermediário de um vão inclinado (rampa de acesso).

Da ponta inferior do vão inclinado ao seu apoio intermediário existe um fechamento em alvenaria do chão até cada banzo inferior. Porém, essa alvenaria não apóia a passarela, como se pode ver nas Figs. 7.9 e 7.10. Existe uma fresta que varia entre aproximadamente 2 e 4 cm entre a alvenaria e banzo inferior. Na Figura 7.10 observa-se facilmente como a ponta do banzo inferior não é efetivamente apoiada.



Figura 7.10 – Detalhe do banzo inferior no início de uma rampa.

Todas as ligações entre as peças metálicas componentes da passarela foram realizadas através de solda (Fig. 7.11).

Para aumentar a rigidez das ligações foram utilizados enrijecedores em chapa metálica, também soldados nas ligações entre peças.



Figura 7.11 – a) Ligação entre banço inferior e diagonais.

b) Ligação entre diagonais, banço e travessa superior.

A cobertura da passarela é confeccionada em placas arqueadas de argamassa armada, com aproximadamente 2,84 m de comprimento, 2,4 m de largura em planta, arco com 1,74 m de raio, e 2 cm de espessura. As laterais da cobertura se apóiam sobre os banços superiores (Fig. 7.12a).

O piso da passarela (Figs. 7.12b e 7.13a) é composto por placas de concreto armado pré-fabricadas, que possuem por volta de 0,4 m de largura e aproximadamente 2,84 m de comprimento. As placas possuem espessura de 3 cm e em suas bordas as mesmas contêm nervuras que possuem 12 cm de altura por 5 cm de largura aproximadamente.

O corrimão e o guarda-corpo (Fig. 7.13b) são compostos por barras com seções tubulares em aço, ligadas às faces internas das diagonais por pequenas barras de ferro redondo. A barra do corrimão possui 2 1/2” de diâmetro com espessura de 1,6 mm. As três barras que formam o guarda-corpo possuem 1 1/2” de diâmetro com 1,6 mm de espessura.



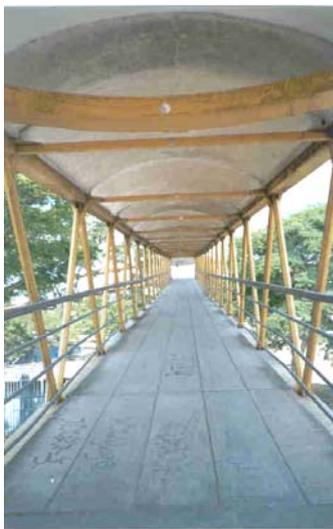
(a)



(b)

Figura 7.12 – a) Cobertura em argamassa armada apoiada no banzo superior.

b) Piso em placas de concreto armado apoiadas nas travessas inferiores.



(a)



(b)

Figura 7.13 – a) Visão superior do piso em placas de concreto armado.

b) Corrimão e guarda-corpo da passarela.

Na Tab. 7.1 são mostradas as propriedades dos materiais que compõem a passarela e que foram consideradas nas análises numéricas do presente estudo.

Tabela 7.1 – Propriedades dos materiais que compõem a passarela sobre a EPIA.

Material	Módulo de elasticidade (N/m <sup>2</sup> )	Peso específico (N/m <sup>3</sup> )
Aço SAC 41	$2,074 \times 10^{11}$	$7,86 \times 10^4$
Concreto Armado	$2,9 \times 10^{10}$	$2,5 \times 10^4$
Argamassa Armada	-	$2,2 \times 10^4$

Os valores das propriedades de materiais dados na Tab. 7.1 foram retirados do trabalho anterior realizado por Baltar (2000). Sabe-se que o valor do módulo de elasticidade do concreto tem uma influência importante no comportamento do modelo, pois além de ter uma variação com relação ao traço de concreto considerado, altera-se com relação ao tempo devido ao endurecimento natural do material. Por isso, para ter-se um valor mais preciso, aconselha-se a realização de um ensaio, como cravação de pinos, esclerometria ou ultra-som, para avaliação desta propriedade.

Na Fig. 7.14 apresenta-se um desenho esquemático da seção transversal da passarela, com indicação dos seus itens componentes.

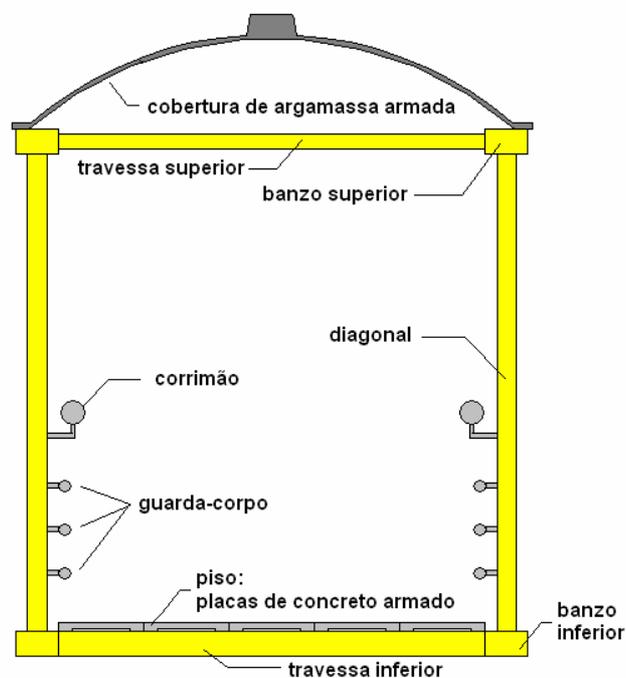


Figura 7.14 – Seção transversal da passarela.

## 8 - ESTUDO NUMÉRICO

### 8.1 - VÃO INCLINADO

#### 8.1.1 - MODELO DO VÃO INCLINADO EM ELEMENTOS FINITOS

Um vão inclinado típico da passarela foi modelado em elementos finitos no programa ANSYS (1995), com a discretização mostrada na Fig. 8.1 e Tab. 8.1.

Todas as peças estruturais metálicas foram modeladas como elementos de pórtico espacial do tipo BEAM4. O piso foi discretizado utilizando-se elementos do tipo SHELL63 e a cobertura foi considerada como massa distribuída sobre os banzos superiores. O corrimão e o guarda-corpo foram modelados como massas concentradas nos nós inferiores das treliças planas, com elementos do tipo MASS21.

Sabe-se que a modelagem de uma estrutura como esta, com diferentes materiais e muitos graus de liberdade é complexa, e que o ideal é que se possam realizar testes experimentais para que se possa calibrar o modelo teórico. Porém, isto está fora do escopo deste trabalho. Acredita-se que a maior dificuldade se encontra em representar adequadamente o corrimão e guarda-corpo da estrutura e o piso. Com relação ao corrimão e guarda-corpo observa-se que é formado por barras com seções transversais até consideráveis, podendo introduzir rigidez à estrutura, porém a ligação dessas barras na estrutura é realizada através de ferros redondos de baixa rigidez aparente, conforme mostra a Fig. (7.13b) e por isso, decidiu-se modelar estes componentes como massas pontuais, simplificando o modelo e desprezando a contribuição de rigidez que poderiam fornecer à estrutura. Quanto ao piso, sabe-se que é difícil determinar a contribuição de sua rigidez através de uma análise computacional, sem o auxílio de resultados experimentais. Neste trabalho o piso da passarela foi modelado de forma contínua e apoiado somente nas travessas inferiores da passarela. A real contribuição de rigidez desse piso poderá ser determinada com mais precisão em um trabalho futuro, através da calibração do modelo teórico.

O vão inclinado ficou então discretizado com 791 elementos, sendo 308 elementos BEAM4, 445 elementos SHELL63 e 38 elementos MASS21 nos nós inferiores das treliças.

O CEB (1991) define para a taxa de amortecimento de passarelas de material compósito, que é o caso da estrutura em questão (aço e concreto armado), o valor médio de 0,6% e o valor mínimo de 0,3%. Neste trabalho, adotou-se o valor de 0,4%, que está dentro do intervalo proposto pelo CEB (1991) e é um valor que pode ser considerado a favor da segurança.

O vão inclinado típico foi considerado como simplesmente apoiado em um cogumelo (nós 73 e 74), em dois pilares intermediários (nós 13 e 14), e com a extremidade livre no ponto onde toca o solo (nós 1 e 2). A ligação entre um vão inclinado e um cogumelo foi considerada apenas no banzo inferior, portanto os nós 81 e 82 foram considerados como livres, desta forma a ligação inferior é que efetivamente apóia o vão inclinado. Acredita-se estar a favor da segurança, com esta configuração.

Os nós 75 e 76 representam a ligação entre os banzos superiores e a estrutura de uma pequena cobertura que funciona como parada de ônibus no nível do solo. Esses pontos foram considerados como livres, desprezando-se esta ligação que aparentemente não tem nenhuma função estrutural.

Tabela 8.1 – Elementos utilizados na modelagem de um vão inclinado.

Peça da estrutura	Elemento	Quantidade	Cor
Diagonais	Pórtico espacial	68	
Diagonais reforçadas	Pórtico espacial	6	
Travessas	Pórtico espacial	superiores = 21	
	Pórtico espacial	inferiores = 119	
Banzos – e = 6,7 mm	Pórtico espacial	superiores = 24	
	Pórtico espacial	inferiores = 26	
Banzos – e = 8,0 mm s/ reforço	Pórtico espacial	superiores = 8	
	Pórtico espacial	inferiores = 2	
Banzos – e = 8,0 mm c/ reforço	Pórtico espacial	superiores = 10	
	Pórtico espacial	inferiores = 10	
Corrimão e guarda corpo	Massa concentrada	38	
Travessas inferiores na extremidade	Pórtico espacial	14	
Piso	Placa tridimensional	445	

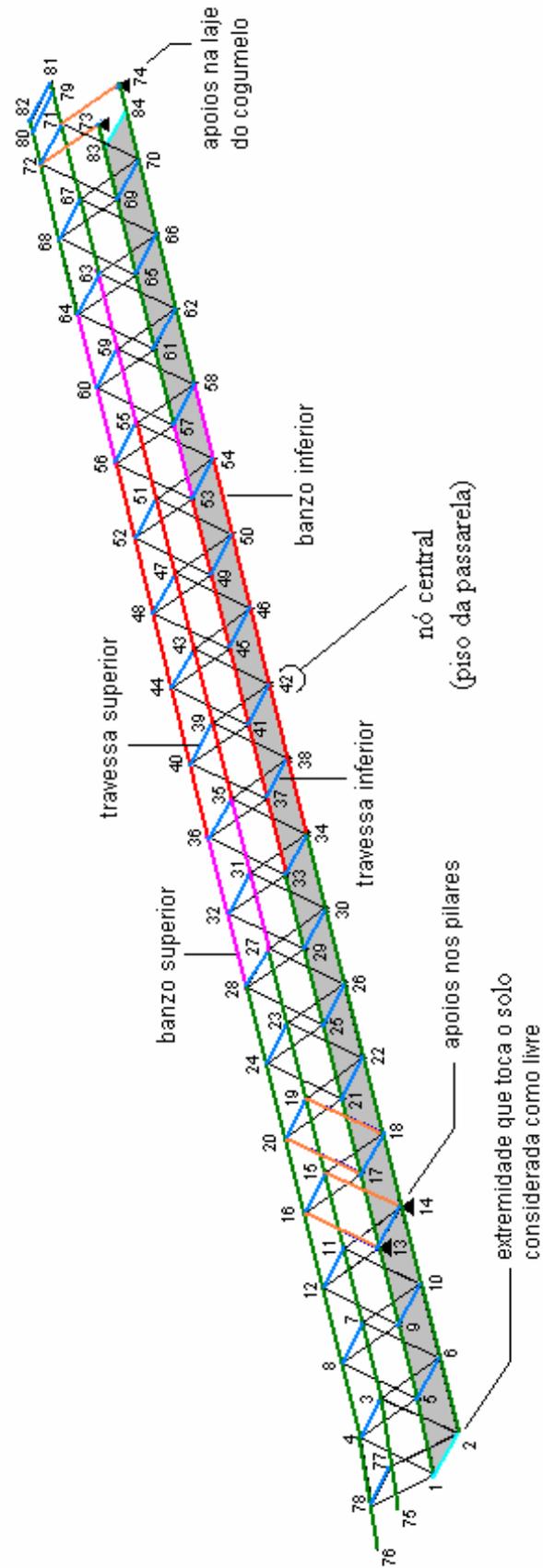


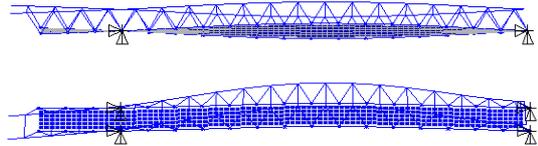
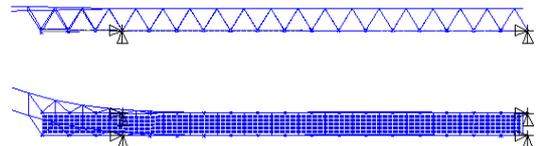
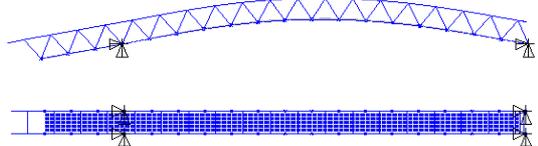
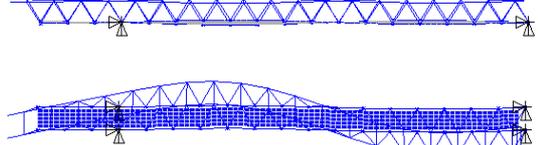
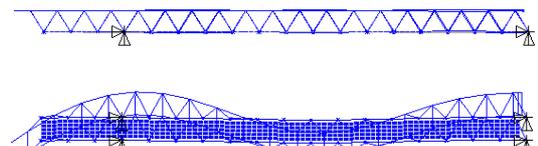
Figura 8.1 – Discretização de um vão inclinado da passarela.

### 8.1.2 - ANÁLISE MODAL – VIBRAÇÕES LIVRES – VÃO INCLINADO

Após a modelagem do vão inclinado da passarela no programa ANSYS (1995), foi realizada uma análise de vibrações livres onde foram determinadas as frequências naturais e os modos de vibração. Os dez primeiros modos de vibração e frequências estão apresentados na Tab 8.2.

Observa-se que as seis primeiras frequências naturais obtidas encontram-se abaixo de 5 Hz, e portanto no intervalo crítico indicado na literatura para ocorrência de vibrações excessivas em passarelas de pedestres.

Tabela 8.2 – Análise de vibrações livres de um vão inclinado da passarela sobre a EPIA.

Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Descrição do Modo de Vibração	Vista do Modo de Vibração
1	1,9997	1º modo de flexão lateral (c/ torção)	
2	2,8940	2º modo de flexão lateral	
3	2,9905	1º modo de flexão vertical	
4	3,5249	3º modo de flexão lateral	
5	4,0560	4º modo de flexão lateral	

6	4,5527	5° modo de flexão lateral	
7	5,2293	6° modo de flexão lateral	
8	5,5048	1° modo de torção	
9	6,2347	7° modo de flexão lateral	
10	7,0197	2° modo de torção	

### 8.1.3 - ANÁLISE EM VIBRAÇÕES FORÇADAS

#### 8.1.3.1 - Movimento Assíncrono

Neste tópico são apresentadas simulações de pedestres atravessando a passarela com movimentos não totalmente sincronizados, que serão simplesmente denominados de movimentos assíncronos. Com relação à taxa de passo tem-se sincronia de movimentos, porém quanto à fase não se tem sincronia. Foram consideradas três diferentes frequências: 1,8 Hz, 2,5 Hz e 2,9905 Hz (esta última relacionada ao primeiro modo de flexão vertical da passarela). O peso de cada pedestre foi considerado como 800 N em todas as análises deste trabalho. O coeficiente de impacto ( $c_i$ ) foi considerado como 1,17 para pedestres caminhando à frequência de 1,8 Hz, 2,19 para pedestres correndo à frequência de 2,5 Hz e 5,08 para pedestres correndo à frequência de 2,9905 Hz, nesta análise e nas demais deste trabalho.

Os resultados em cada simulação (acelerações e deslocamentos) são comparados com os limites de serviço descritos no capítulo 4. Observa-se que, com respeito aos limites apresentados para a aceleração, algumas normas apresentam também a carga a ser considerada na simulação (representada por um número limitado de pedestres sobre a passarela) e até formas de encontrar a aceleração máxima na estrutura (BS 5400, 1978 e ONT, 1991). Porém outras normas ou autores não especificam a quantidade de pedestres a ser considerada na avaliação da passarela (CEB 1991, Bachmann, 2002). Na avaliação deste trabalho os resultados de acelerações com 1, 5, 10 e 20 pedestres serão comparados da mesma forma a todos os limites de serviço, levando-se em conta que o caso em que 20 pedestres atravessam a passarela é o mais crítico. Com este raciocínio acredita-se estar trabalhando a favor da segurança, ainda que algumas normas limitem a quantidade de pedestres a ser considerada na avaliação. É importante também ressaltar que os carregamentos gerados pelo programa PSM são na direção vertical. Porém, como são aplicados na estrutura nos nós do banzo inferior direito, fora do eixo, eles acabam produzindo um efeito de torção (acoplamento dos modos vertical e horizontal lateral) que explica as acelerações e deslocamentos na direção horizontal-lateral, que serão apresentados adiante, e deverão ser vistos com ressalvas.

No primeiro grupo de simulações foi considerada a carga produzida por pedestres caminhando em um mesmo sentido sobre a passarela com uma frequência de 1,8 Hz, que

segundo o CEB (1991) é um valor que se encontra dentro do intervalo médio de frequências para o movimento humano de caminhar.

Foram consideradas travessias de 1, 5, 10 e 20 pedestres no mesmo sentido sobre a passarela. O tempo de separação entre um pedestre e outro foi considerado como 1,0 s. As acelerações máximas encontradas são apresentadas nas Figs. 8.2 e 8.3, respectivamente na direção vertical e horizontal lateral no nó 42, de acordo com a discretização mostrada na Fig. 8.1. O lado esquerdo (a) das Figs. 8.2 e 8.3 mostra as máximas acelerações registradas na passarela, para cada caso simulado e o lado direito (b) mostra alguns dos principais critérios de serviço encontrados na literatura.

Observa-se na Fig. 8.2 que para o caso de um pedestre atravessando a passarela, a aceleração vertical máxima registrada é de  $0,058 \text{ m/s}^2$  e que atende aos principais limites de serviço sugeridos na literatura. Para um grupo de cinco pedestres, a aceleração vertical máxima encontrada é de  $0,072 \text{ m/s}^2$  e nenhum limite de serviço é ultrapassado. No caso de um grupo de dez pedestres, o valor registrado para a aceleração vertical máxima é de  $0,116 \text{ m/s}^2$  e nenhum limite de serviço é alcançado.

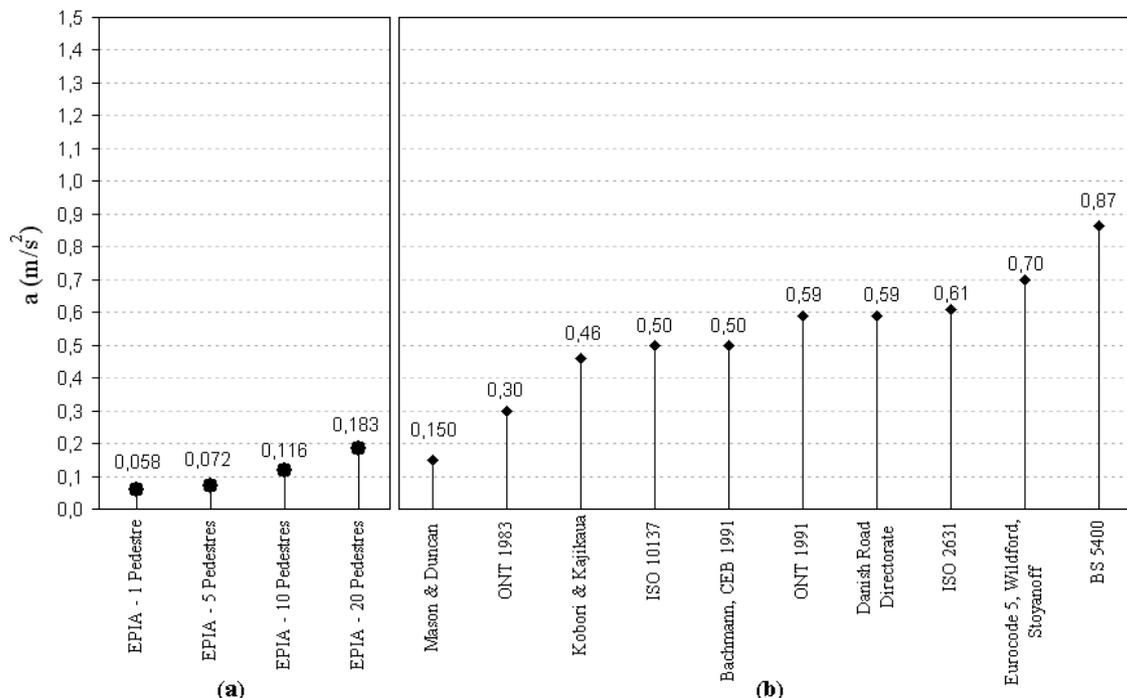


Figura 8.2 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção vertical (1,8 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

Já para um grupo de vinte pedestres, a aceleração vertical máxima encontrada é de  $0,183 \text{ m/s}^2$  e, neste caso, o limite de serviço de Mason e Duncan (1962) *apud* Zivanovic *et al* (2005b) -  $0,150 \text{ m/s}^2$  – é ultrapassado. Porém, este limite de serviço é o mais conservador e o mais antigo, assim sendo, não chega a ser preocupante.

Na Fig. 8.3, verifica-se que para o caso de um pedestre, a aceleração horizontal lateral máxima encontrada é de  $0,051 \text{ m/s}^2$  e, neste caso, o limite de serviço de Wilford (2002) *apud* Blanco *et al* (2005) -  $0,02 \text{ m/s}^2$  – é ultrapassado. Porém, trata-se de um limite de serviço muito conservador em comparação com os demais e, portanto, o fato de ter sido ultrapassado não é preocupante.

Para um grupo de cinco pedestres, a aceleração horizontal lateral máxima encontrada é de  $0,045 \text{ m/s}^2$ . Neste caso, o limite de serviço de Wilford (2002) *apud* Blanco *et al* (2005) -  $0,02 \text{ m/s}^2$  – também foi superado.

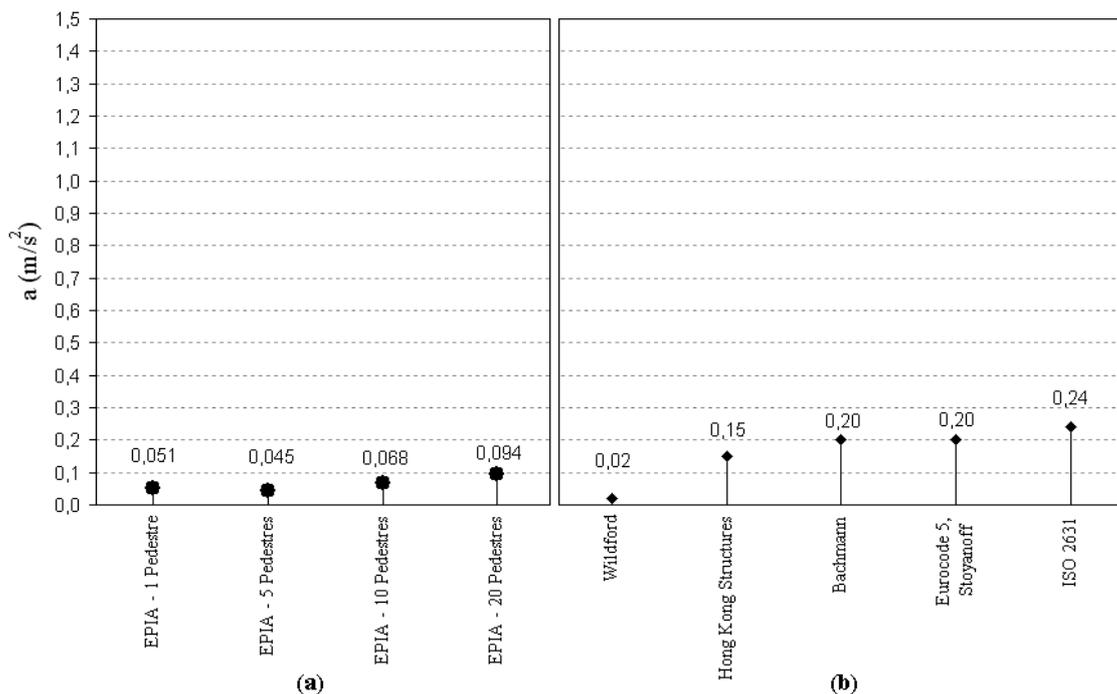


Figura 8.3 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção horizontal lateral (1,8 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

No caso de dez pedestres, a aceleração horizontal lateral máxima encontrada é de 0,068 m/s<sup>2</sup>. Neste caso novamente, o limite de serviço de Wilford (2002) *apud* Blanco *et al* (2005) - 0,02 m/s<sup>2</sup> – é ultrapassado. O mesmo ocorre para o grupo de 20 pedestres, onde a aceleração máxima encontrada é de 0,094 m/s<sup>2</sup>.

Com respeito aos deslocamentos verticais, observou-se, conforme apresentado na Tab. 8.3, que para a simulação com um pedestre a amplitude máxima de deslocamento vertical alcançada é de 0,37 mm. Este valor se encontra bem abaixo do limite de serviço de 10 mm, para evitar o efeito de *lock-in*, dado por Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005). Para os casos de cinco, dez e vinte pedestres têm-se amplitudes máximas de deslocamento vertical de 0,38 mm, 0,67 mm e 1,03 mm, respectivamente. Com relação às amplitudes de deslocamento horizontal lateral, os valores máximos também estão abaixo do limite de serviço de 2 mm, para evitar o efeito de *lock-in*, dado por Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005), conforme a Tab. 8.3.

Tabela 8.3 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento assíncrono – 1,8 Hz.

Nº de pedestres	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
1	0,37	0,16
5	0,38	0,18
10	0,67	0,30
20	1,03	0,49

No segundo grupo de simulações, considerou-se a carga produzida por pedestres correndo em um mesmo sentido sobre a passarela com uma frequência de 2,5 Hz, que segundo o CEB (1991) é um valor que se encontra no intervalo médio de frequências para o movimento humano de correr.

Travessias de 1, 5, 10 e 20 pedestres no mesmo sentido sobre a passarela foram simuladas. O tempo de separação entre um pedestre e outro foi dado por 1,0 s. As acelerações máximas registradas encontram-se nas Figs. 8.4 e 8.5, respectivamente para as direções vertical e horizontal lateral no nó 42, conforme a discretização da Fig. 8.1. Mostra-se no lado esquerdo (a) das Figs. 8.4 e 8.5 as máximas acelerações na passarela, em cada caso simulado e no lado direito (b) são apresentados alguns dos principais critérios de serviço para passarelas, encontrados na literatura consultada.

No caso de um pedestre atravessando a passarela, observa-se na Fig. 8.4 que a aceleração vertical máxima registrada é de  $0,187 \text{ m/s}^2$  e, neste caso, apenas o limite de serviço de Mason e Duncan (1962) *apud* Zivanovic *et al* (2005b) -  $0,150 \text{ m/s}^2$  – é atingido e superado.

Na simulação com um grupo de cinco pedestres, a aceleração vertical máxima encontrada é de  $0,492 \text{ m/s}^2$  e três limites de serviço são ultrapassados. Em um grupo de dez pedestres, tem-se o valor de  $0,735 \text{ m/s}^2$  para a aceleração vertical máxima, superando nove limites de serviço. Na simulação de um grupo de vinte pedestres, encontra-se a máxima aceleração vertical de  $0,599 \text{ m/s}^2$  e sete limites de serviço são ultrapassados. O fato da aceleração neste caso (20 pedestres) ter valor menor que o anterior (10 pedestres) se deve ao fato de a fase do movimento dos pedestres ser assíncrona. Essa aleatoriedade provoca uma flutuação estatística de resultados, o que pode em alguns casos fazer com que a resposta da estrutura com maior número de pedestres em movimento seja menor. Nesse caso a contribuição de alguns pedestres acaba sendo cancelada pela de outros pelo fato dos seus movimentos estarem com fase assíncrona. Dessa forma, a vibração causada por cada pedestre que entra na passarela pode contribuir ou não com o movimento da estrutura.

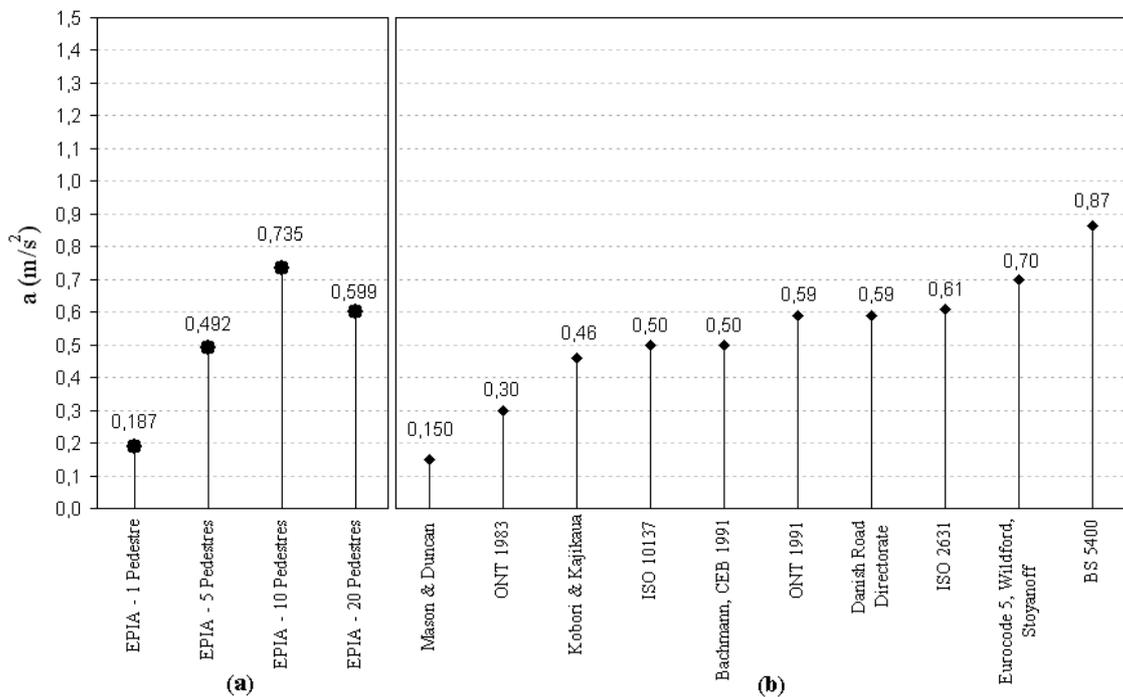


Figura 8.4 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção vertical (2,5 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

A aceleração horizontal lateral máxima, no caso de apenas um pedestre, é de  $0,063 \text{ m/s}^2$ , como mostra a Fig. 8.5. Neste caso, o limite de serviço de Michael Wilford (2002) *apud* Blanco *et al* (2005) -  $0,02 \text{ m/s}^2$  – é alcançado.

No caso em que é simulado um grupo de cinco pedestres, a aceleração horizontal lateral máxima é de  $0,100 \text{ m/s}^2$ . Neste caso, o limite de serviço de Michael Wilford (2002) *apud* Blanco *et al* (2005) -  $0,02 \text{ m/s}^2$  – também é atingido.

Considerando-se um grupo de dez pedestres, a aceleração lateral máxima é de  $0,148 \text{ m/s}^2$ , valor bem próximo ao limite sugerido na Hong Kong Structures (2002) *apud* Zivanovic *et al* (2005b).

Em um grupo de vinte pedestres, a aceleração lateral máxima é de  $0,474 \text{ m/s}^2$ . Este valor superou todos os limites de serviço indicados na Fig. 8.5.

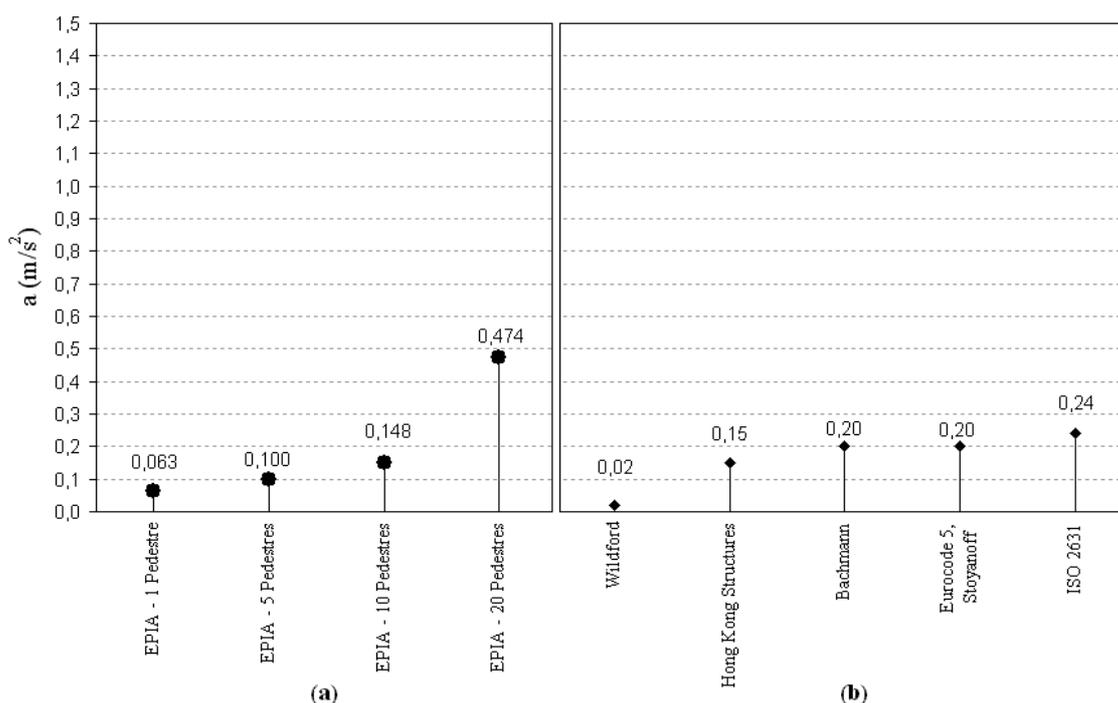


Figura 8.5 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção horizontal lateral (2,5 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

A Tab. 8.4 mostra que para a simulação com um pedestre a amplitude máxima de deslocamento vertical é de 0,54 mm. Este valor se encontra abaixo do limite de serviço de 10 mm, dado por Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005). Nos casos de cinco, dez e vinte pedestres têm-se as amplitudes de deslocamento vertical de 1,51 mm, 2,26 mm e 2,02 mm, respectivamente. Os valores máximos das amplitudes de deslocamento horizontal lateral também estão abaixo do limite de serviço de 2 mm, sugerido por Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005), nos casos de 1, 5 e 10 pedestres, conforme a Tab. 8.4.

Tabela 8.4 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento assíncrono – 2,5 Hz.

Nº de pedestres	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
1	0,54	0,17
5	1,51	0,36
10	2,26	0,61
20	2,02	1,04

O terceiro grupo de simulações corresponde a pedestres correndo em um mesmo sentido sobre a passarela com uma frequência de 2,9905 Hz, que é o valor da primeira frequência de flexão vertical da passarela.

Nas simulações realizadas com 1, 5, 10 e 20 pedestres movimentando-se no mesmo sentido sobre a passarela, o tempo de separação considerado entre um pedestre e outro foi de 0,75 s. Apresenta-se nas Figs. 8.6 e 8.7 as acelerações máximas encontradas, respectivamente para as direções vertical e horizontal lateral no nó 42, mostrado na discretização da Fig. 8.1. O lado esquerdo (a) das Figs. 8.6 e 8.7 apresenta as máximas acelerações registradas na passarela, para cada caso simulado. Alguns dos principais critérios de serviço encontrados na literatura estão no lado direito (b) de cada uma dessas figuras.

A simulação de um pedestre atravessando a passarela (Fig. 8.6) mostra que a aceleração vertical máxima registrada é de 2,094 m/s<sup>2</sup> e, neste caso, todos os limites de serviço são superados.

A aceleração vertical máxima encontrada para um grupo de cinco pedestres é de 1,518 m/s<sup>2</sup> e todos os limites de serviço são alcançados.

Sendo um grupo de dez pedestres atravessando a passarela, a aceleração vertical máxima é de  $2,302 \text{ m/s}^2$  e todos os limites de serviço são ultrapassados.

Considerando-se um grupo de vinte pedestres, a aceleração vertical máxima encontrada é de  $1,875 \text{ m/s}^2$  e novamente todos os limites de serviço são atingidos. O fenômeno de aleatoriedade relacionado à fase do movimento dos pedestres, citado anteriormente, faz com que a aceleração máxima causada por 20 pedestres seja menor que a aceleração máxima observada no movimento de 10 pedestres. Esta é a mesma razão para que a resposta da estrutura com 5 pedestres seja menor que a resposta para apenas um pedestre.

Nesse terceiro grupo de simulações observa-se que a resposta da estrutura é muito maior que nos casos anteriores. Isso se deve ao fato do movimento dos pedestres ocorrer na mesma frequência do primeiro modo vertical da estrutura, sendo este o caso mais desfavorável. Ainda que o movimento dos pedestres seja assíncrono, pode-se perceber uma sensível elevação na resposta da estrutura, em todos os casos.

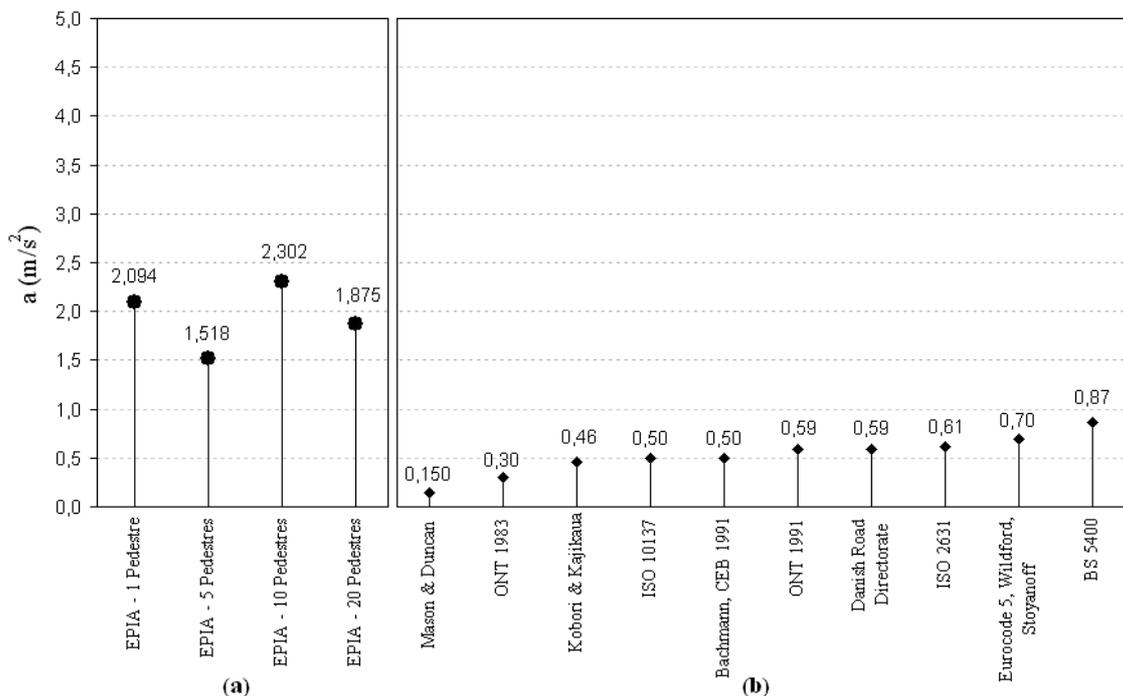


Figura 8.6 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção vertical (2,9905 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

Na resposta estrutural provocada pelo movimento de um pedestre, a aceleração horizontal lateral máxima encontrada é de  $0,195 \text{ m/s}^2$ , e neste caso dois limites de serviço são atingidos, como apresenta a Fig. 8.7.

A aceleração horizontal lateral máxima registrada para um grupo de cinco pedestres é de  $0,237 \text{ m/s}^2$ . Neste caso, quatro limites de serviço são superados.

Considerando-se um grupo de dez pedestres, a aceleração horizontal lateral máxima é de  $0,216 \text{ m/s}^2$  e, neste caso, quatro limites de serviço são ultrapassados.

Para um grupo de vinte pedestres, a aceleração horizontal lateral máxima encontrada é de  $0,216 \text{ m/s}^2$ , como no caso anterior, e novamente quatro limites de serviço são alcançados.

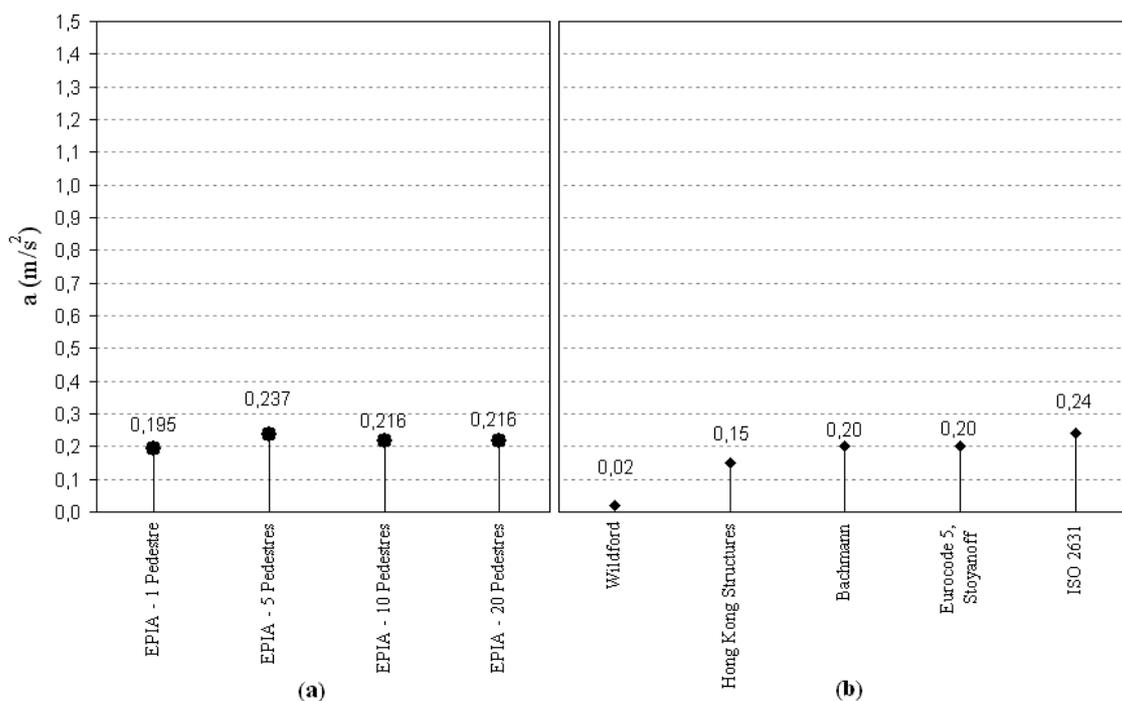


Figura 8.7 – Acelerações máximas – mov. assíncrono - direção horizontal lateral (2,9905 Hz).

a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

Observa-se, como apresentado na Tab. 8.5, que na simulação realizada com um pedestre alcança-se uma amplitude máxima de deslocamento vertical de 6,13 mm. O valor encontrado situa-se abaixo do limite de serviço de 10 mm, dado por Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al*

(2005). As amplitudes máximas de deslocamento vertical para os casos de cinco, dez e vinte pedestres são de 4,34 mm, 6,25 mm e 6,75 mm, respectivamente. O limite de serviço de 2 mm, dado por Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005), não foi ultrapassado pelos valores máximos das amplitudes de deslocamento horizontal lateral, como mostra a Tab. 8.5.

Tabela 8.5 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento assíncrono – 2,9905 Hz.

Nº de pedestres	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
1	6,13	0,19
5	4,34	0,30
10	6,25	0,27
20	6,75	0,27

### 8.1.3.2 - Movimento Síncrono

Segundo Blanco *et al* (2005), os pesquisadores concordam que para um pequeno número de pedestres (de 15 a 25 pessoas no máximo), uma perfeita sincronização entre eles pode ocorrer. Sendo assim, foram realizadas simulações com pedestres atravessando a passarela com frequências de 1,8 Hz, 2,5 Hz e 2,9905 Hz (esta última relacionada ao primeiro modo de flexão vertical da passarela), desta vez com movimentos totalmente síncronos, ou seja, com taxa de passo síncrona e fase síncrona. Este é um evento menos comum, porém trata-se do caso mais crítico e, portanto deve ser investigado.

Considerou-se no primeiro grupo de simulações o movimento de pedestres caminhando em um mesmo sentido sobre a passarela com uma frequência de 1,8 Hz, valor este que se encontra dentro do intervalo médio de frequências para o movimento humano de caminhar, segundo o CEB (1991).

Nas simulações realizadas com 1, 5, 10 e 20 pedestres caminhando no mesmo sentido sobre a passarela adotou-se o tempo de separação entre um pedestre e outro como 0,556 s. Apresenta-se nas Figs. 8.8 e 8.9 as acelerações máximas, respectivamente para as direções vertical e horizontal lateral no nó 42, que pode ser visto na discretização da Fig. 8.1. As máximas acelerações registradas na passarela, para cada caso simulado, são apresentadas no lado esquerdo das Figs. 8.8 e 8.9. O lado direito (b) dessas figuras mostra alguns dos principais critérios de serviço, encontrados na literatura pesquisada.

O movimento de um pedestre sobre a passarela provoca uma aceleração vertical máxima de  $0,058 \text{ m/s}^2$ , atendendo a todos os principais limites de serviço encontrados na literatura, como mostra a Fig. 8.8.

Um grupo de cinco pedestres provoca a aceleração vertical máxima de  $0,281 \text{ m/s}^2$ , e neste caso um limite de serviço é atingido e superado.

Dez pedestres em movimento causam uma aceleração vertical máxima de  $0,542 \text{ m/s}^2$  e cinco limites de serviço são ultrapassados.

Considerando-se vinte pedestres, a aceleração vertical máxima registrada é de  $1,052 \text{ m/s}^2$  e, neste caso, todos os limites de serviço são atingidos.

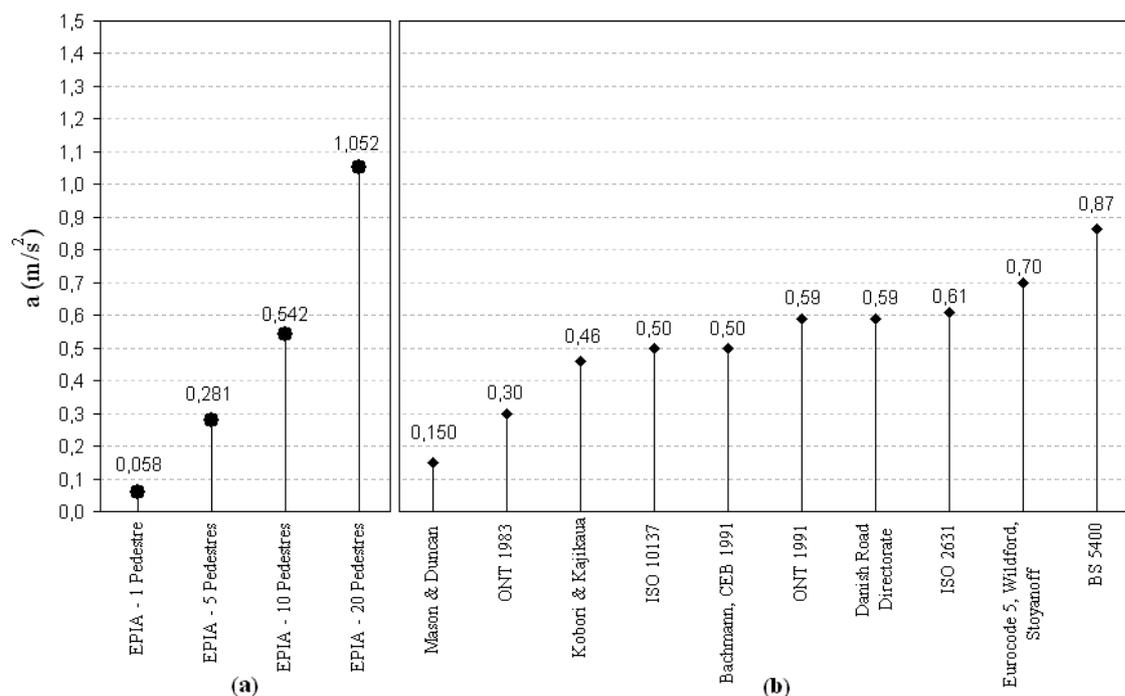


Figura 8.8 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção vertical (1,8 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

Com um pedestre em movimento sobre a passarela, a máxima aceleração horizontal lateral é de  $0,051 \text{ m/s}^2$ , como mostra a Fig. 8.9 e, neste caso, o limite de serviço de Wilford (2002) *apud* Blanco *et al* (2005) -  $0,02 \text{ m/s}^2$  – é ultrapassado. Pelo fato deste limite de serviço ser

muito conservador em comparação com os outros, não se considera relevante o fato de ter sido superado.

A simulação de um grupo de cinco pedestres revela que neste caso todos os limites de serviço encontrados na literatura são atingidos. A aceleração horizontal lateral encontrada é de  $0,247 \text{ m/s}^2$ .

Na travessia de dez pedestres encontra-se uma aceleração horizontal lateral máxima de  $0,489 \text{ m/s}^2$  e mais uma vez todos os limites de serviço são alcançados.

Simulando-se o movimento de vinte pedestres, a aceleração horizontal lateral máxima é de  $0,949 \text{ m/s}^2$ , e assim todos os limites de serviço são superados.

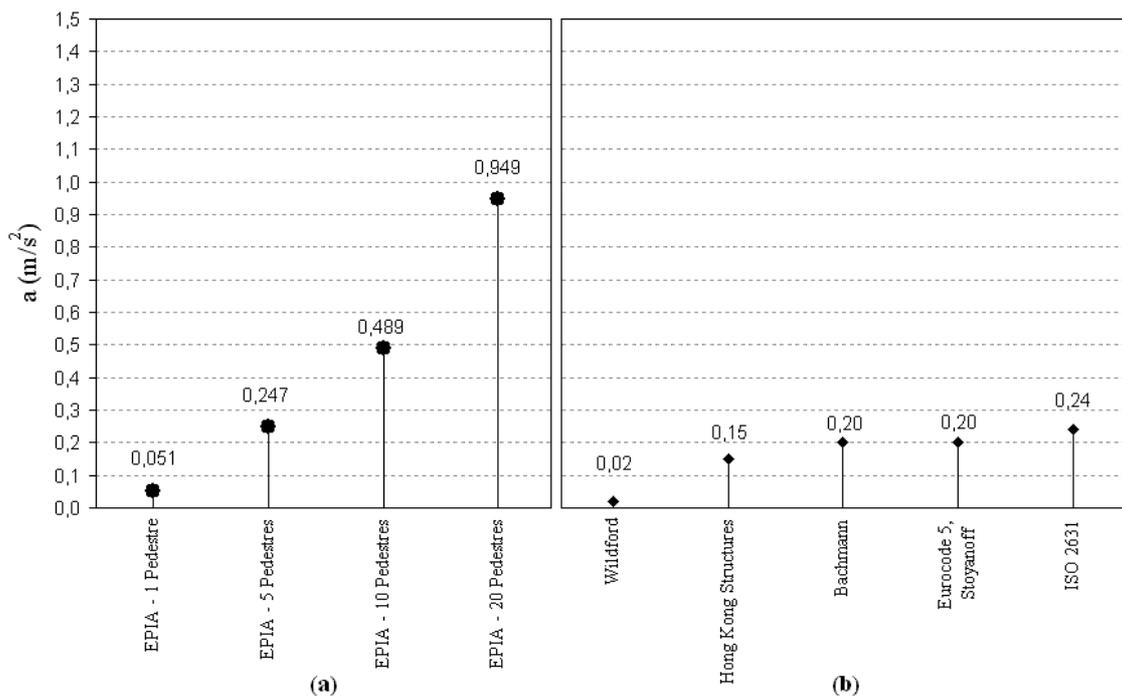


Figura 8.9 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção horizontal lateral (1,8 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

Tendo em vista os deslocamentos verticais, observou-se que na simulação com um pedestre a amplitude máxima de deslocamento vertical é de  $0,37 \text{ mm}$ , como mostra a Tab. 8.6. Para os grupos de cinco, dez e vinte pedestres têm-se os deslocamentos verticais de  $1,79 \text{ mm}$ ,  $3,19$

mm e 3,44 mm, respectivamente, todos abaixo do limite sugerido por Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005), de 10 mm. Com relação às amplitudes máximas de deslocamento horizontal lateral, o valor máximo no caso de 20 pedestres ficou acima do limite de serviço de 2 mm, dado por Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005).

Tabela 8.6 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento síncrono – 1,8 Hz.

Nº de pedestres	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
1	0,37	0,16
5	1,79	0,74
10	3,19	1,42
20	3,44	2,73

O segundo grupo de simulações foi conduzido considerando-se pedestres correndo em um mesmo sentido sobre a passarela com uma frequência de 2,5 Hz, valor este que segundo sugestão do CEB (1991) é um valor que se encontra dentro do intervalo médio de frequências para o movimento humano de correr.

Foram simulados movimentos de 1, 5, 10 e 20 pedestres, sendo que o tempo de separação entre um pedestre e outro foi de 0,40 s. Nas Figs 8.10 e 8.11 são apresentadas as acelerações máximas, respectivamente para as direções vertical e lateral no nó 42. O lado esquerdo (a) das Figs. 8.10 e 8.11 mostra as máximas acelerações registradas na passarela e o lado direito (b) apresenta alguns dos principais critérios de serviço sugeridos pela literatura.

Considerando-se um pedestre atravessando a passarela, a aceleração vertical máxima registrada é de  $0,187 \text{ m/s}^2$ , como pode ser visto na Fig. 8.10 e, neste caso, o limite de serviço de Mason e Duncan (1962) *apud* Zivanovic *et al* (2005b) -  $0,150 \text{ m/s}^2$  – é alcançado.

Com um grupo de cinco pedestres atravessando a passarela, a aceleração vertical máxima é de  $0,743 \text{ m/s}^2$  e são superados nove limites de serviço.

Todos os limites de serviço são superados, considerando-se dez pedestres correndo sobre a passarela. A aceleração vertical máxima encontrada é de  $1,123 \text{ m/s}^2$ .

Novamente são alcançados todos os limites de serviço, com um grupo de vinte pedestres. A aceleração máxima é neste caso de  $1,281 \text{ m/s}^2$ .

Observa-se que nessas simulações de movimento síncrono as respostas máximas da estrutura são bem superiores às das simulações com pedestres correndo em movimento assíncrono à frequência de 2,5 Hz, cujos resultados foram de  $0,492 \text{ m/s}^2$ ,  $0,735 \text{ m/s}^2$  e  $0,599 \text{ m/s}^2$  para os casos de 5, 10 e 20 pedestres, respectivamente.

Percebeu-se ainda que, passando-se do caso de 10 para 20 pedestres houve aumento da resposta e não uma redução como ocorreu no caso correspondente de movimento assíncrono.

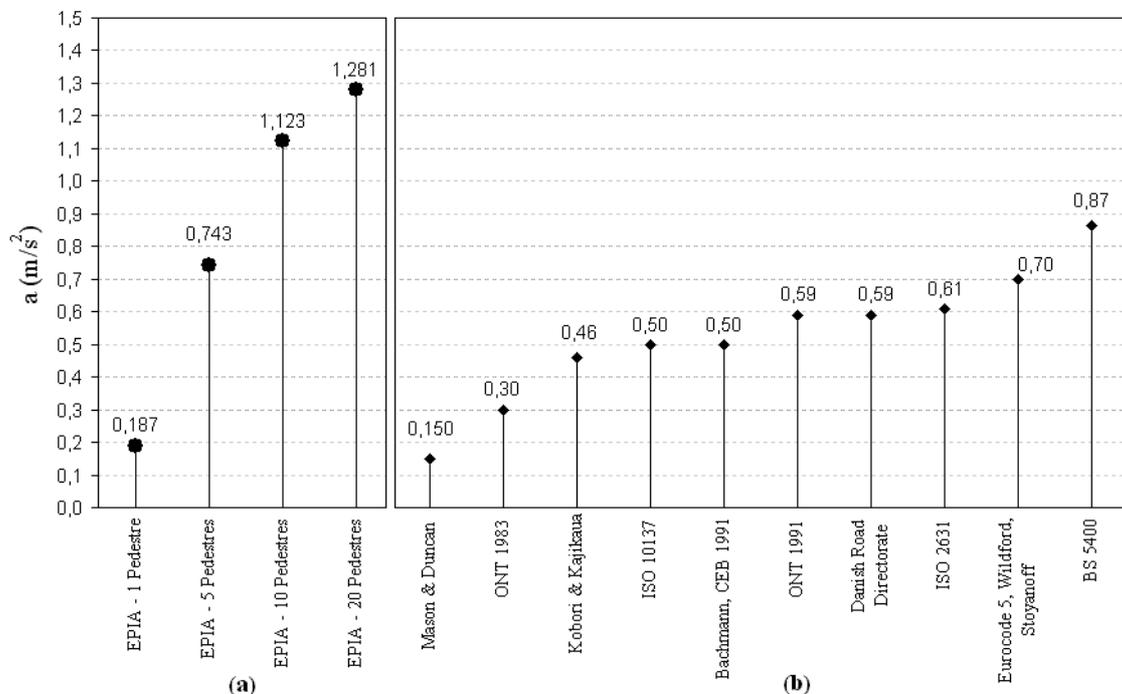


Figura 8.10 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção vertical (2,5 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

O limite de serviço de Michael Wilford (2002) *apud* Blanco *et al* (2005) -  $0,02 \text{ m/s}^2$  – é ultrapassado na simulação com um pedestre, como pode ser verificado na Fig. 8.11. A aceleração horizontal lateral máxima encontrada é de  $0,063 \text{ m/s}^2$ .

Os limites de serviço são todos atingidos na simulação que considera cinco pedestres sobre a passarela. A aceleração horizontal lateral máxima é de  $0,245 \text{ m/s}^2$ .

Para a simulação com dez pedestres, a aceleração horizontal lateral máxima registrada é de  $0,294 \text{ m/s}^2$ , e neste caso todos os limites de serviço são alcançados.

No caso em que foram considerados vinte pedestres correndo sobre a passarela, a aceleração horizontal lateral máxima encontrada é de  $0,407 \text{ m/s}^2$ , e novamente todos os limites de serviço encontrados na literatura são superados.

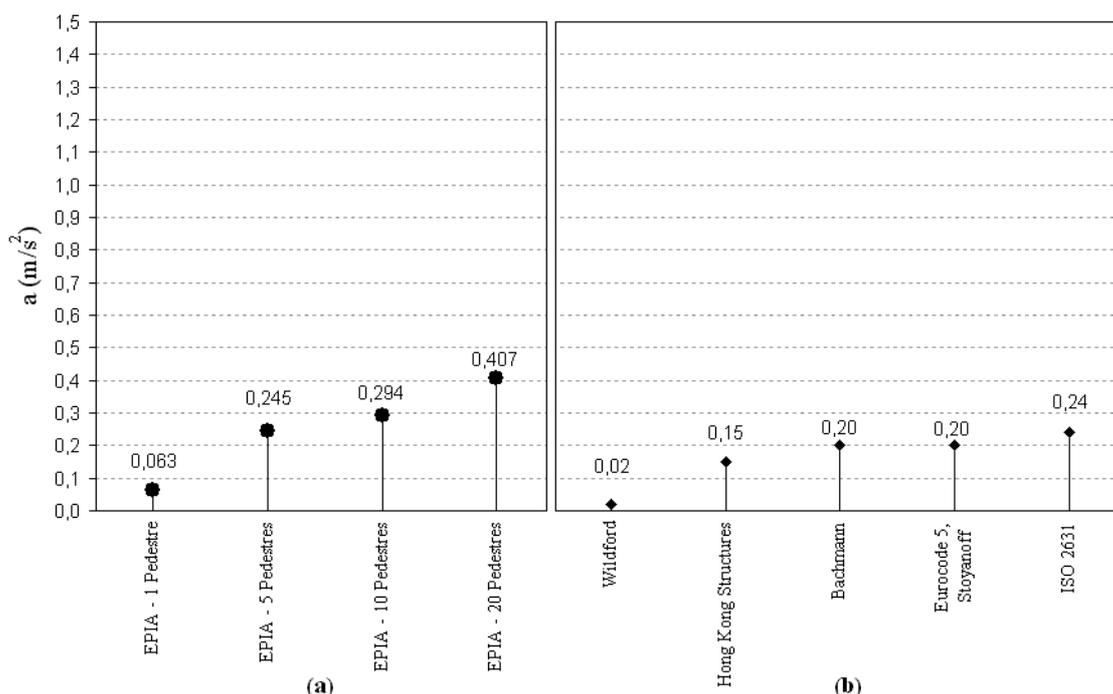


Figura 8.11 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção horizontal lateral (2,5 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

Na travessia de um pedestre a amplitude máxima de deslocamento vertical alcançada foi de 0,54 mm, como mostra a Tab. 8.7. Nas simulações com cinco, dez e vinte pedestres têm-se amplitudes máximas de 2,20 mm, 3,82 mm e 3,82 mm, respectivamente. Todos se encontram abaixo do limite de 10 mm, de Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005). Com relação às amplitudes máximas de deslocamento horizontal lateral, os valores máximos ficaram abaixo do limite de serviço de 2 mm, de Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005).

Tabela 8.7 – Deslocamentos no nó 42 - vão inclinado – movimento síncrono – 2,5 Hz.

Nº de pedestres	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
1	0,54	0,17
5	2,20	0,62
10	3,82	1,16
20	3,82	1,60

Considerou-se, no terceiro grupo de simulações, pedestres correndo em um mesmo sentido sobre a passarela com uma frequência de 2,9905 Hz (valor da primeira frequência de vibração vertical da passarela).

Realizaram-se simulações com 1, 5, 10 e 20 pedestres e adotou-se como tempo de separação entre pedestres o valor de 0,334 s. As acelerações máximas da estrutura são apresentadas nas Figs. 8.12 e 8.13, respectivamente para as direções vertical e lateral no nó 42. O lado esquerdo (a) das Figs. 8.12 e 8.13 mostra as máximas acelerações registradas na estrutura em cada caso simulado. O lado direito (b) mostra alguns dos principais critérios de serviço sugeridos na literatura.

Observa-se na Fig. 8.12 que para o caso de um pedestre atravessando a passarela, a aceleração vertical máxima registrada é de  $2,094 \text{ m/s}^2$  e, neste caso, todos os limites de serviço são superados.

Para um grupo de cinco pedestres, a aceleração vertical máxima atinge o valor de  $10,940 \text{ m/s}^2$  e todos os limites de serviço são ultrapassados. A aceleração vertical máxima encontrada, para um grupo de dez pedestres, é de  $20,770 \text{ m/s}^2$  e todos os limites de serviço são atingidos e superados. Na simulação com vinte pedestres, encontra-se uma aceleração vertical máxima de  $33,480 \text{ m/s}^2$ , superando novamente todos os limites de serviço.

Nessa simulação observou-se que a resposta da estrutura foi muito superior à de todos os casos anteriores. Isso se deve ao fato do movimento dos pedestres ocorrer na mesma frequência do primeiro modo vertical da estrutura e, além disso, estar ocorrendo de forma síncrona. Tem-se agora bem caracterizado o fenômeno da ressonância da estrutura.

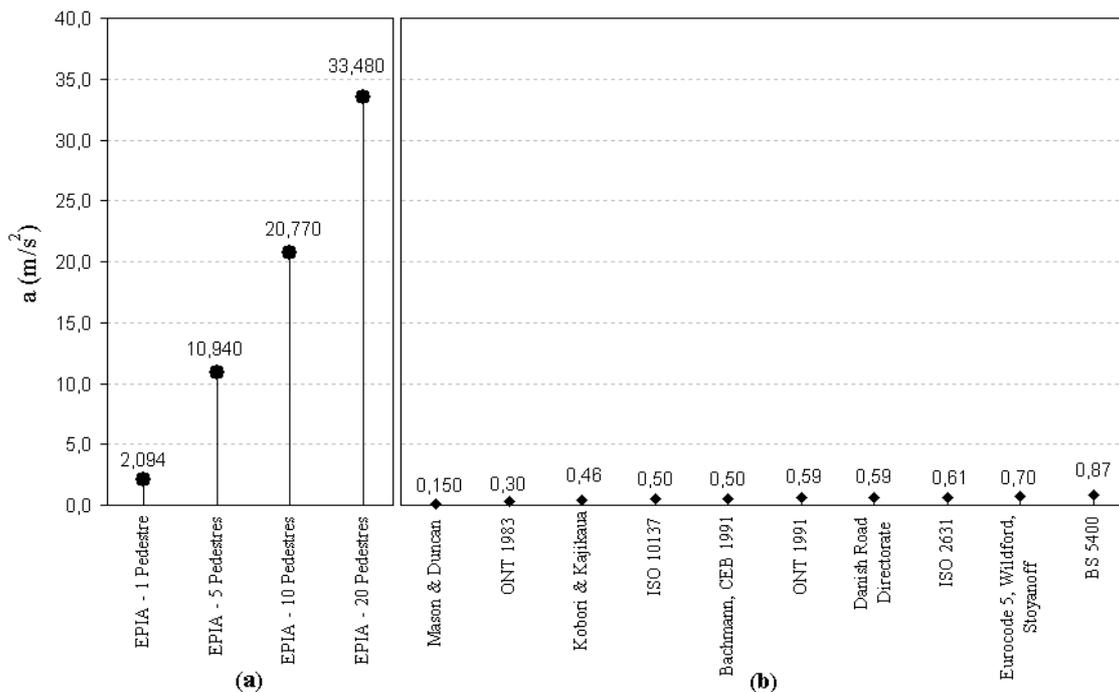


Figura 8.12 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção vertical (2,9905 Hz).

(a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

O valor de  $0,195 \text{ m/s}^2$  da aceleração horizontal lateral máxima na simulação com um pedestre supera dois limites de serviço, segundo a Fig. 8.13.

No caso de cinco pedestres, a aceleração horizontal lateral máxima encontrada é de  $0,751 \text{ m/s}^2$ , ultrapassando todos os limites de serviço.

A aceleração horizontal lateral máxima encontrada para um grupo de dez pedestres é de  $0,944 \text{ m/s}^2$ , mais uma vez acima de todos os limites de serviço.

Para um grupo de vinte pedestres, a aceleração horizontal lateral máxima encontrada é de  $0,870 \text{ m/s}^2$ , e novamente todos os limites de serviço são superados.

O fato de a resposta com 20 pedestres ser inferior à da resposta com 10 pedestres pode ser explicado, pois o movimento deles é síncrono com relação à direção vertical e não à horizontal lateral. Além disso, como citado anteriormente, as respostas horizontais discutidas neste trabalho são atribuídas ao efeito de acoplamento dos modos vertical e horizontal lateral,

peelo fato do carregamento de pedestres ser aplicado fora do eixo da passarela. Por isso, aumentando-se o número de pedestres, não necessariamente aumenta-se a resposta da estrutura na direção horizontal lateral.

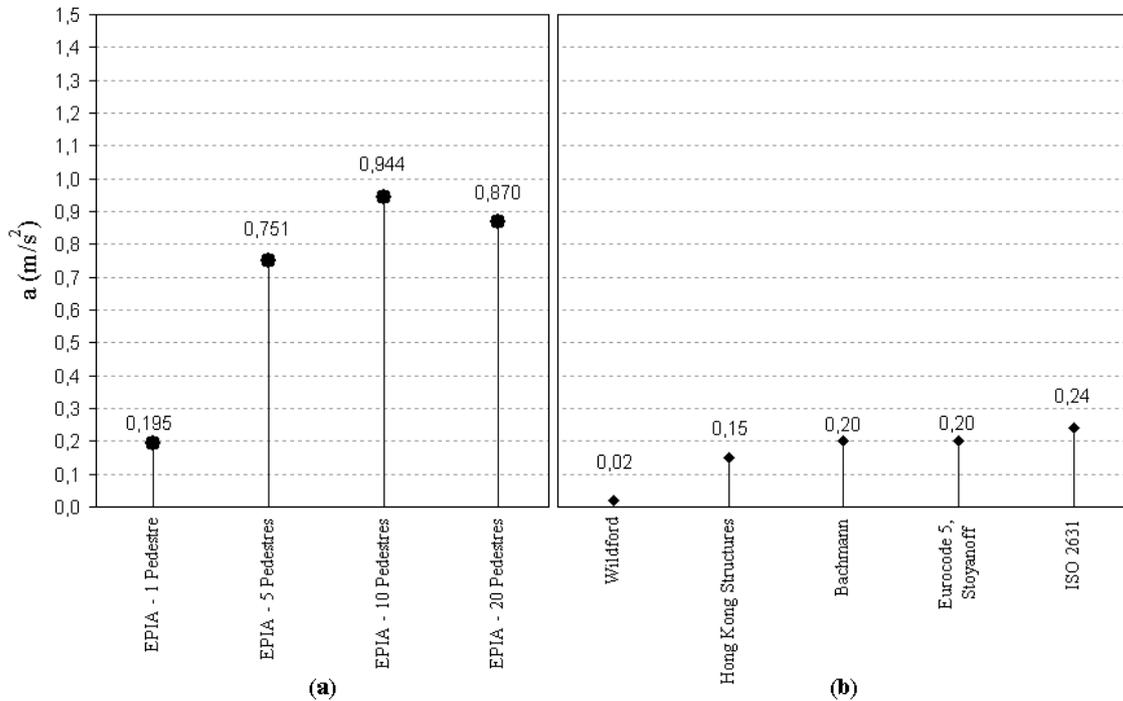


Figura 8.13 – Acelerações máximas – mov. síncrono - direção lateral (2,9905 Hz).

a) acelerações máximas na passarela.

(b) limites de serviço encontrados em Pimentel (1997), Blanco *et al* (2005), Krenk *et al* (2005) e Zivanovic *et al* (2005).

Observou-se, conforme apresentado na Tab. 8.8, que para a simulação com um pedestre a amplitude de deslocamento vertical máxima alcançada foi de 6,13 mm.

Nas simulações com cinco, dez e vinte pedestres obtiveram-se amplitudes de deslocamento vertical de 31,84 mm, 60,02 mm e 95,90 mm, respectivamente. Estes valores estão muito acima do limite de 10 mm, sugerido por Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005), para amplitudes de deslocamento na direção vertical.

Com relação às amplitudes de deslocamento lateral, em nenhum caso o limite de Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005), de 2 mm, foi ultrapassado.

Tabela 8.8 – Deslocamentos do nó 42 - vão inclinado – movimento síncrono – 2,9905 Hz.

Nº de pedestres	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
1	6,13	0,19
5	31,84	0,79
10	60,02	1,11
20	95,90	0,94

Na Fig.8.14 é mostrada a evolução no tempo da aceleração na região central da estrutura, representada pelo nó 42 (conforme discretização mostrada na Fig. 8.1) durante a travessia de 20 pedestres correndo e provocando um carregamento na passarela com frequência de 2,9905 Hz, que corresponde à frequência do seu primeiro modo de flexão vertical.

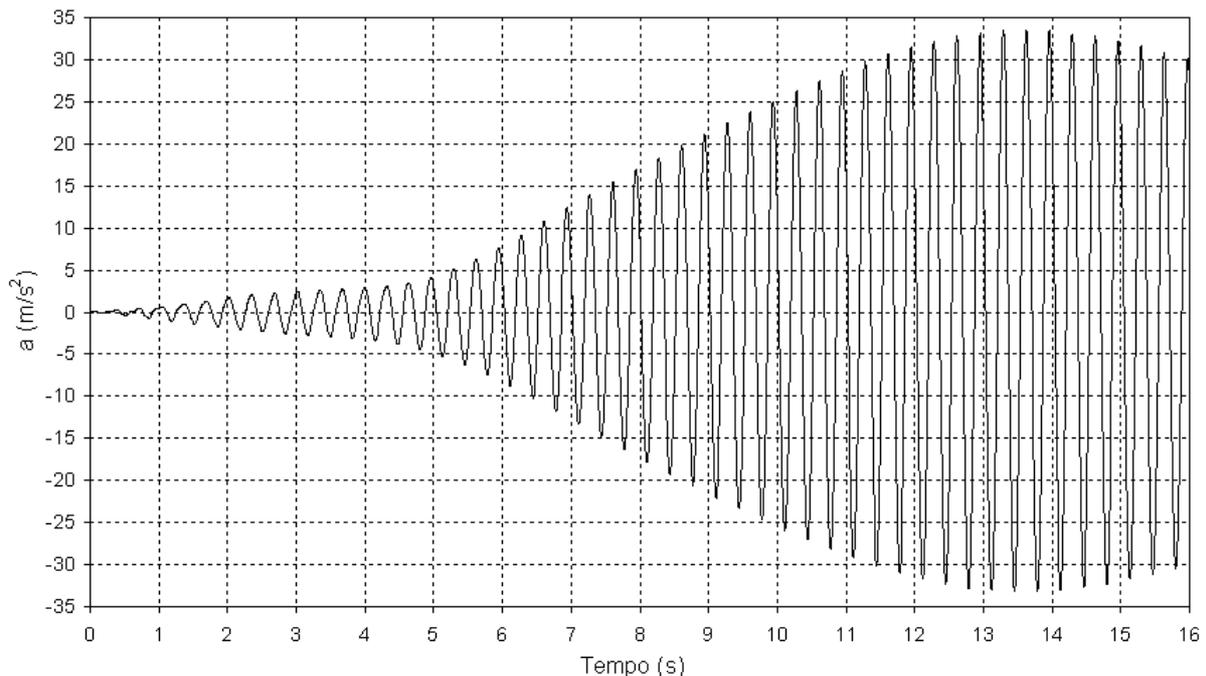


Figura 8.14 – Aceleração vertical - 20 pedestres - frequência de 2,9905 Hz, correspondente ao primeiro modo flexão vertical.

São apresentados nas Figs. 8.15 e 8.16 os deslocamentos horizontais laterais no nó 42, variando com o tempo, para as frequências de excitação de 1,8 Hz e 2,5 Hz.. Observa-se claramente a deformação do eixo do gráfico que ocorre à medida que mais pedestres entram na passarela.

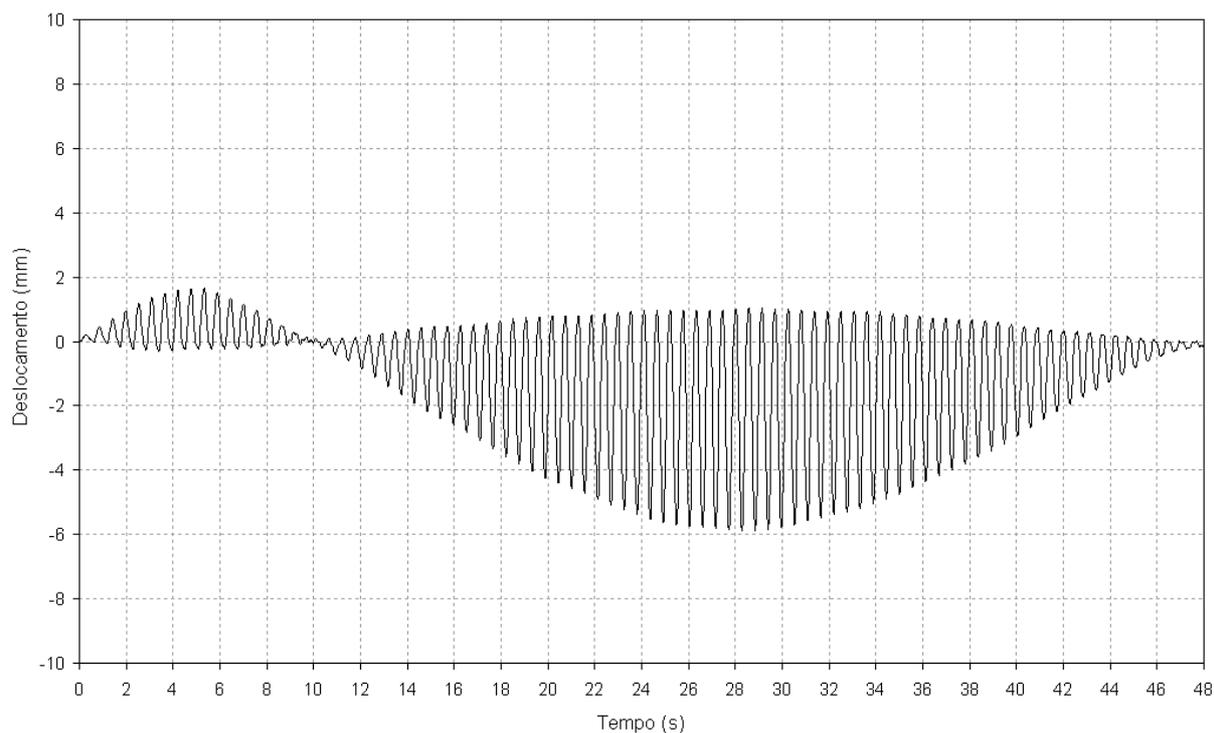


Figura 8.15 – Deslocamento vertical - 20 pedestres - frequência de 1,8 Hz.

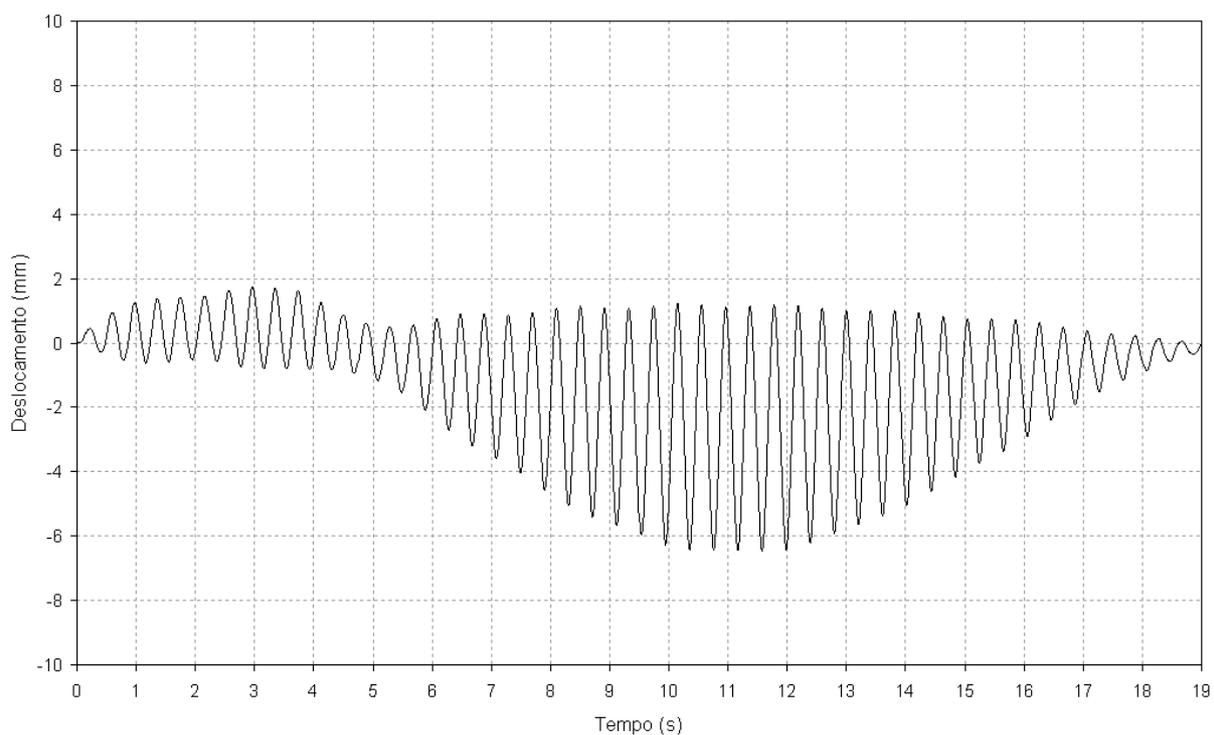


Figura 8.16 – Deslocamento vertical - 20 pedestres - frequência de 2,5 Hz.

A máxima amplitude de deslocamento foi observada na simulação com excitação de 2,9905 Hz, com o valor de 95,9 mm. A Fig.8.17 mostra a evolução do deslocamento na região central

da estrutura, representada pelo nó 42 durante a travessia de 20 pedestres correndo e provocando um carregamento na passarela com frequência de 2,9905 Hz, que corresponde à frequência do seu primeiro modo de flexão vertical. Nesse gráfico também ocorre deformação no eixo, devido à parcela estática que aumenta à medida que mais pedestres entram na estrutura. Pelo fato dos deslocamentos dinâmicos serem muito altos, em comparação com os deslocamentos estáticos, fica mais difícil visualizar essa deformação de eixo.

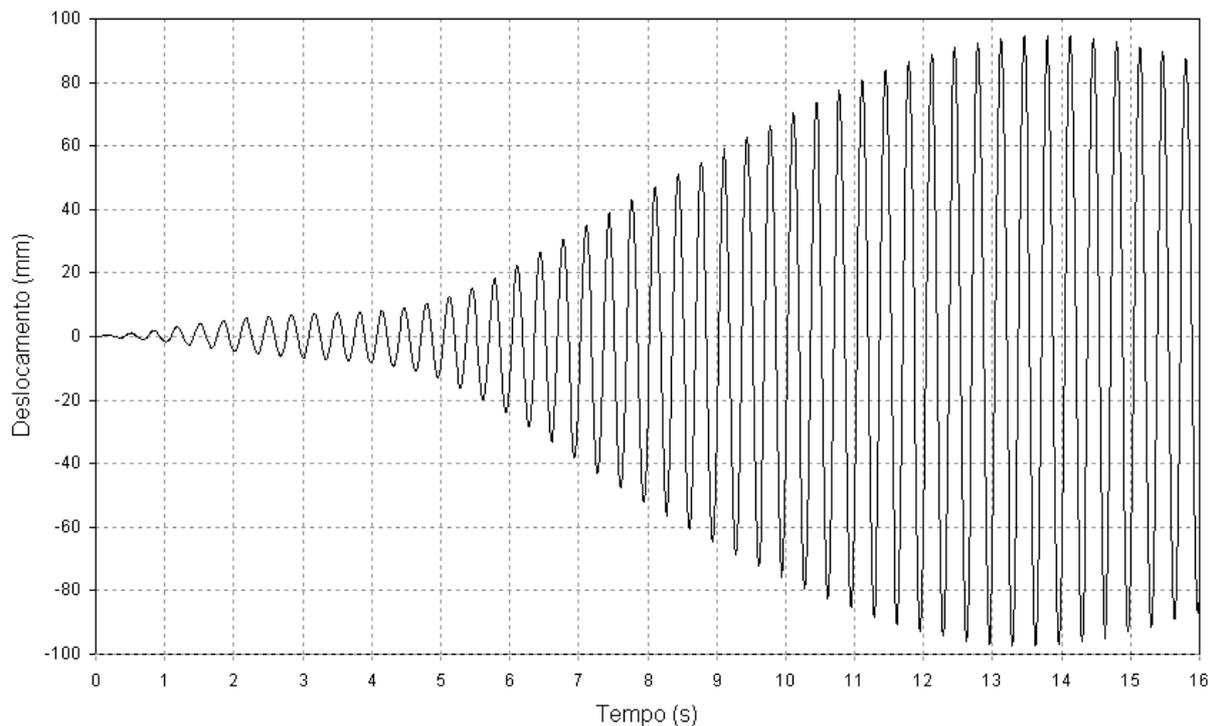


Figura 8.17 – Deslocamento vertical - 20 pedestres - frequência de 2,9905 Hz, correspondente ao primeiro modo flexão vertical.

Os resultados obtidos na análise de vibrações livres indicaram que as seis primeiras frequências naturais da passarela encontram-se no intervalo crítico sugerido pela literatura. A análise de vibrações forçadas para carregamentos típicos de uma estrutura como esta, os movimentos de andar e correr, mostrou que os limites de serviço indicados na literatura não são verificados em várias situações analisadas.

Além disso, observou-se que pedestres correndo com uma frequência igual à do primeiro modo de flexão vertical podem induzir a aumentos significativos na resposta da passarela, ocasionando o fenômeno da ressonância. Sendo assim, faz-se necessário um estudo a fim de contornar este problema através da instalação de um sistema de controle estrutural.

### 8.1.4 - SISTEMA DE TRAVAMENTO – VIBRAÇÕES LIVRES

Para verificar o comportamento da estrutura sendo esta mais rígida foi adicionado, em algumas das simulações, um travamento através de barras com seções transversais iguais às das travessas superiores e dispostas como mostra a Fig. 8.18.

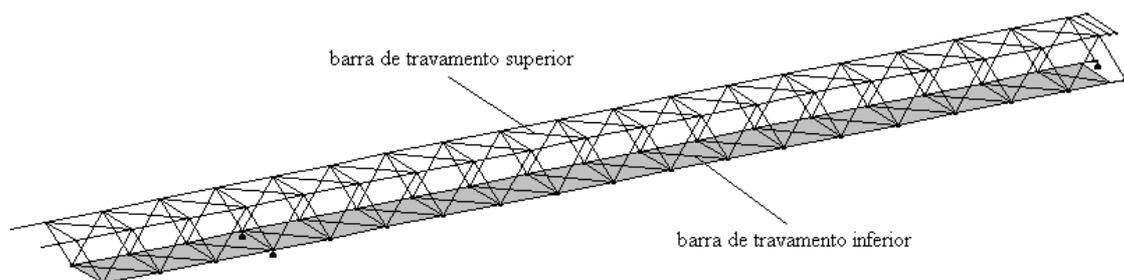
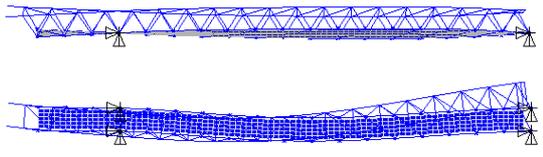
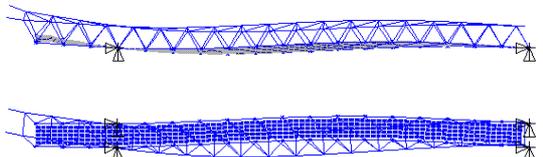
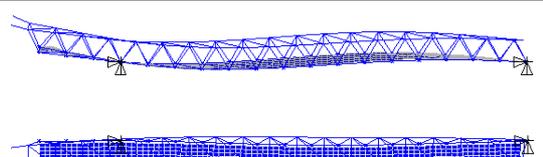
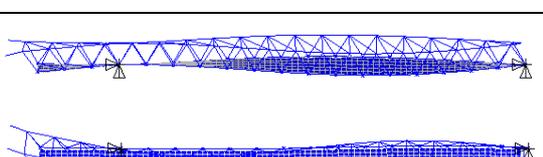
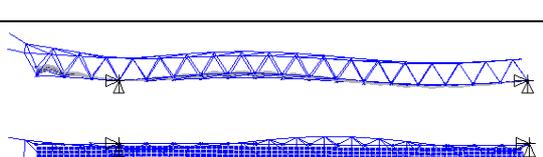
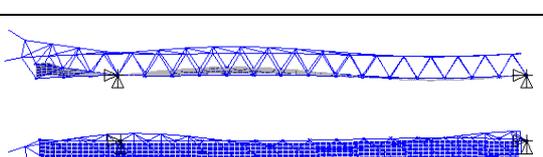
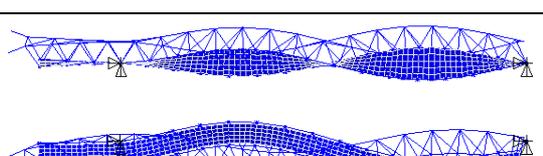


Figura 8.18 – Disposição das barras de travamento.

As alterações nas frequências naturais e modos da passarela, ocasionadas pela adição destas barras, são mostradas na Tab. 8.9.

Tabela 8.9 – Vibrações livres da passarela com sistema de travamento.

Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Descrição do Modo de Vibração	Vista do Modo de Vibração
1	2,6728	1º modo de flexão lateral com torção	<p>Dois diagramas de uma estrutura de treliça em azul, mostrando o primeiro modo de vibração. O primeiro diagrama é uma vista lateral que mostra a estrutura curvada para cima e para baixo, indicando flexão lateral e torção. O segundo diagrama é uma vista superior que mostra a estrutura curvada para a esquerda e para a direita, também indicando flexão lateral e torção.</p>
2	2,9208	1º modo de flexão vertical	<p>Dois diagramas de uma estrutura de treliça em azul, mostrando o primeiro modo de vibração. O primeiro diagrama é uma vista lateral que mostra a estrutura curvada para cima e para baixo, indicando flexão vertical. O segundo diagrama é uma vista superior que mostra a estrutura curvada para a esquerda e para a direita, também indicando flexão vertical.</p>
3	4,4188	2º modo de flexão lateral	<p>Dois diagramas de uma estrutura de treliça em azul, mostrando o segundo modo de vibração. O primeiro diagrama é uma vista lateral que mostra a estrutura curvada para cima e para baixo, indicando flexão lateral. O segundo diagrama é uma vista superior que mostra a estrutura curvada para a esquerda e para a direita, também indicando flexão lateral.</p>

4	5,4458	3° modo de flexão lateral com torção	
5	6,9050	2° modo de flexão vertical com torção	
6	7,0782	3° modo de flexão vertical com torção	
7	7,9758	1° modo de torção	
8	9,5389	4° modo de flexão vertical com torção	
9	9,9339	5° modo de flexão vertical com torção	
10	11,891	2° modo de torção	

Na presente análise, apenas três frequências naturais da estrutura encontram-se abaixo de 5 Hz. Observa-se que a frequência do primeiro e do segundo modo lateral aumentaram enquanto a frequência do primeiro modo vertical diminuiu. Isto mostra que as barras de travamento contribuíram mais com rigidez para estes modos laterais e com massa para o primeiro modo vertical. Além disso, nota-se que a frequência natural relacionada ao primeiro modo de flexão vertical passou a ser a segunda frequência natural da estrutura, e não a terceira, como na passarela sem o sistema de travamento

### 8.1.5 - CONTROLE DE VIBRAÇÕES COM AMSM - ANÁLISE PRELIMINAR

No início do projeto do AMSM a ser implementado na passarela em estudo foram levados em conta três aspectos importantes:

- A localização dos amortecedores na estrutura;
- O número necessário de amortecedores;
- A massa ideal para os amortecedores.

Segundo Zivanovic *et al* (2005) é mais efetivo dispor um amortecedor no ponto de máxima resposta da estrutura. Nas simulações realizadas da passarela em vibrações forçadas, conforme apresentado nos tópicos 8.1.3.1 e 8.1.3.2, observou-se que sempre a maior resposta se localizava nos nós 41, 42, 43 e 44 (ver Fig. 8.1), que correspondem aos nós da região central do vão principal da passarela. Portanto, optou-se por dispor os amortecedores inicialmente nessa região e, conforme se aumentava o número deles, procurava-se localizá-los nos nós subseqüentes, mais próximos do centro do vão principal.

Nessa análise preliminar, em todas as simulações realizadas, os parâmetros dos amortecedores foram calculados segundo as sugestões de parâmetros de Jangid (1999). A estrutura da passarela foi considerada com o sistema de travamento apresentado no tópico 8.1.4. Em todos os casos foram considerados 20 pedestres correndo sobre a passarela em movimento síncrono e com espaçamento entre pedestres igual a um período de passo. A frequência de passo dos pedestres foi considerada como 2,9208 Hz, que é o valor da primeira frequência vertical da passarela com o sistema de travamento descrito anteriormente. O coeficiente de impacto para pedestres correndo à frequência de 2,9208 Hz foi considerado como 4,89 nesta análise, bem como para as demais análises deste trabalho.

Para a definição do número e da massa dos amortecedores foram realizadas várias simulações. Os números de amortecedores considerados foram 2, 6, 10, e 20. As massas médias consideradas para os amortecedores foram de 50, 100, 150 e 200 kg. As acelerações máximas encontradas são mostradas nas Figs. 8.19 e 8.20, a seguir. Os deslocamentos máximos encontrados são mostrados nas Tabs. 8.10 a 8.13.

O projeto do AMSM estudado neste trabalho tem por objetivo principal combater as vibrações da passarela em questão na direção vertical, porém serão analisadas também as

acelerações e deslocamentos na direção horizontal lateral da estrutura com AMSM, para se verificar a influência do sistema de controle nas vibrações nessa direção.

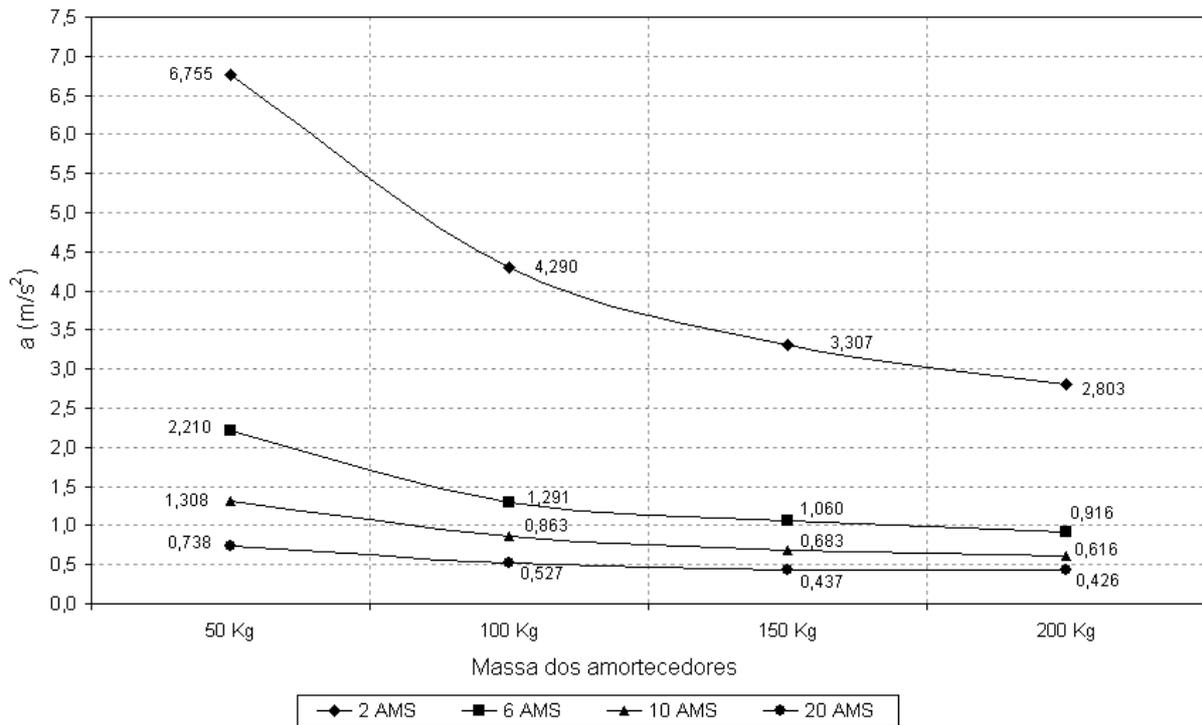


Figura 8.19 – Acelerações – controle - análise preliminar – dir. vertical.

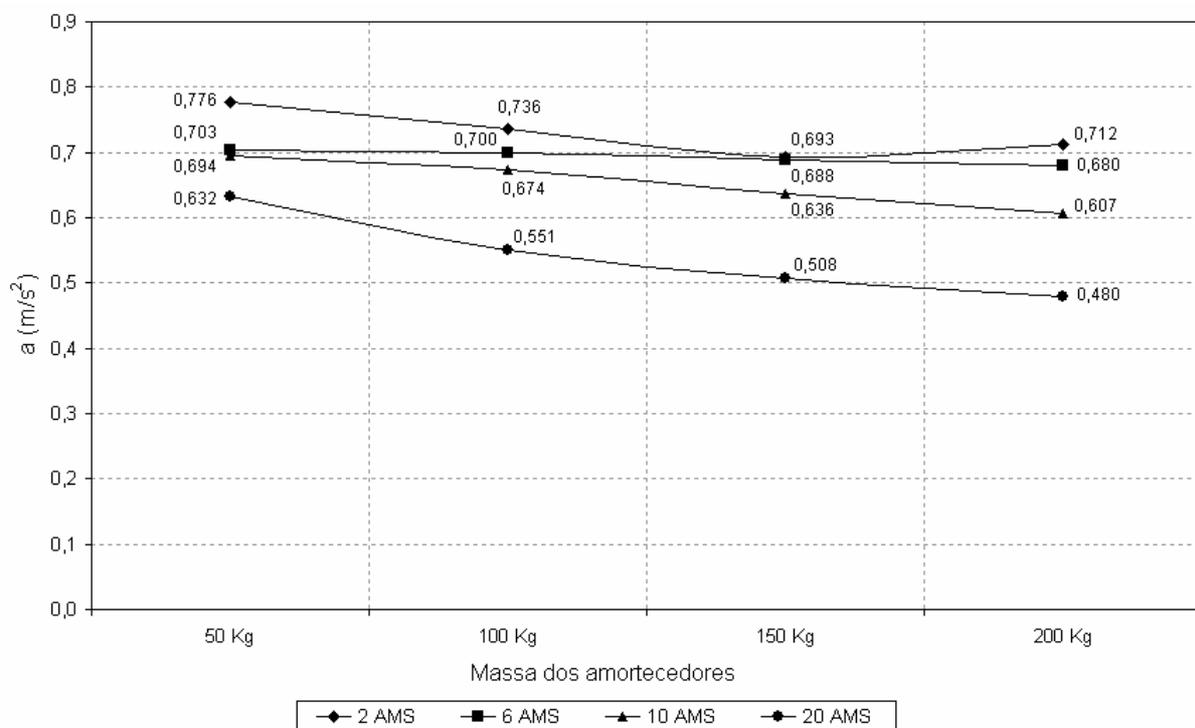


Figura 8.20 – – Acelerações – controle - análise preliminar – dir. horizontal lateral.

Nas quatro primeiras simulações, foram considerados dois amortecedores localizados nos nós 43 e 44 (ver Fig. 8.21). Primeiramente, as massas médias consideradas foram de 50 kg (massa total de 100 kg e  $\mu = 0,00286748$ ) e em seguida, de 100 kg (massa total de 200 kg e  $\mu = 0,00573494$ ), 150 kg (massa total de 300 kg e  $\mu = 0,00860242$ ) e por fim de 200 kg (massa total de 400 kg e  $\mu = 0,01146990$ ).

Ocorreram reduções na aceleração vertical de 33,480 m/s<sup>2</sup> para 6,755 m/s<sup>2</sup> (79,8%), 4,290 m/s<sup>2</sup> (87,2%), 3,307 m/s<sup>2</sup> (90,1%) e 2,803 m/s<sup>2</sup> (91,6%), para amortecedores de 50 kg, 100 kg, 150 kg e 200 kg, respectivamente, como mostra a Fig. 8.19. Com relação à aceleração horizontal lateral houve redução de 0,870 m/s<sup>2</sup> para 0,776 m/s<sup>2</sup> (10,8%), 0,736 m/s<sup>2</sup> (15,4%), 0,693 m/s<sup>2</sup> (20,3%) e 0,712 m/s<sup>2</sup> (18,2%), para amortecedores de 50 kg, 100 kg, 150 kg e 200 kg, respectivamente, conforme a Fig. 8.20.

Com respeito aos deslocamentos verticais, observou-se redução de 78,5%, 86,1%, 89,3% e 90,9%, conforme a Tab. 8.10. Em relação às amplitudes de deslocamento horizontal lateral houve um acréscimo de 70,2%, 84,0%, 86,2% e 93,6%, como mostra a Tab. 8.10.

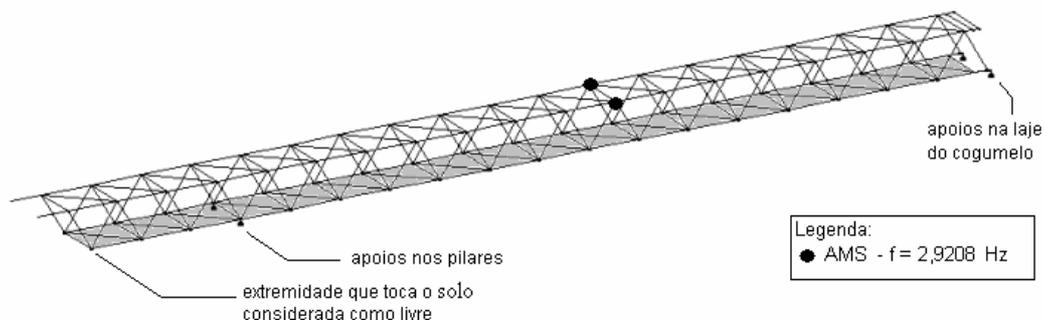


Figura 8.21 – Análise preliminar – 2 amortecedores.

Os valores encontrados para a aceleração vertical encontram-se ainda muito acima dos limites de serviço, mostrados anteriormente. Os valores da máxima aceleração horizontal lateral também se encontram acima de todos os limites de serviço considerados anteriormente. As amplitudes máximas de deslocamento na direção vertical ainda se encontram na maioria acima do limite de Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005), de 10 mm e a máxima amplitude de deslocamento na direção horizontal lateral sofreu uma amplificação, porém ficando ainda abaixo do limite de 2 mm, de Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005).

Tabela 8.10 – Deslocamentos - nó 42 – controle – análise preliminar – 2 AMS – 2,9208 Hz.

Simulação	Ampl. Desl. Vertical (mm)		Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)	
		%		%
sem controle	95,90		0,94	
2 AMS - 50 kg	20,58	-78,5%	1,60	+70,2%
2 AMS - 100 kg	13,35	-86,1%	1,73	+84,0%
2 AMS - 150 kg	10,29	-89,3%	1,75	+86,2%
2 AMS - 200 kg	8,68	-90,9%	1,82	+93,6%

Nas quatro simulações seguintes, para o sistema de controle foram adotados seis amortecedores localizados nos nós 41 a 46 (ver Fig. 8.22). As massas médias consideradas foram de 50 kg (massa total de 300 kg e  $\mu = 0,00860244$ ), 100 kg (massa total de 600 kg e  $\mu = 0,01720482$ ), 150 kg (massa total de 900 kg e  $\mu = 0,02580726$ ) e de 200 kg (massa total de 1200 kg e  $\mu = 0,03440970$ ). A redução na aceleração vertical nas quatro simulações foi de  $33,480 \text{ m/s}^2$  para  $2,210 \text{ m/s}^2$  (93,4%),  $1,291 \text{ m/s}^2$  (96,1%),  $1,060 \text{ m/s}^2$  (96,8%) e  $0,916 \text{ m/s}^2$  (97,3%), para amortecedores de 50 kg, 100 kg, 150 kg e 200 kg, respectivamente, como apresentado na Fig. 8.19. Na aceleração horizontal lateral houve uma redução de  $0,870 \text{ m/s}^2$  para  $0,703 \text{ m/s}^2$  (19,2%),  $0,700 \text{ m/s}^2$  (19,5%),  $0,688 \text{ m/s}^2$  (20,9%) e  $0,680 \text{ m/s}^2$  (21,8%), para amortecedores de 50 kg, 100 kg, 150 kg e 200 kg, respectivamente, conforme a Fig. 8.20. Para as amplitudes máximas de deslocamentos verticais, observou-se redução de 92,6%, 95,7%, 96,4% e 96,9%, como mostra a Tab. 8.11. Nas amplitudes máximas de deslocamentos horizontais laterais houve um aumento de 69,1%, 64,9%, 69,1% e 75,5% como mostrado na Tab. 8.11. Este aumento foi menor em relação às quatro simulações anteriores.

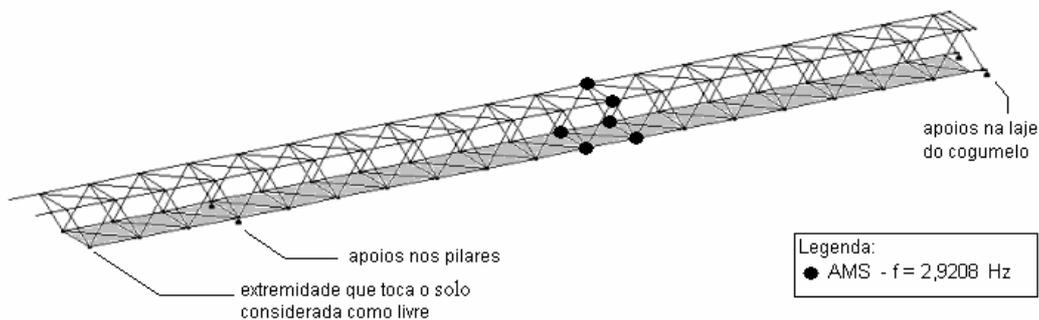


Figura 8.22 – Análise preliminar – 6 amortecedores.

A aceleração vertical da estrutura encontra-se ainda um pouco acima dos limites de serviço. No caso da máxima aceleração horizontal lateral, os valores encontrados ainda estão acima de todos os limites de serviço citados. O limite de 10 mm para a máxima amplitude de

deslocamento vertical foi obedecido em todos os casos, e a máxima amplitude de deslocamento na direção horizontal lateral se situa abaixo do limite de 2 mm.

Tabela 8.11 – Deslocamentos - nó 42 – controle – análise preliminar – 6 AMS – 2,9208 Hz.

Simulação	Ampl. Desl. Vertical (mm)		Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)	
		%		%
sem controle	95,90	%	0,94	%
6 AMS - 50 kg	7,10	-92,6%	1,59	+69,1%
6 AMS - 100 kg	4,10	-95,7%	1,55	+64,9%
6 AMS - 150 kg	3,46	-96,4%	1,59	+69,1%
6 AMS - 200 kg	2,97	-96,9%	1,65	+75,5%

Em seguida simulou-se um sistema com dez amortecedores localizados nos nós 39 a 48 (ver Fig. 8.23). Quatro simulações foram realizadas, considerando massas médias de 50 kg (massa total de 500 kg e  $\mu = 0,01433740$ ), 100 kg (massa total de 1000 kg e  $\mu = 0,02687470$ ), 150 kg (massa total de 1500 kg e  $\mu = 0,04301210$ ) e 200 kg (massa total de 2000 kg e  $\mu = 0,05734950$ ). A aceleração vertical foi reduzida de  $33,480 \text{ m/s}^2$  para  $1,308 \text{ m/s}^2$  (96,1%),  $0,863 \text{ m/s}^2$  (97,4%),  $0,683 \text{ m/s}^2$  (98,0%) e  $0,616 \text{ m/s}^2$  (98,2%), como mostra a Fig. 8.19. A aceleração horizontal lateral foi reduzida de  $0,870 \text{ m/s}^2$  para  $0,694 \text{ m/s}^2$  (20,2%),  $0,674 \text{ m/s}^2$  (22,5%),  $0,636 \text{ m/s}^2$  (26,9%) e  $0,607 \text{ m/s}^2$  (30,2%), como apresentado na Fig. 8.20. As amplitudes de deslocamentos verticais sofreram redução de 95,8%, 96,8%, 96,9% e 98,0%, conforme mostra a Tab. 8.12. As amplitudes de deslocamentos horizontais laterais tiveram aumentos de 60,6%, 57,4%, 56,4% e 52,1%, como apresenta a Tab. 8.12. Este aumento foi menor que o registrado nas simulações anteriores.

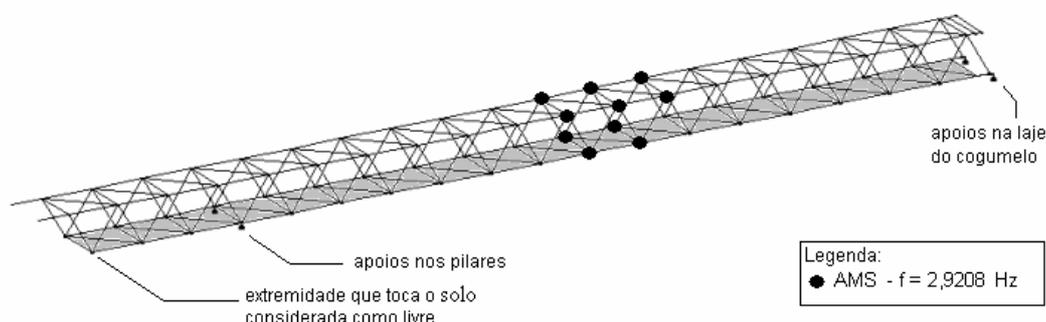


Figura 8.23 – Análise preliminar – 10 amortecedores.

Alguns dos valores encontrados para a aceleração vertical já são menores que alguns dos limites de serviço mostrados anteriormente. Os valores da máxima aceleração horizontal

lateral ainda se encontram acima de todos os limites de serviço apresentados. As amplitudes máximas de deslocamento vertical se encontram todas bem abaixo do limite de 10 mm e com relação à direção horizontal lateral, as amplitudes estão abaixo do limite de 2 mm, como nos casos anteriores, e um pouco menores.

Tabela 8.12 – Deslocamentos - nó 42 – controle – análise preliminar – 10 AMS – 2,9208 Hz.

Simulação	Ampl. Desl. Vertical (mm)		Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)	
		%		%
sem controle	95,90		0,94	
10 AMS - 50 kg	4,05	-95,8%	1,51	+60,6%
10 AMS - 100 kg	3,03	-96,8%	1,48	+57,4%
10 AMS - 150 kg	2,94	-96,9%	1,47	+56,4%
10 AMS - 200 kg	1,96	-98,0%	1,43	+52,1%

Posteriormente, foram considerados vinte amortecedores localizados nos nós 33 a 52 (ver Fig. 8.24). Adotaram-se massas médias de 50 kg (massa total de 1000 kg e  $\mu = 0,02867480$ ), 100 kg (massa total de 2000 kg e  $\mu = 0,05734940$ ), 150 kg (massa total de 3000 kg e  $\mu = 0,08602420$ ) e 200 kg (massa total de 4000 kg e  $\mu = 0,11469900$ ). Nesse caso houve redução na aceleração vertical de  $33,480 \text{ m/s}^2$  para  $0,738 \text{ m/s}^2$  (97,8%),  $0,527 \text{ m/s}^2$  (98,4%),  $0,437 \text{ m/s}^2$  (98,69%) e  $0,426 \text{ m/s}^2$  (98,73%), como apresenta a Fig. 8.19. Ocorreu redução na aceleração horizontal lateral de  $0,870 \text{ m/s}^2$  para  $0,632 \text{ m/s}^2$  (27,4%),  $0,551 \text{ m/s}^2$  (36,7%),  $0,508 \text{ m/s}^2$  (41,6%) e  $0,480 \text{ m/s}^2$  (44,8%), como se pode ver na Fig. 8.20. As reduções nas amplitudes de deslocamentos verticais foram de 97,4%, 98,3%, 98,7% e 98,9%, conforme mostra a Tab. 8.13. As amplitudes de deslocamentos horizontais laterais aumentaram de 42,6%, 33,0%, 20,2% e 11,7%, como se vê na Tab. 8.13. Este aumento foi menor do que nas quatro simulações anteriores

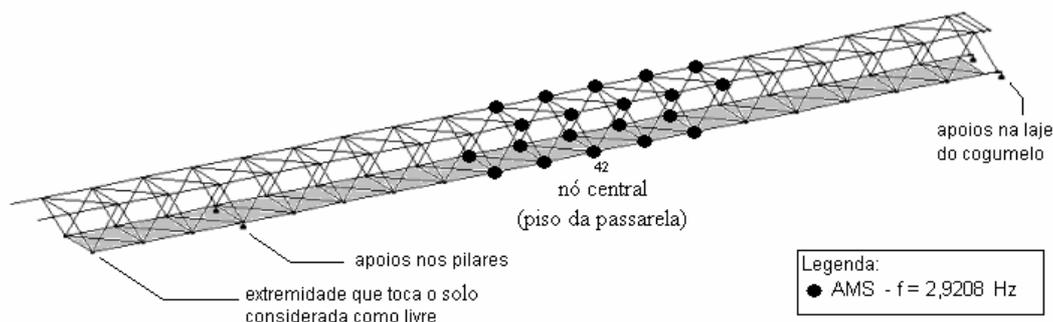


Figura 8.24 – Análise preliminar – 20 amortecedores.

Os valores registrados de aceleração vertical já se encontram abaixo da maior parte dos limites de serviço mostrados anteriormente. A máxima aceleração horizontal lateral ainda se encontra acima dos limites de serviço considerados anteriormente, porém com valores mais próximos deles. As amplitudes máximas de deslocamentos na direção vertical se encontram muito abaixo do limite de 10 mm e as máximas amplitudes de deslocamento na direção horizontal lateral se situam abaixo do limite de 2 mm, em todos os casos, e estão menores que as apresentadas para as simulações anteriores.

Tabela 8.13 – Deslocamentos - nó 42 – controle – análise preliminar – 20 AMS – 2,9208 Hz.

Simulação	Ampl. Desl. Vertical (mm)		Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)	
		%		%
sem controle	95,90	%	0,94	%
20 AMS - 50 kg	2,51	-97,4%	1,34	+42,6%
20 AMS - 100 kg	1,62	-98,3%	1,25	+33,0%
20 AMS - 150 kg	1,21	-98,7%	1,13	+20,2%
20 AMS - 200 kg	1,08	-98,9%	1,05	+11,7%

Essa análise foi realizada com o objetivo de posicionar os amortecedores de modo a se ter a melhor redução da resposta da estrutura. Além da posição, também procurou-se avaliar qual o número ideal de amortecedores e a massa necessária. Com base nos resultados obtidos, concluiu-se que no caso de dois amortecedores a resposta da estrutura ficou ainda muito além dos limites de serviço discutidos, no caso das acelerações. Com relação aos deslocamentos verticais, as amplitudes foram reduzidas, mas ficaram acima do limite de 10 mm nos casos de massas de 50, 100 e 150 kg. As amplitudes de deslocamentos na direção horizontal lateral ficaram dentro dos limites, apesar de terem se amplificado com relação à resposta da estrutura sem o sistema AMSM. Além disso, observou-se uma grande sensibilidade na resposta com a variação da massa dos amortecedores.

Nos casos de seis amortecedores, a resposta da estrutura reduziu-se consideravelmente, com relação às acelerações verticais sendo que, no caso de massa média de 200 kg, o valor máximo da resposta se aproximou do limite da norma BS 5400 (1978). As acelerações laterais caíram um pouco, porém ainda se encontram bem acima dos limites. Com relação aos deslocamentos os valores máximos se encontram todos abaixo do limite de 10 mm, com relação ao efeito lock-in. Os deslocamentos laterais encontram abaixo do limite de 2 mm, para efeito de lock-in.

Nas simulações analisadas com dez amortecedores, as acelerações verticais encontradas estão, em alguns casos, abaixo de vários limites de serviço. As acelerações laterais foram reduzidas, porém ainda se encontram acima de todos os limites de serviço. Os deslocamentos verticais se encontram em todos os casos abaixo do limite de 10 mm. Os deslocamentos laterais ficaram abaixo do limite de 2 mm, e menores que nos casos anteriores.

Adotando-se vinte amortecedores, as acelerações verticais ficam abaixo de vários limites de serviço sendo que, nos casos de massa de 150 e 200 kg, as acelerações ficam abaixo de 8 dos 10 limites mostrados nos tópicos 8.1.3.1 e 8.1.3.2. As acelerações horizontais permanecem ainda um pouco acima dos limites de serviço. Os deslocamentos verticais em todos os casos se encontram abaixo do limite de 10 mm. Os deslocamentos horizontais são reduzidos ainda mais, com relação aos casos anteriores, porém, ficando ainda amplificados com relação à resposta da passarela sem o sistema AMSM.

As ampliações observadas nos deslocamentos, na direção horizontal lateral podem ser explicadas. O sistema de controle AMSM em cada caso discutido foi idealizado para trabalhar na direção vertical. Com isso, ele introduz massa, rigidez e amortecimento aos modos verticais da estrutura. Com relação aos modos na direção horizontal lateral o acréscimo é preponderantemente de massa, pois a rigidez e o amortecimento do AMSM não trabalham nessa direção. Isso deve ocasionar uma diminuição nas frequências naturais relacionadas à direção horizontal lateral. O aumento de massa sem contrapartida de rigidez e amortecimento ocasiona um aumento nos deslocamentos horizontais laterais. Apesar disso, a aceleração nessa direção diminui acompanhando a diminuição nas acelerações verticais da estrutura, pois a amplificação dos deslocamentos horizontais laterais não implica em que a aceleração irá acompanhar essa tendência.

Tendo em vista os resultados obtidos, decidiu-se que pelo menos 20 amortecedores deveriam ser instalados para se ter um controle eficiente da estrutura. Além disso, como a diferença entre os resultados nos casos de massa de 150 e 200 kg não foi significativa, optou-se por adotar a massa de 150 kg para ocorrer um menor acréscimo no peso próprio da estrutura. Sendo assim, a configuração de 20 amortecedores com massa média de 150 kg foi escolhida para se fazer a primeira proposta de um sistema de controle da resposta vertical da estrutura. Apresenta-se a seguir, nas Tabs. 8.14 a 8.29, os parâmetros dos amortecedores utilizados em todas as análises descritas anteriormente.

Tabela 8.14 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 2 x 50 kg.

2 amortecedores 50 kg - Jangid				
M = 34873,90 kg				
$\sum m_i = 100$ kg				
$\mu = 0,00286748$				
$f_{est} = 2,9208$ Hz				
$f_T = 2,9160$ Hz				
n°	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8812	51,19	16777,00	27,43
2	2,9507	48,81	16777,00	26,79

Tabela 8.15 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 2 x 100 kg.

2 amortecedores 100 kg - Jangid				
M = 34873,90 kg				
$\sum m_i = 200$ kg				
$\mu = 0,00573494$				
$f_{est} = 2,9208$ Hz				
$f_T = 2,9111$ Hz				
n°	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8620	103,38	33429,00	77,70
2	2,9603	96,63	33429,00	75,12

Tabela 8.16 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 2 x 150 kg.

2 amortecedores 150 kg - Jangid				
M = 34873,90 kg				
$\sum m_i = 300$ kg				
$\mu = 0,00860242$				
$f_{est} = 2,9208$ Hz				
$f_T = 2,9063$ Hz				
n°	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8463	156,20	49956,00	142,82
2	2,9664	143,80	49956,00	137,04

Tabela 8.17 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 2 x 200 kg.

2 amortecedores 200 kg - Jangid				
M = 34873,90 kg				
$\sum m_i = 400$ kg				
$\mu = 0,01146990$				
$f_{est} = 2,9208$ Hz				
$f_T = 2,9016$ Hz				
n°	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8323	209,54	66361,00	219,94
2	2,9708	190,46	66361,00	209,69

Tabela 8.18 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 6 x 50 kg.

6 amortecedores 50 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 300 \text{ kg}$ $\mu = 0,00860244$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9162 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8507	52,29	16775,00	15,38
2	2,8769	51,34	16775,00	15,24
3	2,9031	50,42	16775,00	15,10
4	2,9294	49,52	16775,00	14,97
5	2,9556	48,64	16775,00	14,83
6	2,9818	47,79	16775,00	14,70

Tabela 8.19 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 6 x 100 kg.

6 amortecedores 100 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 600 \text{ kg}$ $\mu = 0,01720482$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9117 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8191	106,53	33423,00	43,63
2	2,8562	103,78	33423,00	43,07
3	2,8932	101,14	33423,00	42,51
4	2,9302	98,60	33423,00	41,98
5	2,9673	96,15	33423,00	41,45
6	3,0043	93,80	33423,00	40,94

Tabela 8.20 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 6 x 150 kg.

6 amortecedores 150 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 900 \text{ kg}$ $\mu = 0,02580726$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9072 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,7940	162,06	49944,00	80,33
2	2,8393	156,93	49944,00	79,05
3	2,8846	152,04	49944,00	77,80
4	2,9299	147,38	49944,00	76,60
5	2,9752	142,92	49944,00	75,44
6	3,0204	138,67	49944,00	74,30

Tabela 8.21 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 6 x 200 kg.

6 amortecedores 200 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 1200 \text{ kg}$ $\mu = 0,03440970$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9027 \text{ Hz}$				
n°	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,7722	218,66	66339,00	123,88
2	2,8244	210,65	66339,00	121,59
3	2,8766	203,07	66339,00	119,38
4	2,9288	195,90	66339,00	117,25
5	2,9810	189,09	66339,00	115,20
6	3,0332	182,64	66339,00	113,22

Tabela 8.22 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 10 x 50 kg.

10 amortecedores 50 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 500 \text{ kg}$ $\mu = 0,01433740$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9163 \text{ Hz}$				
n°	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8430	52,57	16775,00	12,78
2	2,8593	51,97	16775,00	12,71
3	2,8756	51,39	16775,00	12,64
4	2,8919	50,81	16775,00	12,57
5	2,9082	50,24	16775,00	12,50
6	2,9244	49,68	16775,00	12,43
7	2,9407	49,13	16775,00	12,36
8	2,9570	48,59	16775,00	12,29
9	2,9733	48,06	16775,00	12,22
10	2,9896	47,54	16775,00	12,16

Tabela 8.23 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 10 x 100 kg.

10 amortecedores 100 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 1000 \text{ kg}$ $\mu = 0,02867470$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9118 \text{ Hz}$				
n°	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8083	107,35	33422,00	36,26
2	2,8313	105,61	33422,00	35,97
3	2,8543	103,91	33422,00	35,68
4	2,8773	102,26	33422,00	35,39
5	2,9003	100,64	33422,00	35,11
6	2,9234	99,06	33422,00	34,83
7	2,9464	97,52	33422,00	34,56
8	2,9694	96,01	33422,00	34,29
9	2,9924	94,54	33422,00	34,03
10	3,0154	93,11	33422,00	33,77

Tabela 8.24 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 10 x 150 kg.

10 amortecedores 150 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 1500 \text{ kg}$ $\mu = 0,04301210$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9074 \text{ Hz}$				
n°	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,7807	163,60	49941,00	66,76
2	2,8089	160,34	49941,00	66,09
3	2,8370	157,17	49941,00	65,43
4	2,8652	154,10	49941,00	64,79
5	2,8933	151,11	49941,00	64,16
6	2,9215	148,22	49941,00	63,54
7	2,9496	145,40	49941,00	62,94
8	2,9778	142,66	49941,00	62,34
9	3,0059	140,01	49941,00	61,76
10	3,0341	137,42	49941,00	61,18

Tabela 8.25 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 10 x 200 kg.

10 amortecedores 200 kg - Jangid				
M = 34873,90 kg				
$\sum m_i = 2000$ kg				
$\mu = 0,05734950$				
$f_{est} = 2,9208$ Hz				
$f_T = 2,9030$ Hz				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,7570	221,06	66333,00	102,96
2	2,7894	215,95	66333,00	101,76
3	2,8218	211,01	66333,00	100,59
4	2,8543	206,24	66333,00	99,45
5	2,8867	201,63	66333,00	98,33
6	2,9192	197,17	66333,00	97,24
7	2,9516	192,86	66333,00	96,17
8	2,9841	188,69	66333,00	95,12
9	3,0165	184,65	66333,00	94,10
10	3,0490	180,75	66333,00	93,10

Tabela 8.26 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 20 x 50 kg.

20 amortecedores 50 kg - Jangid				
M = 34873,90 kg				
$\sum m_i = 1000$ kg				
$\mu = 0,02867480$				
$f_{est} = 2,9208$ Hz				
$f_T = 2,9163$ Hz				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8371	52,79	16775,00	11,35
2	2,8455	52,48	16775,00	11,31
3	2,8538	52,17	16775,00	11,28
4	2,8621	51,87	16775,00	11,25
5	2,8705	51,57	16775,00	11,22
6	2,8788	51,27	16775,00	11,18
7	2,8872	50,98	16775,00	11,15
8	2,8955	50,68	16775,00	11,12
9	2,9038	50,39	16775,00	11,09
10	2,9122	50,10	16775,00	11,06
11	2,9205	49,82	16775,00	11,02
12	2,9289	49,53	16775,00	10,99
13	2,9372	49,25	16775,00	10,96
14	2,9455	48,98	16775,00	10,93
15	2,9539	48,70	16775,00	10,90
16	2,9622	48,43	16775,00	10,87
17	2,9705	48,15	16775,00	10,84
18	2,9789	47,88	16775,00	10,81
19	2,9872	47,62	16775,00	10,78
20	2,9956	47,35	16775,00	10,75

Tabela 8.27 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 20 x 100 kg.

20 amortecedores 100 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 2000 \text{ kg}$ $\mu = 0,005734940$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9119 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8000	107,98	33421,00	32,19
2	2,8118	107,08	33421,00	32,05
3	2,8236	106,18	33421,00	31,92
4	2,8354	105,30	33421,00	31,79
5	2,8471	104,43	33421,00	31,66
6	2,8589	103,57	33421,00	31,53
7	2,8707	102,73	33421,00	31,40
8	2,8825	101,89	33421,00	31,27
9	2,8943	101,06	33421,00	31,14
10	2,9060	100,24	33421,00	31,01
11	2,9178	99,44	33421,00	30,89
12	2,9296	98,64	33421,00	30,76
13	2,9414	97,85	33421,00	30,64
14	2,9532	97,07	33421,00	30,52
15	2,9649	96,30	33421,00	30,40
16	2,9767	95,54	33421,00	30,28
17	2,9885	94,79	33421,00	30,16
18	3,0003	94,05	33421,00	30,04
19	3,0121	93,31	33421,00	29,92
20	3,0238	92,59	33421,00	29,81

Tabela 8.28 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 20 x 150 kg.

20 amortecedores 150 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 3000 \text{ kg}$ $\mu = 0,08602420$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9075 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,7707	164,78	49939,00	59,26
2	2,7851	163,08	49939,00	58,96
3	2,7995	161,41	49939,00	58,65
4	2,8139	159,76	49939,00	58,35
5	2,8283	158,13	49939,00	58,06
6	2,8427	156,54	49939,00	57,76
7	2,8571	154,96	49939,00	57,47
8	2,8715	153,41	49939,00	57,18
9	2,8859	151,88	49939,00	56,90
10	2,9003	150,38	49939,00	56,61
11	2,9147	148,90	49939,00	56,33
12	2,9291	147,44	49939,00	56,06
13	2,9435	146,00	49939,00	55,78
14	2,9579	144,58	49939,00	55,51
15	2,9723	143,18	49939,00	55,24
16	2,9868	141,80	49939,00	54,98
17	3,0012	140,44	49939,00	54,71
18	3,0156	139,11	49939,00	54,45
19	3,0300	137,79	49939,00	54,19
20	3,0444	136,49	49939,00	53,94

Tabela 8.29 – Parâmetros dos amortecedores – análise preliminar – 20 x 200 kg.

20 amortecedores 200 kg - Jangid				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 4000 \text{ kg}$ $\mu = 0,11469900$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9031 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,7454	222,91	66330,00	91,41
2	2,7620	220,24	66330,00	90,86
3	2,7786	217,62	66330,00	90,32
4	2,7952	215,04	66330,00	89,78
5	2,8118	212,51	66330,00	89,25
6	2,8284	210,02	66330,00	88,73
7	2,8450	207,58	66330,00	88,21
8	2,8616	205,17	66330,00	87,70
9	2,8782	202,81	66330,00	87,19
10	2,8948	200,49	66330,00	86,69
11	2,9114	198,21	66330,00	86,20
12	2,9280	195,97	66330,00	85,71
13	2,9446	193,77	66330,00	85,22
14	2,9613	191,60	66330,00	84,75
15	2,9779	189,47	66330,00	84,27
16	2,9945	187,38	66330,00	83,81
17	3,0111	185,32	66330,00	83,34
18	3,0277	183,29	66330,00	82,89
19	3,0443	181,29	66330,00	82,44
20	3,0609	179,33	66330,00	81,99

### 8.1.6 - CONTROLE DE VIBRAÇÕES COM AMSM – PROPOSTA 1

Essa proposta de sistema de controle foi determinada após a realização da análise preliminar, descrita anteriormente, onde se fizeram vários testes variando-se a massa e o número de amortecedores atuando na estrutura. Observou-se que a partir de 20 amortecedores não ocorriam mais aumentos significativos na eficácia do sistema. Além disso, aumentar a massa dos amortecedores acima de 200 kg não aumentaria a eficiência do sistema e acrescentaria um peso adicional considerável à estrutura.

Portanto, adotou-se um AMSM com 20 amortecedores, cada um com massa de 150 kg, dispostos como mostra a Fig. 8.23. Todos os amortecedores foram sintonizados na mesma frequência do primeiro modo de flexão vertical da passarela, ou seja,  $f_{1,vert} = 2,9905$  Hz para a estrutura sem o sistema de travamento descrito no tópico 8.1.4 (Fig. 8.25) e  $f_{1,vert} = 2,9208$  Hz para a passarela com o sistema de travamento (Fig. 8.26).

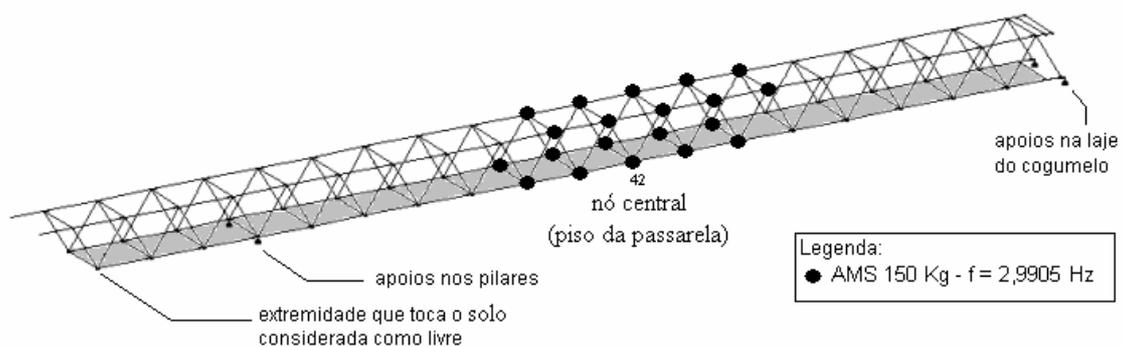


Figura 8.25 – Disposição dos amortecedores que formam o AMSM na passarela sem travamento – Proposta 1.

Os amortecedores foram posicionados nos nós correspondentes às uniões de banzos superiores ou inferiores com diagonais. Procurou-se dispor os amortecedores em regiões próximas ao centro do vão livre principal onde as amplitudes de resposta são maiores, conforme orientação de Zivanovic *et al* (2005b). Foram estudados quatro casos para o sistema de controle:

**CASO 1:** Os amortecedores foram projetados utilizando-se os parâmetros sugeridos por Den Hartog (1956).

**CASO 2:** Os amortecedores foram projetados utilizando-se os parâmetros sugeridos por Jangid (1999).

**CASO 3:** Os amortecedores foram projetados utilizando-se os parâmetros sugeridos por Den Hartog (1956) e, além disso, para proporcionar maior rigidez à estrutura da passarela, foi adicionado um travamento através de barras com seções transversais iguais às das travessas superiores.

**CASO 4:** Para este caso os amortecedores foram projetados utilizando-se os parâmetros sugeridos por Jangid (1999) e, além disso, foi adicionado o mesmo travamento descrito no caso anterior.

Em todos os casos a massa total do sistema AMSM foi de 3000 kg. A razão entre massas para os casos 1 e 2 (estrutura sem sistema de travamento) foi de  $\mu = 0,08806580$ . Para os casos 3 e 4 (estrutura com sistema de travamento) foi de  $\mu = 0,08602420$ .

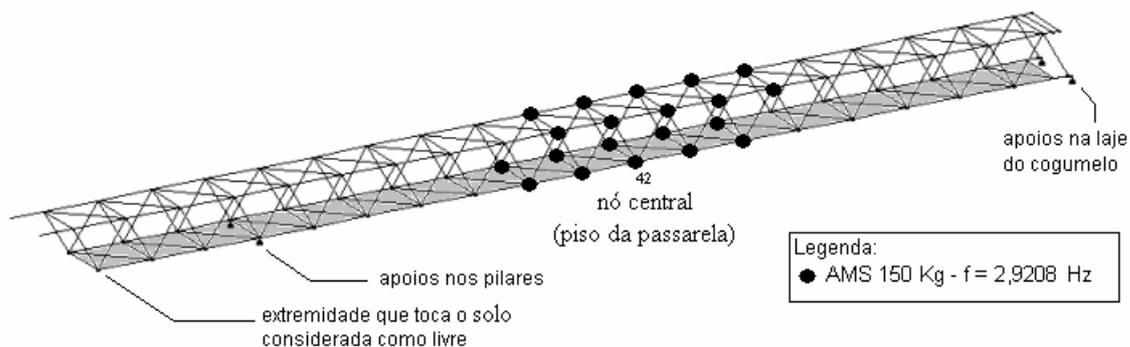


Figura 8.26 – Disposição dos amortecedores que formam o AMSM na passarela com travamento – Proposta 1.

Para cada um dos quatro casos de controle discutidos acima foram realizadas três simulações de travessia de pedestres sobre a passarela:

**Travessia T1:** 20 pessoas atravessam a passarela correndo e provocam um carregamento com frequência idêntica à do primeiro modo de flexão vertical da passarela ( $f_{1,vert} = 2,9905$  Hz sem sistema de travamento e  $f_{1,vert} = 2,9208$  Hz com sistema de travamento).

**Travessia T2:** 20 pessoas atravessam a passarela caminhando e provocam um carregamento com frequência de 1,8 Hz.

**Travessia T3:** 20 pessoas atravessam a passarela correndo e provocam um carregamento com frequência de 2,5 Hz.

Apresenta-se na Fig. 8.27 a aceleração vertical máxima na região central do vão principal da estrutura (nó 42, conforme discretização das Figs. 8.25 e 8.26) para a situação sem controle e para os 4 casos de controle analisados, estando a passarela submetida à travessia de pedestres T1. Observa-se que o caso mais favorável foi o CASO 4, em que a aceleração caiu de 33,480  $m/s^2$  para 0,437  $m/s^2$ . Este valor se encontra dentro da maior parte dos limites de serviço encontrados na literatura.

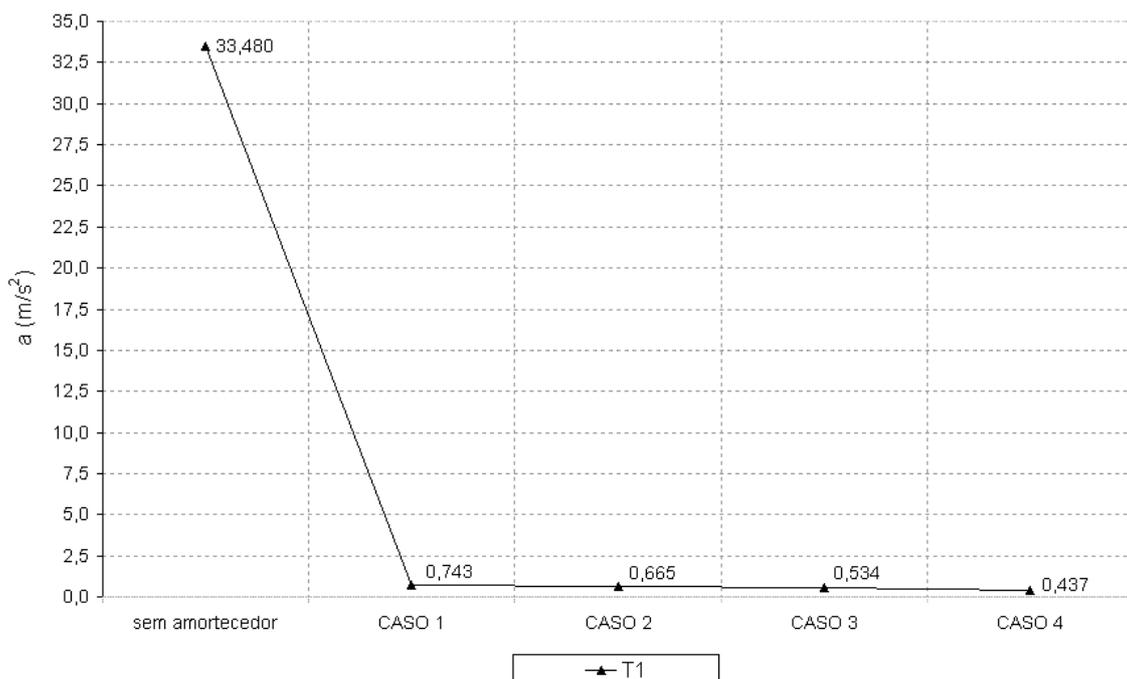


Figura 8.27 – Acelerações verticais – Travessia T1 – Proposta 1.

Na Fig. 8.28 mostra-se a aceleração vertical máxima na região central do vão principal da estrutura (nó 42, conforme discretização das Figs. 8.23 e 8.24) para a situação sem amortecedor e para os 4 casos de controle analisados, estando a passarela submetida às travessias de pedestres T2 e T3.

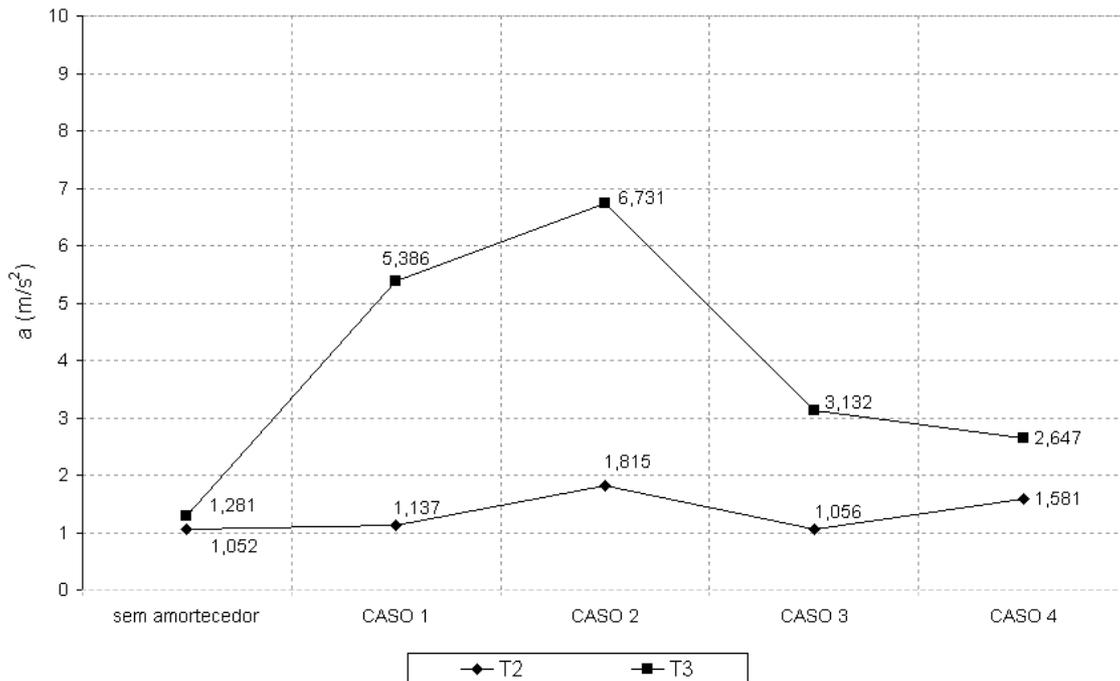


Figura 8.28 – Acelerações verticais – Travessias T2 e T3 – Proposta 1.

Observa-se uma elevação da resposta para a maior parte dos casos de pedestres se movendo a frequências de 1,8 Hz e 2,5 Hz, devido à instalação dos amortecedores. Nesses casos as configurações com travamento apresentaram menor ampliação da resposta. As acelerações verticais ficaram acima dos limites de serviço.

Com relação às acelerações horizontais laterais os melhores resultados também foram os das configurações com travamento (CASO 3 e CASO 4), exceto para a simulação de travessia T3 em que as acelerações foram um pouco amplificadas. Essas acelerações ficaram um pouco acima dos limites de serviço, conforme indica a Fig. 8.29.

A Tab. 8.30 apresenta um quadro comparativo entre as amplitudes máximas de deslocamentos para a simulação de 20 pedestres caminhando sobre a passarela à frequência de 1,8 Hz (travessia T2), no caso sem controle e nos quatro casos de controle da proposta 1.

Com relação à direção vertical observa-se que no caso da estrutura sem controle a amplitude máxima de deslocamento foi de 3,44 mm, valor que está abaixo do limite de 10 mm. Porém, nos casos de controle 1 e 2 observa-se uma elevação da amplitude de deslocamento, da mesma forma em que houve aumento na resposta da aceleração. Os valores das amplitudes foram de 9,80 mm e 10,25 mm, respectivamente, ficando em torno do valor do referido limite.

Nos casos de controle 3 e 4 houve um aumento menor, ficando as amplitudes máximas com 4,34 mm e 5,20 mm, razoavelmente abaixo do limite sugerido.

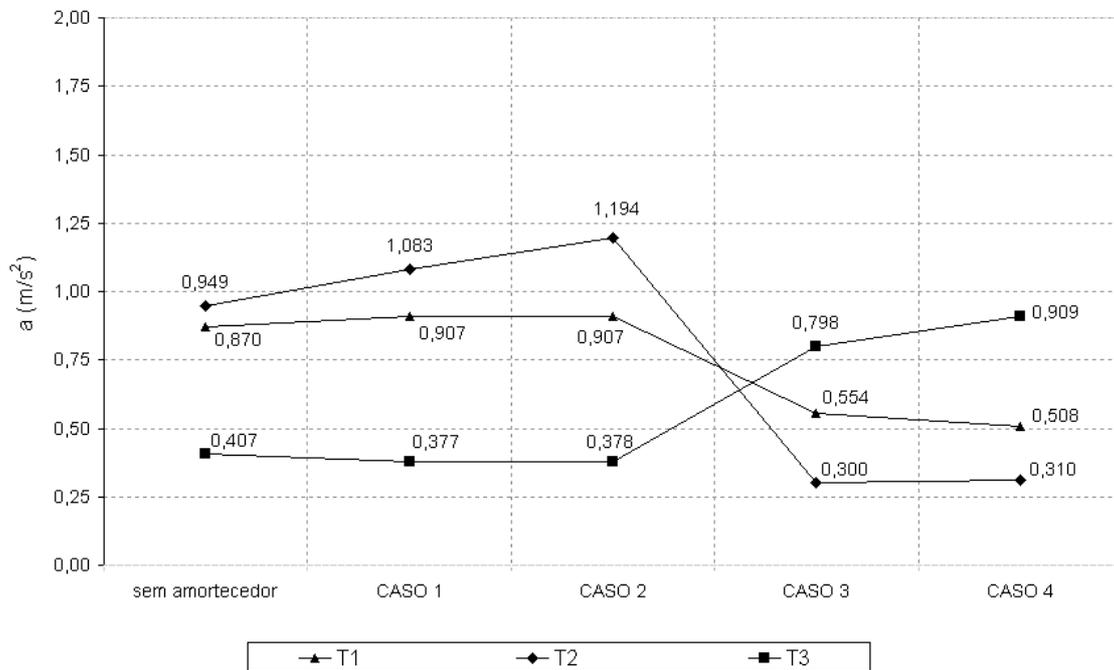


Figura 8.29 – Acelerações laterais – Travessias T1, T2 e T3 – Proposta 1.

Com relação à direção horizontal lateral, no caso da estrutura sem controle, a amplitude máxima de deslocamento foi de 2,73 mm, valor este que está acima do limite de 2 mm. Nos casos de controle 1 e 2 observa-se também uma elevação da amplitude de deslocamento. Os valores foram de 3,56 mm e 3,68 mm. Nos casos de controle 3 e 4 houve uma grande redução na amplitude de deslocamentos laterais, ficando os dois casos com 0,51 mm, portanto abaixo do limite considerado.

Tabela 8.30 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T2 – Proposta 1.

Simulação	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
20 AMS - freq. de passo - 1,8 Hz		
sem controle	3,44	2,73
CASO 1 – sem travamento	9,80	3,56
CASO 2 – sem travamento	10,25	3,68
CASO 3 – com travamento	4,34	0,51
CASO 4 – com travamento	5,20	0,51

Observa-se na Tab. 8.31 as amplitudes máximas de deslocamentos para a simulação de 20 pedestres correndo sobre a passarela à frequência de 2,5 Hz, no caso sem controle e nos quatro casos de controle da proposta 1, para a travessia T3.

Na direção vertical observa-se que a amplitude máxima de deslocamentos da estrutura sem controle é de 3,82 mm, e este valor está abaixo do limite de 10 mm. Nos casos de controle 1 e 2 observa-se uma elevação da amplitude de deslocamento. Os valores encontrados foram 23,59 mm e 28,75 mm, respectivamente, estando muito acima do limite dado. Nos casos 3 e 4 a amplificação da resposta foi menor, e as amplitudes máximas de deslocamentos ficaram com 13,36 mm e 11,40 mm, ainda acima do limite de 10 mm.

Na direção horizontal lateral, no caso da estrutura sem controle, foi registrada uma amplitude máxima de deslocamento de 1,60 mm, valor abaixo do limite de 2 mm. Observa-se nos casos de controle 1 e 2 uma redução das amplitudes máximas de deslocamentos, que ficaram com valores iguais, de 1,35 mm. Já para os casos de controle 3 e 4 verificou-se um aumento na amplitude de deslocamento lateral, com valores máximos de 3,30 mm e 3,90 mm, acima do limite.

Tabela 8.31 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T3 – proposta 1.

Simulação	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
20 AMS - freq. de passo - 2,5 Hz		
sem controle	3,82	1,60
CASO 1 – sem travamento	23,59	1,35
CASO 2 – sem travamento	28,75	1,35
CASO 3 – com travamento	13,36	3,30
CASO 4 – com travamento	11,40	3,90

As amplitudes máximas de deslocamentos para a simulação de 20 pedestres correndo sobre a passarela à frequência do primeiro modo vertical são apresentadas na Tab. 8.32, no caso sem controle, e na proposta 1, para a travessia T1.

Com respeito à direção vertical tem-se, no caso da estrutura sem controle, a máxima amplitude de deslocamento de 95,90 mm, ou seja, quase dez vezes o limite de 10 mm. Porém,

nos casos de controle 1 e 2 observa-se uma brusca diminuição da amplitude de deslocamento. Os valores das amplitudes máximas de deslocamentos foram de 1,29 mm e 0,94 mm, respectivamente, ficando muito abaixo do limite sugerido. Nos casos de controle 3 e 4 houve também uma queda brusca, para 1,41 mm e 1,21 mm.

Observa-se na direção horizontal lateral que, no caso da estrutura sem controle, o deslocamento máximo foi de 0,94 mm. No caso de controle 1, observa-se uma leve redução da amplitude de deslocamento para 0,93 mm. No caso de controle 2, houve um leve acréscimo para o valor de 0,95 mm. Nos casos de controle 3 e 4, houve um aumento na amplitude de deslocamentos laterais, ficando os deslocamentos máximos com 1,25 mm e 1,13 mm, respectivamente.

Tabela 8.32 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T1 – proposta 1.

Simulação 20 AMS - freq. de passo – 2,9905 Hz (sem travamento) ou 2,9208 Hz (com travamento)	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
sem controle	95,90	0,94
CASO 1 – sem travamento	1,29	0,93
CASO 2 – sem travamento	0,94	0,95
CASO 3 – com travamento	1,41	1,25
CASO 4 – com travamento	1,21	1,13

A aceleração vertical do centro da passarela (nó 42) para o CASO 4 de controle e travessia de pedestres T1 pode ser visualizada e comparada com a resposta da estrutura sem controle na Fig. 8.30.

O deslocamento vertical do centro da passarela (nó 42) para o CASO 4 de controle e travessia de pedestres T1 pode ser visualizado e comparado com a resposta da estrutura sem controle na Fig. 8.31.

Na proposta 1, observa-se que o controle da resposta da estrutura com relação a acelerações e deslocamentos na direção vertical provocados por pedestres excitando a passarela na mesma frequência do primeiro modo vertical (travessia T1) apresentou resultados bastante efetivos. A

aceleração vertical caiu de  $33,480 \text{ m/s}^2$  para  $0,437 \text{ m/s}^2$  no caso 4 (redução de 98,7 %) e a amplitude de deslocamento vertical foi reduzida de 95,90 mm para 0,94 mm no caso 2 (redução de 99,0 %).

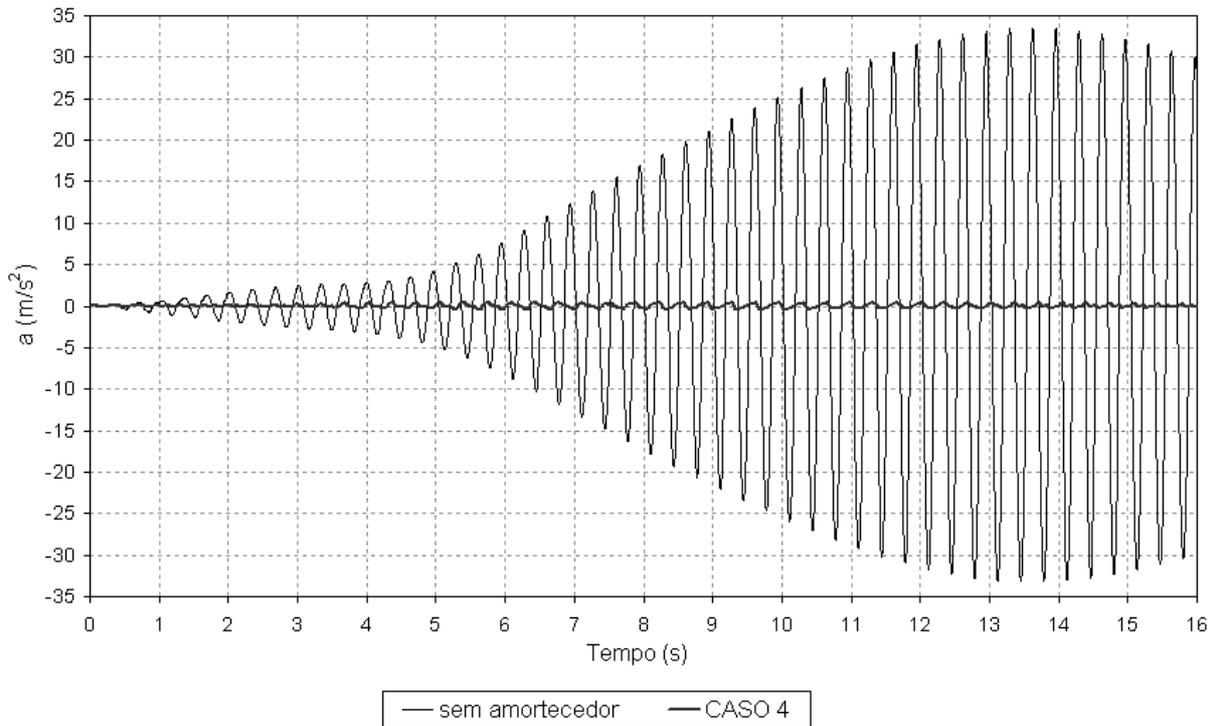


Figura 8.30 – Aceleração vertical - travessia T1 – sem AMSM e CASO 4 – Proposta 1.

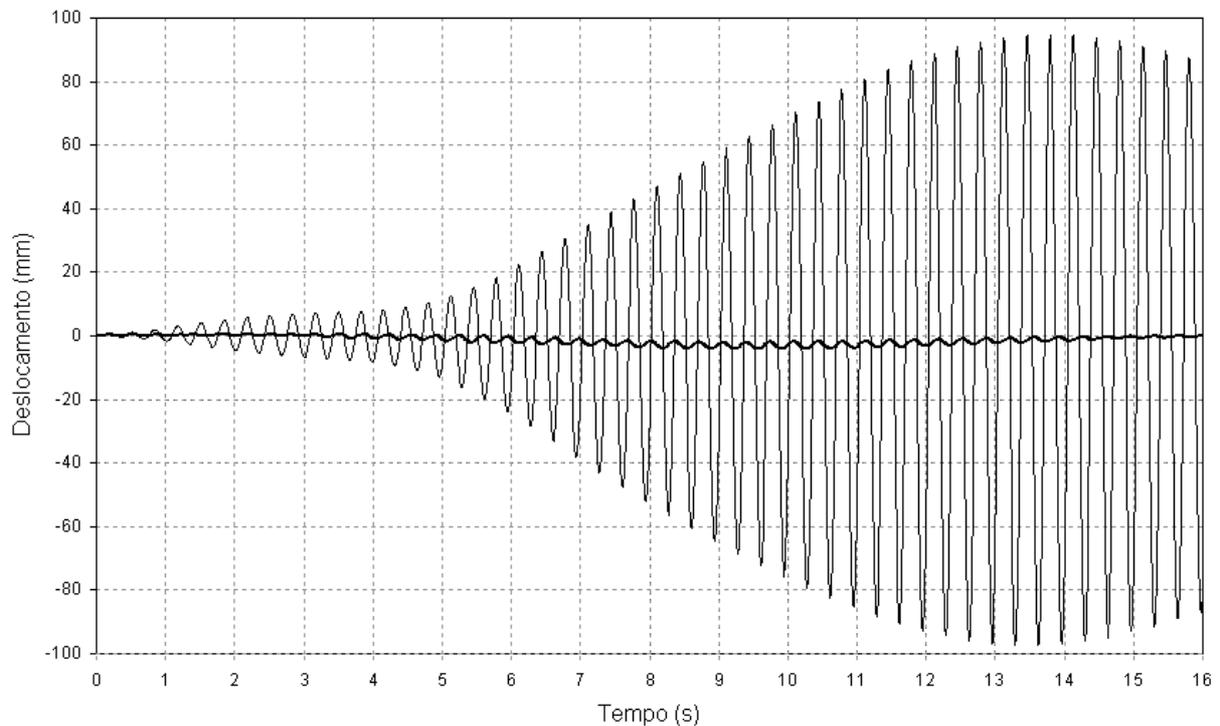


Figura 8.31 – Deslocamento vertical - travessia T1 – sem AMSM e CASO 4 – Proposta 1.

Porém, nota-se que em outros casos a resposta da estrutura foi até mesmo amplificada. Com relação às travessias T2 e T3, que são casos mais comuns de carregamento, houve amplificação da resposta da aceleração e amplitude de deslocamento vertical em todos os quatro casos analisados. Quanto à aceleração e amplitude de deslocamento horizontal lateral, houve amplificação nos casos 1 e 2 para as travessias T2 e nos casos 3 e 4 para a travessia T3. Na travessia T1 as ocorrências de leves amplificação na aceleração horizontal lateral foram nos casos 1 e 2 e nas amplitudes de deslocamentos horizontais laterais ocorreram amplificações nos casos 2, 3 e 4.

Portanto, é necessário um aprimoramento do desempenho desse sistema de controle, principalmente para que não ocorram as amplificações das respostas observadas em vários casos da proposta 1.

Tem-se a seguir, nas Tabs. 8.33 a 8.36, os parâmetros dos amortecedores utilizados nas análises da proposta 1.

Tabela 8.33 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 1 – CASO 1.

20 amortecedores – CASO 1				
$M = 34065,43 \text{ kg}$ $\sum m_i = 3000 \text{ kg}$ $\mu = 0,08806580$ $f_{est} = 2,9905 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9774 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1 - 20	2,9774	150,00	52495,52	227,56

Tabela 8.34 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 1 – CASO 2.

20 amortecedores – CASO 2				
$M = 34065,43 \text{ kg}$ $\sum m_i = 3000 \text{ kg}$ $\mu = 0,08806580$ $f_{est} = 2,9905 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9765 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8348	164,96	52334,00	61,40
2	2,8497	163,24	52334,00	61,08
3	2,8646	161,54	52334,00	60,76
4	2,8796	159,87	52334,00	60,45
5	2,8945	158,23	52334,00	60,13
6	2,9094	156,61	52334,00	59,83
7	2,9243	155,02	52334,00	59,52
8	2,9392	153,45	52334,00	59,22
9	2,9542	151,90	52334,00	58,92
10	2,9691	150,38	52334,00	58,62
11	2,9840	148,88	52334,00	58,33
12	2,9989	147,40	52334,00	58,04
13	3,0138	145,94	52334,00	57,75
14	3,0288	144,51	52334,00	57,47
15	3,0437	143,10	52334,00	57,19
16	3,0586	141,70	52334,00	56,91
17	3,0735	140,33	52334,00	56,63
18	3,0884	138,98	52334,00	56,36
19	3,1034	137,65	52334,00	56,09
20	3,1183	136,33	52334,00	55,82

Tabela 8.35 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 1 – CASO 3.

20 amortecedores – CASO 3				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 3000 \text{ kg}$ $\mu = 0,08602420$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9083 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1 - 20	2,9083	150,00	50087,18	219,69

Tabela 8.36 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 1 – CASO 4.

20 amortecedores – CASO 4				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 3000 \text{ kg}$ $\mu = 0,08602420$ $f_{est} = 2,9208 \text{ Hz}$ $f_T = 2,9075 \text{ Hz}$				
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,7707	164,78	49939,00	59,26
2	2,7851	163,08	49939,00	58,96
3	2,7995	161,41	49939,00	58,65
4	2,8139	159,76	49939,00	58,35
5	2,8283	158,13	49939,00	58,06
6	2,8427	156,54	49939,00	57,76
7	2,8571	154,96	49939,00	57,47
8	2,8715	153,41	49939,00	57,18
9	2,8859	151,88	49939,00	56,90
10	2,9003	150,38	49939,00	56,61
11	2,9147	148,90	49939,00	56,33
12	2,9291	147,44	49939,00	56,06
13	2,9435	146,00	49939,00	55,78
14	2,9579	144,58	49939,00	55,51
15	2,9723	143,18	49939,00	55,24
16	2,9868	141,80	49939,00	54,98
17	3,0012	140,44	49939,00	54,71
18	3,0156	139,11	49939,00	54,45
19	3,0300	137,79	49939,00	54,19
20	3,0444	136,49	49939,00	53,94

### 8.1.7 - CONTROLE DE VIBRAÇÕES COM AMSM – PROPOSTA 2

Nessa proposta procurou-se minimizar as amplificações mostradas no tópico anterior, com relação ao movimento de pedestres nas frequências de 1,8 e 2,5 Hz. Portanto, o AMSM foi constituído por 22 amortecedores com as seguintes características: 10 amortecedores de 150 kg sintonizados na frequência do primeiro modo de flexão vertical, 8 amortecedores de 150 kg sintonizados na frequência de 2,5 Hz e 4 amortecedores de 150 kg sintonizados na frequência de 1,8 Hz. A disposição dos amortecedores é apresentada nas Figs. 8.32 e 8.33, respectivamente para a estrutura sem e com travamento.

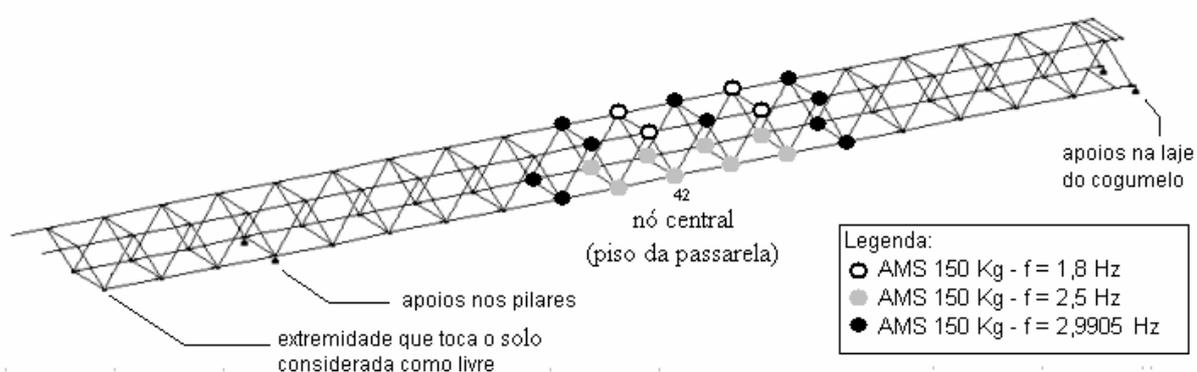


Figura 8.32 – Disposição do AMSM na passarela sem travamento – Proposta 2.

Os dois amortecedores acrescentados nessa proposta tiveram por objetivo tornar simétrica a disposição dos amortecedores sintonizados na frequência do primeiro modo, já que agora o número de amortecedores sintonizados nessa frequência é menor. Os quatro casos de controle apresentados no tópico anterior e os três tipos de travessias de pedestres realizadas foram repetidos nessa segunda proposta.

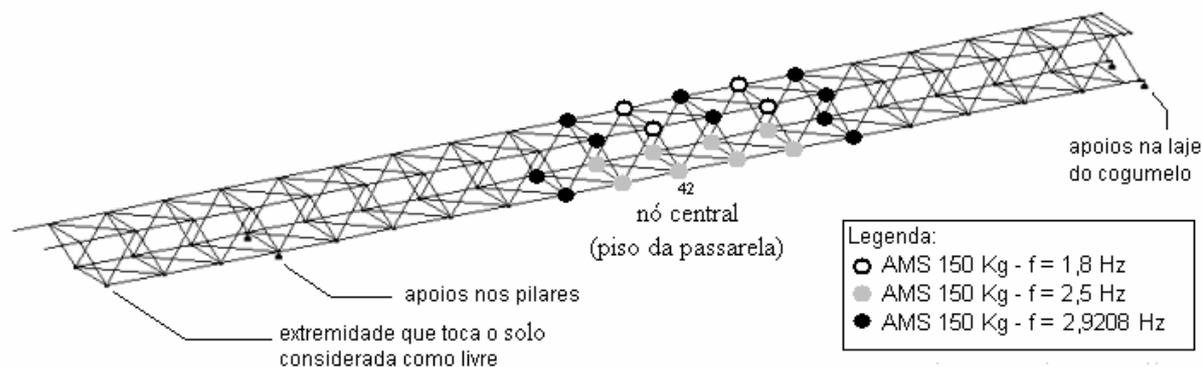


Figura 8.33 – Disposição do AMSM na passarela com travamento – Proposta 2.

Em todos os casos a massa total do sistema AMSM foi de 3300 kg. A razão entre massas para os casos 1 e 2 (estrutura sem sistema de travamento) foi de  $\mu = 0,09687238$ . Para os casos 3 e 4 (estrutura com sistema de travamento) foi de  $\mu = 0,09462662$ .

Observa-se na Fig. 8.34 que a situação mais favorável de controle foi novamente o CASO 4, em que a aceleração caiu de 33,480 m/s<sup>2</sup> para 0,761 m/s<sup>2</sup>. Este valor, apesar de mais elevado que o correspondente da proposta 1, ainda se encontra dentro de um dos limites de serviço, da literatura, da norma BS5400 (1978).

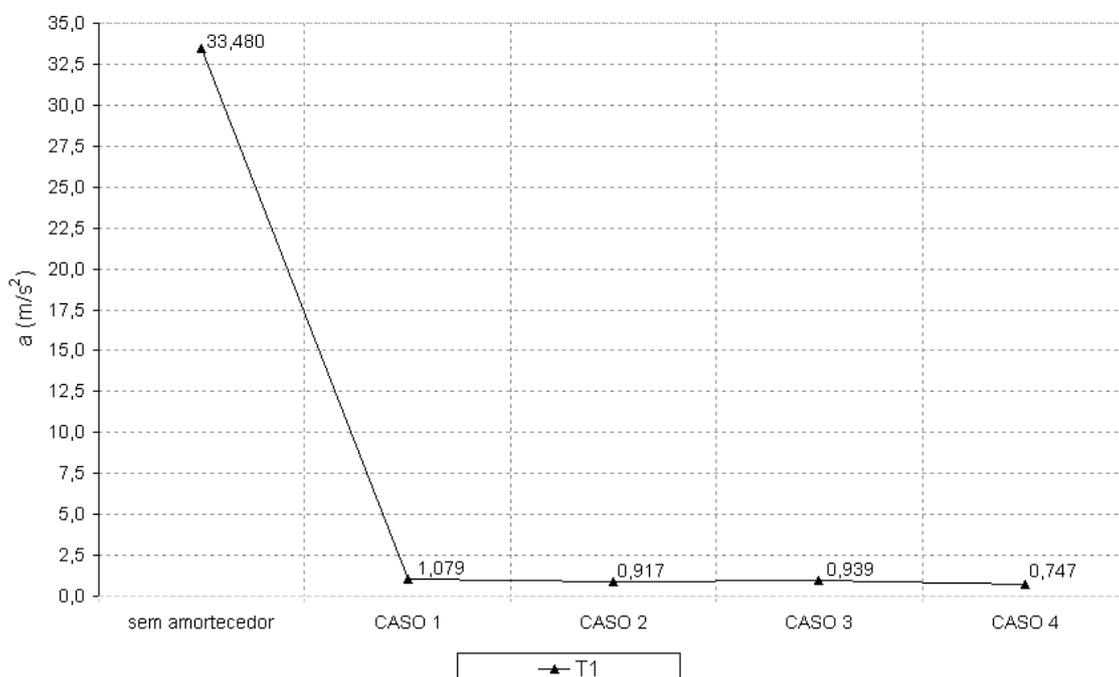


Figura 8.34 – Acelerações verticais – Travessia T1 – Proposta 2.

Na Fig. 8.35, que apresenta as acelerações verticais para cada caso, observa-se que não houve a acentuada elevação da resposta para as travessias T2 e T3, como na proposta 1. Nesse caso observou-se que para os casos de controle sem travamento as acelerações causadas por pedestres correndo a 2,5 Hz sofreram queda.

Os casos de controle com travamento (casos 3 e 4) proporcionaram queda nas acelerações provocadas por pedestres caminhando a 1,8 Hz (travessia T2). Em todos os casos os valores não diferiram consideravelmente das acelerações da estrutura sem controle.

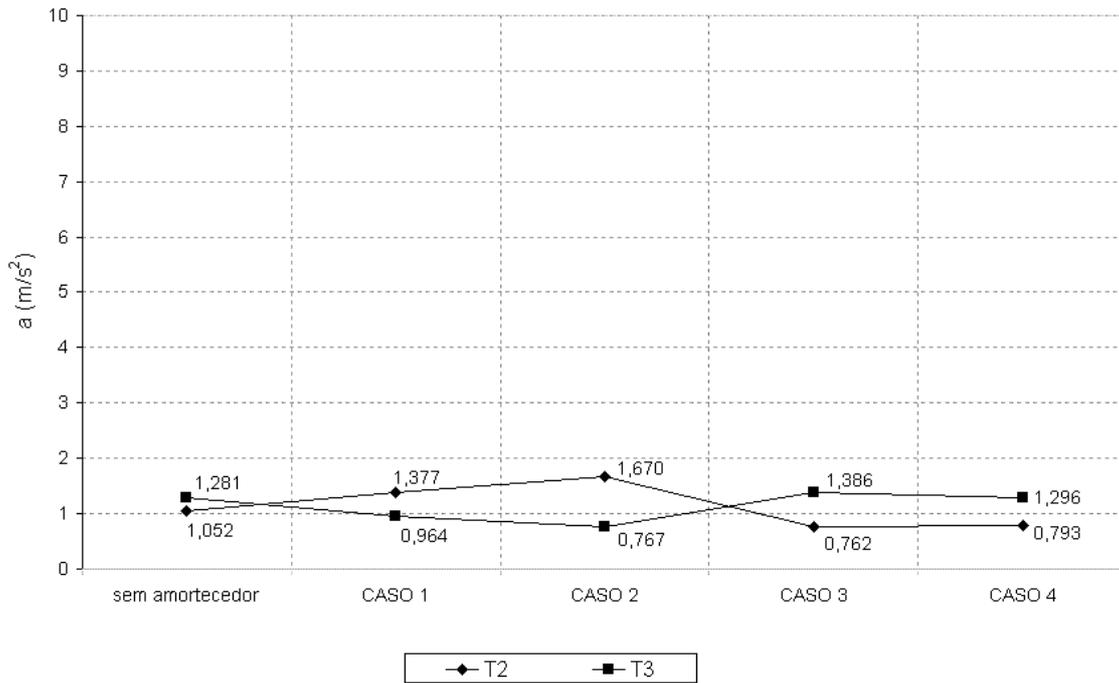


Figura 8.35 – Acelerações verticais – Travessias T2 e T3 – Proposta 2.

Na Fig. 8.36 observa-se para as acelerações na direção horizontal lateral a diminuição da resposta na maioria dos casos, sendo que o melhor desempenho ocorreu nos casos com travamento da passarela. As acelerações nesse caso ficaram mais próximas dos limites de serviço encontrados na literatura.

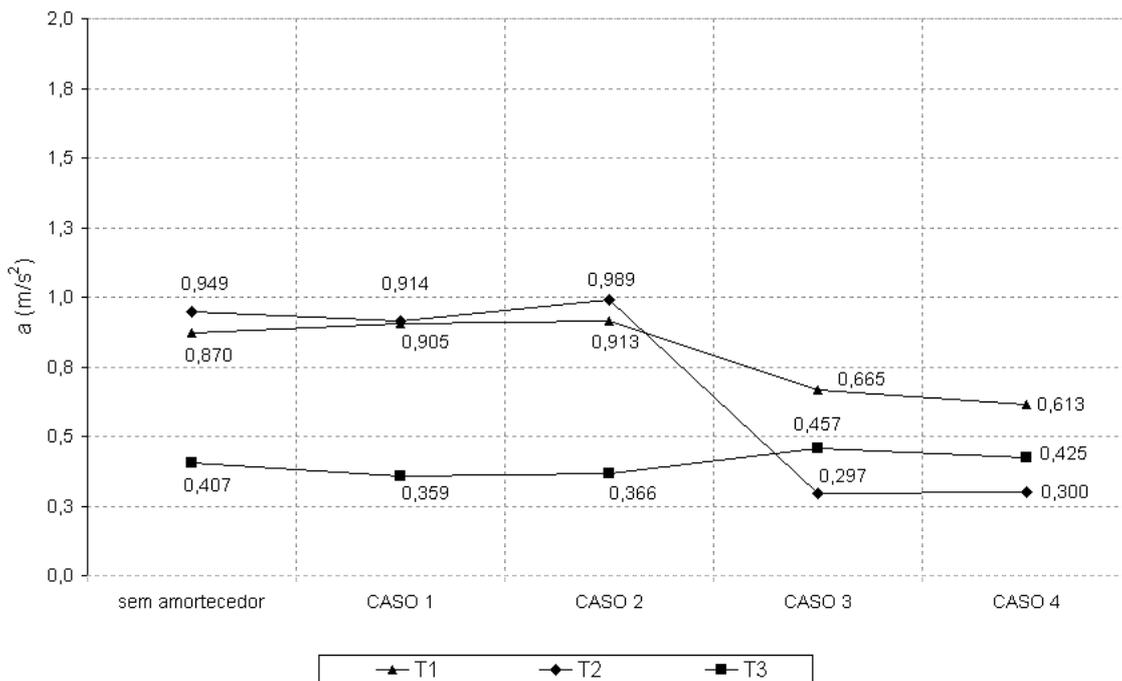


Figura 8.36 – Acelerações laterais – Travessias T1, T2 e T3 – Proposta 2.

Tem-se na Tab. 8.37 as amplitudes máximas de deslocamentos para a simulação de 20 pedestres caminhando sobre a passarela à frequência de 1,8 Hz, para a estrutura sem controle e nos casos com controle da proposta 2, para a travessia T2.

A amplitude máxima de deslocamentos na direção vertical para a estrutura sem controle foi de 3,44 mm. Ocorreu uma elevação das amplitudes de deslocamentos nos casos de controle 1 e 2. Os valores registrados foram de 8,73 mm e 8,41 mm, respectivamente, ficando ainda abaixo do valor limite de 10 mm. Houve um aumento menor nos casos de controle 3 e 4, ficando os deslocamentos máximos com 3,97 mm e 3,85 mm.

Registrou-se uma amplitude máxima de deslocamentos na direção horizontal lateral de 2,73 mm na estrutura sem controle. Nos casos de controle 1 e 2 ocorreu uma diminuição da amplitude de deslocamento. Os valores das amplitudes máximas foram de 2,49 mm e 2,40 mm. Nos casos de controle 3 e 4 houve uma grande redução na amplitude de deslocamento horizontal lateral, ficando os deslocamentos máximos com 0,50 mm e 0,49 mm, respectivamente.

Tabela 8.37 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T2 – Proposta 2.

Simulação	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
20 AMS - freq. de passo - 1,8 Hz		
sem controle	3,44	2,73
CASO 1 – sem travamento	8,73	2,49
CASO 2 – sem travamento	8,41	2,40
CASO 3 – com travamento	3,97	0,50
CASO 4 – com travamento	3,85	0,49

Na Tab. 8.38 são apresentadas as amplitudes máximas de deslocamentos para 20 pedestres correndo sobre a passarela à frequência de 2,5 Hz, no caso sem controle e nos quatro casos de controle da proposta 2.

A estrutura sem controle obteve uma amplitude máxima de deslocamento vertical de 3,82 mm. No caso de controle 1, observa-se uma leve elevação da amplitude de deslocamento para o valor de 4,04 mm. No caso de controle 2 houve uma leve redução da amplitude de deslocamento para 3,31 mm. Nos casos de controle 3 e 4 houve um aumento, ficando os

deslocamentos máximos com 5,85 mm e 5,38 mm, ambos abaixo do limite de serviço de 10 mm.

A máxima amplitude de deslocamento horizontal lateral da estrutura sem controle foi de 1,60 mm. Este valor está abaixo do limite de 2 mm. Nos casos de controle 1 e 2 observa-se uma redução da amplitude de deslocamento. Os valores registrados para a máxima amplitude de deslocamentos foram de 1,30 mm e 1,33 mm. Nos casos de controle 3 e 4 houve uma pequena elevação na amplitude de deslocamentos horizontais laterais e os valores foram de 1,79 mm e 1,65 mm.

Tabela 8.38 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T3 – Proposta 2.

Simulação	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
20 AMS - freq. de passo - 2,5 Hz		
sem controle	3,82	1,60
CASO 1 – sem travamento	4,04	1,30
CASO 2 – sem travamento	3,31	1,33
CASO 3 – com travamento	5,85	1,79
CASO 4 – com travamento	5,38	1,65

É apresentado na Tab. 8.39 um quadro comparativo entre as amplitudes de deslocamentos para a simulação de 20 pedestres correndo sobre a passarela à frequência do primeiro modo vertical da estrutura, no caso sem controle e nos quatro casos de controle da proposta 2, para a travessia T1.

Pode ser observado que a amplitude máxima de deslocamentos da passarela sem controle foi de 95,90 mm, e este valor é quase dez vezes o limite de 10 mm. Porém, nos casos de controle 1 e 2 observa-se uma brusca diminuição da amplitude de deslocamento. Os valores dos deslocamentos foram de 2,41 mm e 2,39 mm, respectivamente, ficando abaixo do limite considerado. Nos casos de controle 3 e 4 houve também uma queda brusca, e as amplitudes máximas de deslocamentos foram de 2,91 mm e 2,25 mm.

A passarela sem controle alcançou uma amplitude de deslocamento horizontal lateral de 0,94 mm, valor abaixo do limite de 2 mm. No caso de controle 1 observa-se uma leve redução da amplitude de deslocamento para 0,92 mm. No caso de controle 2 houve uma redução um

pouco maior, para o valor de 0,89 mm. Nos casos de controle 3 e 4 houve uma elevação na amplitude de deslocamentos laterais, ficando as amplitudes máximas com 1,55 mm e 1,39 mm, respectivamente.

Tabela 8.39 – Ampl. desl. nó 42 - vão inclinado – mov. síncrono – travessia T1 – Proposta 2.

Simulação 20 AMS - freq. de passo – 2,9905 Hz (sem travamento) ou 2,9208 Hz (com travamento)	Ampl. Desl. Vertical (mm)	Ampl. Desl. Horiz. Lat. (mm)
sem controle	95,90	0,94
CASO 1 – sem travamento	2,41	0,92
CASO 2 – sem travamento	2,39	0,89
CASO 3 – com travamento	2,91	1,55
CASO 4 – com travamento	2,25	1,39

A aceleração vertical do centro da passarela (nó 42) para o CASO 4 de controle e travessia de pedestres T1 pode ser visualizada e comparada com a resposta da estrutura sem controle na Fig. 8.37.

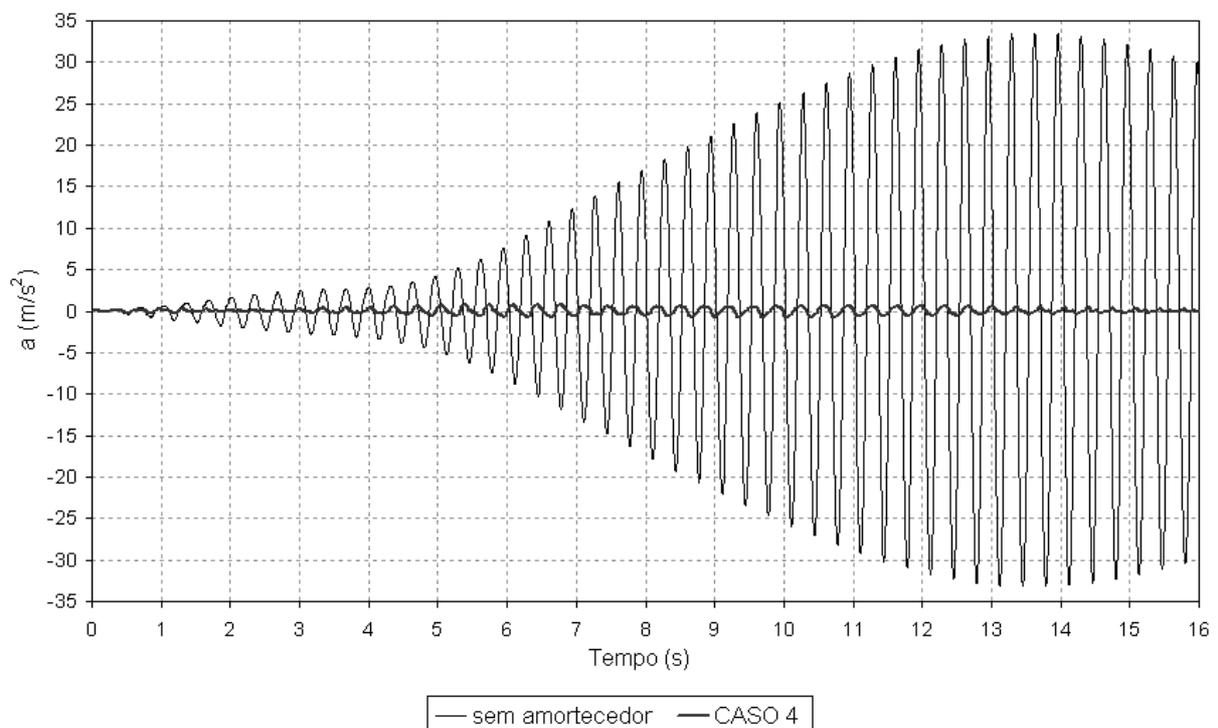


Figura 8.37 – Aceleração vertical - travessia T1 – sem AMSM e CASO 4 – Proposta 2.

O deslocamento vertical do centro da passarela (nó 42) para o CASO 4 de controle e travessia de pedestres T1 pode ser visualizado e comparado com a resposta da estrutura sem controle na Fig. 8.38.

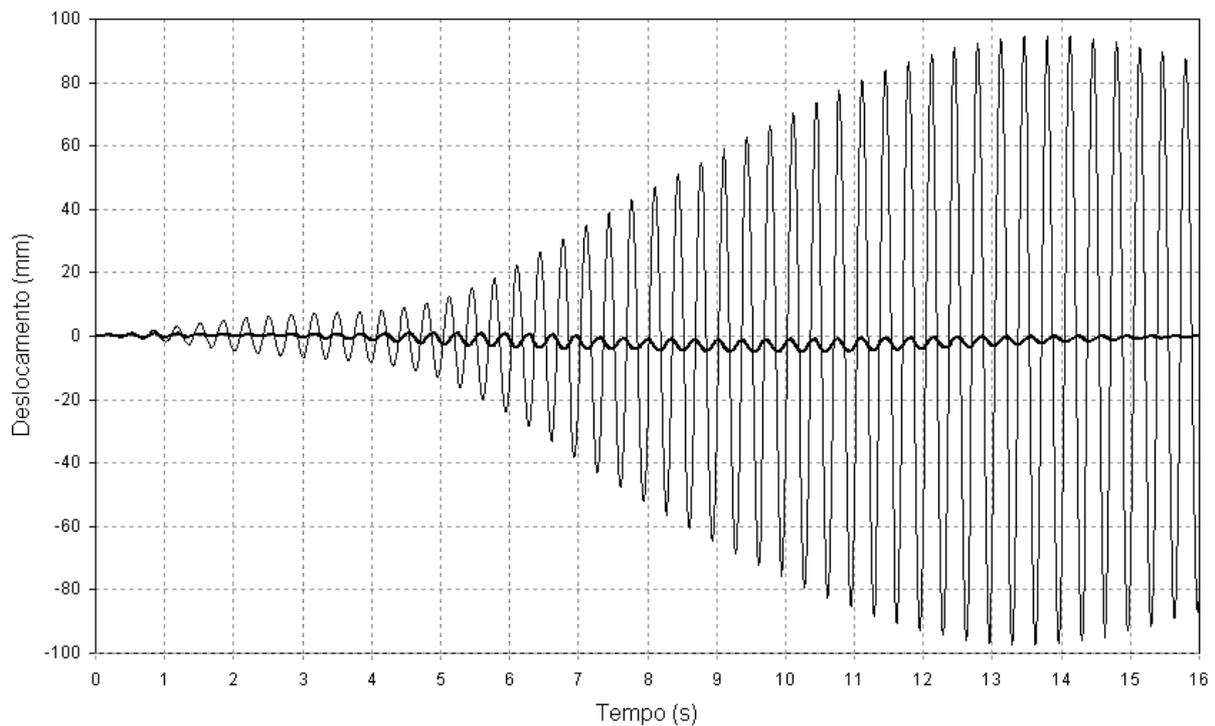


Figura 8.38 – Deslocamento vertical - travessia T1 – sem AMSM e CASO 4 – Proposta 2.

De uma forma geral, houve uma melhora dos resultados na proposta 2, especialmente no que se refere às travessias T2 e T3. Na proposta 1 em todos os casos ocorria a amplificação da aceleração vertical máxima. Na proposta 2, para a travessia T2 houve redução da aceleração vertical máxima da passarela nos casos 3 e 4. No tocante à travessia T3 observa-se redução da aceleração vertical máxima nos casos 1 e 2.

Na travessia T1 ocorre redução da aceleração vertical nos casos 1 a 4, sendo que no caso 4 a redução é de  $33,480 \text{ m/s}^2$  para  $0,747 \text{ m/s}^2$  (97,8 %). Essa redução é pouco menor que a ocorrida na proposta 1.

Para as acelerações máximas na direção horizontal lateral, na travessia T1 ocorre redução em todos os casos, sendo que a maior redução é no caso 4, de  $0,870 \text{ m/s}^2$  para  $0,613 \text{ m/s}^2$  (29,5 %). Na travessia T2 tem-se redução nos casos 1, 3 e 4 e a travessia T3 apresenta redução nos casos 1 e 2.

As amplitudes de deslocamentos na direção vertical apresentam ainda amplificação nos casos 1 a 4 para a travessia T2. Na travessia T3 ocorre redução apenas no caso 2. A travessia T1 apresenta redução nos casos 1 a 4. Com respeito à direção horizontal lateral, na travessia T2 há redução nos casos 1 a 4, e na travessia T3 nota-se redução nos casos 1 e 2. A travessia T1 mostra redução nos casos 1 e 2. Mesmo que ainda ocorram amplificações em casos estudados na proposta 2, elas são menores que as observadas na proposta 1.

Tem-se na Tab. 8.40 um quadro comparativo que apresenta os resultados das propostas 1 e 2, mostrando em forma percentual as reduções e amplificações das respostas da passarela com relação ao seu estado original, sem sistema de controle. Vê-se que em todos os casos estudados ocorrem tanto reduções como amplificações nas respostas. Além disso, observa-se que em uma estrutura com tantos graus de liberdade é difícil realizar o controle com relação a uma frequência específica, sem interferir no comportamento da estrutura frente a outras frequências de excitação.

Tabela 8.40 – Quadro comparativo com os resultados percentuais das propostas 1 e 2 com relação aos resultados da estrutura original, sem sistemas de controle.

Simulação	Frequência Pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		u max (%)	a max (%)	u max (%)	a max (%)
Proposta 1 caso 1	1,8	+184,9	+8,1	+30,4	+14,1
	2,5	+517,5	+320,5	-15,6	-7,4
	2,9905	-98,7	-97,8	-1,1	+4,3
Proposta 1 caso 2	1,8	+198,0	+72,5	+34,8	+25,8
	2,5	+652,6	+425,4	-15,6	-7,1
	2,9905	-99,0	-98,0	+1,1	+4,3
Proposta 1 caso 3	1,8	+26,2	+0,4	-81,3	-68,4
	2,5	+249,7	+144,5	+106,3	+96,1
	2,9208	-98,5	-98,4	+33,0	-36,3
Proposta 1 caso 4	1,8	+51,2	+50,3	-81,3	-67,3
	2,5	+198,4	+106,6	+143,8	+123,3
	2,9208	-98,7	-98,7	+20,2	-41,6
Proposta 2 caso 1	1,8	+153,8	+30,9	-8,8	-3,7
	2,5	+5,8	-24,7	-18,8	-11,8
	2,9905	-97,5	-96,8	-2,1	+4,0
Proposta 2 caso 2	1,8	+144,5	+58,7	-12,1	+4,2
	2,5	-13,4	-40,1	-16,9	-10,1
	2,9905	-97,5	-97,3	-5,3	+4,9
Proposta 2 caso 3	1,8	+15,4	-27,6	-81,7	-68,7
	2,5	+53,1	+8,2	+11,9	+12,3
	2,9208	-97,0	-97,2	+64,9	-23,6
Proposta 2 caso 4	1,8	+11,9	-24,6	-82,1	-68,4
	2,5	+40,8	+1,2	+3,1	+4,4
	2,9208	-97,7	-97,8	+47,9	-29,5

Durante a pesquisa foram realizadas outras propostas de controle, cujos resultados são apresentados em forma de tabelas no apêndice I. Em alguns casos foram utilizados 22 amortecedores e em outros foram considerados 30 amortecedores. Os parâmetros utilizados foram os de Jangid (1999) em todos os casos. Em algumas simulações o valor da largura de banda ( $\beta$ ) considerado foi aumentado para que o AMSM abrangesse um maior intervalo de frequências. Em todas essas propostas o sistema de travamento foi considerado.

Tem-se a seguir, nas Tabs. 8.41 a 8.44, os parâmetros dos amortecedores utilizados nas análises da proposta 2.

Tabela 8.41 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 2 – CASO 1.

22 amortecedores – CASO 1				
$M = 34065,43 \text{ kg}$ $\sum m_i = 3300 \text{ kg}$ $\mu = 0,09687238$		$f_{T-1,8\text{Hz}} = 1,7921 \text{ Hz}$ $f_{T-2,5\text{Hz}} = 2,4890 \text{ Hz}$ $f_{T-2,9905\text{Hz}} = 2,9774 \text{ Hz}$		
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
7, 8, 15 e 16	1,7921	150,00	19018,65	136,97
5, 6, 9, 10, 13, 14, 17 e 18	2,4890	150,00	36687,21	190,23
1, 2, 3, 4, 11, 12, 19, 20, 21 e 22	2,9774	150,00	52495,52	227,56

Tabela 8.42 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 2 – CASO 2.

22 amortecedores – CASO 2				
$M = 34065,43 \text{ kg}$ $\sum m_i = 3300 \text{ kg}$ $\mu = 0,09687238$		$f_{T-1,8\text{Hz}} = 1,7920 \text{ Hz}$ $f_{T-2,5\text{Hz}} = 2,4885 \text{ Hz}$ $f_{T-2,9905\text{Hz}} = 2,9764 \text{ Hz}$		
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,8452	163,76	52336,00	69,17
2	2,8744	160,46	52336,00	68,46
3	2,9035	157,25	52336,00	67,78
4	2,9327	154,14	52336,00	67,10
5	2,3833	163,16	36588,00	62,15
6	2,4134	159,12	36588,00	61,38
7	1,7308	160,49	18980,00	60,63
8	1,7716	153,18	18980,00	59,24
9	2,4434	155,23	36588,00	60,62
10	2,4735	151,48	36588,00	59,89
11	2,9618	151,12	52336,00	66,44
12	2,9910	148,19	52336,00	65,79
13	2,5035	147,87	36588,00	59,17
14	2,5336	144,38	36588,00	58,46
15	1,8124	146,36	18980,00	57,90
16	1,8532	139,99	18980,00	56,63
17	2,5637	141,01	36588,00	57,78
18	2,5937	137,76	36588,00	57,11
19	3,0201	145,34	52336,00	65,16
20	3,0493	142,58	52336,00	64,54
21	3,0784	139,89	52336,00	63,92
22	3,1076	137,28	52336,00	63,33

Tabela 8.43 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 2 – CASO 3.

22 amortecedores – CASO 3				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 3300 \text{ kg}$ $\mu = 0,09462662$		$f_{T-1,8\text{Hz}} = 1,7923\text{Hz}$ $f_{T-2,5\text{Hz}} = 2,4893 \text{ Hz}$ $f_{T-2,9905\text{Hz}} = 2,9083 \text{ Hz}$		
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
7, 8, 15 e 16	1,7923	150,00	19022,52	135,39
5, 6, 9, 10, 13, 14, 17 e 18	2,4893	150,00	36694,67	188,04
1, 2, 3, 4, 11, 12, 19, 20, 21 e 22	2,9083	150,00	50087,18	219,69

Tabela 8.44 – Parâmetros dos amortecedores – proposta 2 – CASO 4.

22 amortecedores – CASO 4				
$M = 34873,90 \text{ kg}$ $\sum m_i = 3300 \text{ kg}$ $\mu = 0,09462662$		$f_{T-1,8\text{Hz}} = 1,7922 \text{ Hz}$ $f_{T-2,5\text{Hz}} = 2,4888 \text{ Hz}$ $f_{T-2,9905\text{Hz}} = 2,9074 \text{ Hz}$		
nº	$f_i$ (Hz)	$m_i$ (kg)	k (N/m)	$c_i$ (Ns/m)
1	2,7807	163,60	49941,00	66,76
2	2,8089	160,34	49941,00	66,09
3	2,8370	157,17	49941,00	65,43
4	2,8652	154,10	49941,00	64,79
5	2,3848	163,01	36598,00	61,42
6	2,4145	159,02	36598,00	60,66
7	1,7317	160,36	18985,00	59,92
8	1,7720	153,15	18985,00	58,55
9	2,4442	155,18	36598,00	59,93
10	2,4739	151,47	36598,00	59,21
11	2,8933	151,11	49941,00	64,16
12	2,9215	148,22	49941,00	63,54
13	2,5036	147,90	36598,00	58,50
14	2,5334	144,45	36598,00	57,82
15	1,8123	146,41	18985,00	57,25
16	1,8527	140,11	18985,00	56,01
17	2,5631	141,12	36598,00	57,15
18	2,5928	137,90	36598,00	56,49
19	2,9496	145,40	49941,00	62,94
20	2,9778	142,66	49941,00	62,34
21	3,0059	140,01	49941,00	61,76
22	3,0341	137,42	49941,00	61,18

### 8.1.8 - ANÁLISE ESTÁTICA

Uma análise estática da passarela foi realizada, para todos os casos das propostas 1 e 2, a fim de verificar-se qual a influência ocasionada nos esforços dos elementos estruturais com a introdução do sistema de travamento da estrutura e dos amortecedores. Os resultados se encontram na Tab. 8.45, e serão comentados a seguir.

Os resultados são expostos da seguinte forma: o valor da tensão máxima atingida em cada tipo de elemento estrutural, dividido pela tensão de escoamento do material, em porcentagem. O material utilizado à época para a construção da estrutura metálica foi o aço SAC-41 ( $F_y = 245$  MPa).

A coluna ST mostra os resultados da análise estática para o caso da passarela sem controle e sem o sistema de travamento. Nesse caso, o tipo de elemento mais solicitado é o dos banzos superiores de 8 mm com reforço, em que 20,36 % da tensão de escoamento do material foi mobilizada. Na coluna CT estão os resultados para a estrutura sem controle e com a introdução do sistema de travamento. Nesse caso também o tipo de peça mais solicitado foi o banzo de 8 mm superior com reforço, mobilizando-se até 20,88 % da tensão de escoamento.

Em todos os demais casos, a peça mais solicitada foi do tipo dos banzos superiores de 8 mm com reforço. Na coluna 20-ST são mostrados os resultados da proposta 1 (20 amortecedores) sem sistema de travamento (ST). Foram mobilizados 24,46 % da tensão de escoamento do material. Na coluna 20-CT estão os resultados da proposta 1 (20 amortecedores) com o sistema de travamento superior e inferior (CT). Nesse caso, mobilizou-se 24,99 % da tensão de escoamento. Tem-se na coluna 22-ST os resultados da proposta 2 (22 amortecedores) sem sistema de travamento (ST). A tensão máxima alcançou 24,82 % da tensão de escoamento. O último caso, da coluna 22-CT, representa os resultados da proposta 2 (22 amortecedores) com sistema de travamento superior e inferior (CT). Nesse caso alcançou-se 25,36 % da tensão de escoamento do material.

Observa-se que do primeiro caso (ST) ao último (22-CT) a tensão aumentou de 20,88 % para 25,36 % da tensão de escoamento, representando um aumento de 4,48 % com relação à tensão de escoamento do material. Conclui-se que este aumento não é significativo e não deve causar preocupação com relação à segurança da estrutura. Além disso, uma peça metálica que

trabalha na faixa de 25 % da tensão de escoamento está seguramente dentro dos limites de segurança estrutural em vigência.

Tabela 8.45 – Resultados da Análise Estática.

Tipo de Elemento	Tensão Máxima / $F_y = 245$ MPa (%)					
	ST	CT	20-ST	20-CT	22-ST	22-CT
Diagonais	17,63	19,04	19,79	21,38	19,93	21,54
Diagonais com reforço	14,54	15,71	16,25	17,56	16,36	17,69
Travessas superiores	0,17	1,69	0,18	2,04	0,18	2,07
Travessas inferiores	1,10	1,50	1,22	1,69	1,23	1,71
Banzos 6,7 mm inferiores	11,95	12,75	14,44	15,34	14,65	15,56
Banzos 6,7 mm superiores	14,76	15,37	17,65	18,29	17,84	18,48
Banzos 8 mm inferiores	3,24	3,42	3,62	3,83	3,73	3,94
Banzos 8 mm superiores	19,78	20,35	23,84	24,41	24,10	24,67
Banzos 8 mm inferiores com reforço	4,15	4,22	5,12	5,18	5,19	5,24
Banzos 8 mm superiores com reforço	20,36	20,88	24,46	24,99	24,82	25,36
Travessas inferiores das extremidades	1,50	1,67	1,86	2,05	1,88	2,08
Travamento superior	-	2,87	-	3,41	-	3,45
Travamento inferior	-	4,95	-	5,65	-	5,72

Legenda:

- ST: passarela sem controle e sem o sistema de travamento;
- CT: passarela sem controle e com a introdução do sistema de travamento;
- 20-ST: passarela com controle dado na proposta 1 (20 amortecedores) sem sistema de travamento (ST);
- 20-CT: passarela com controle dado na proposta 1 (20 amortecedores) com o sistema de travamento (CT);
- 22-ST: passarela com controle dado na proposta 2 (22 amortecedores) sem sistema de travamento (ST);
- 22-CT: passarela com controle dado na proposta 2 (22 amortecedores) com o sistema de travamento (CT).

Apresenta-se na Fig. 8.39 um desenho esquemático que divide as peças da estrutura em três grupos, conforme a Tab. 8.46, segundo a tensão máxima atingida como valor percentual da tensão de escoamento do material para o caso 22-CT, que é o de maior solicitação.

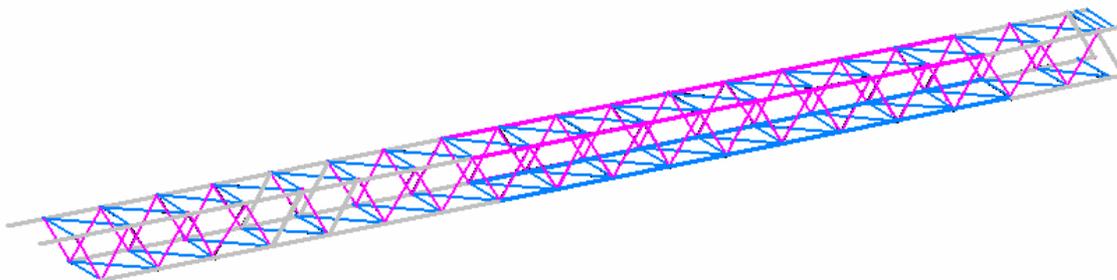
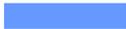


Figura 8.39 – Peças estruturais classificadas segundo a tensão máxima atingida.

Tabela 8.46 – Peças estruturais classificadas segundo a tensão máxima atingida.

Peça da estrutura	Tensão Máxima / $F_y = 245 \text{ MPa}$ (%)	Cor
Diagonais Banzos 8,0 mm superiores Banzos 8,0 mm superiores c/ reforço	Tensão máxima entre 20 e 25 % de $F_y$	
Diagonais com reforço Banzos 6,7 mm inferiores Banzos 6,7 mm superiores	Tensão máxima entre 10 e 20 % de $F_y$	
Travessas inferiores Travessas inferiores das extremidades Travessas superiores Banzos 8,0 mm inferiores Banzos 8,0 mm inferiores c/ reforço Travamento inferior Travamento superior	Tensão máxima inferior a 10 % de $F_y$	

## 8.2 - VÃO HORIZONTAL

### 8.2.1 - MODELO DO VÃO HORIZONTAL EM ELEMENTOS FINITOS

Após a análise de um vão inclinado da passarela, que por ter maior comprimento é o caso mais desfavorável, também foi investigado o comportamento de um vão horizontal, mostrado na Fig. 8.40. Com relação à sua estrutura, a única diferença entre este vão e o inclinado é que neste caso todos os banzos são formados por perfis caixa com 6,7 mm sem reforço. Todas as demais características são idênticas às dos vãos inclinados, conforme visto na Fig. 8.1.

A modelagem do vão horizontal também seguiu o mesmo formato utilizado no vão inclinado. Os tipos e números de elementos utilizados são mostrados na Tab. 8.47.

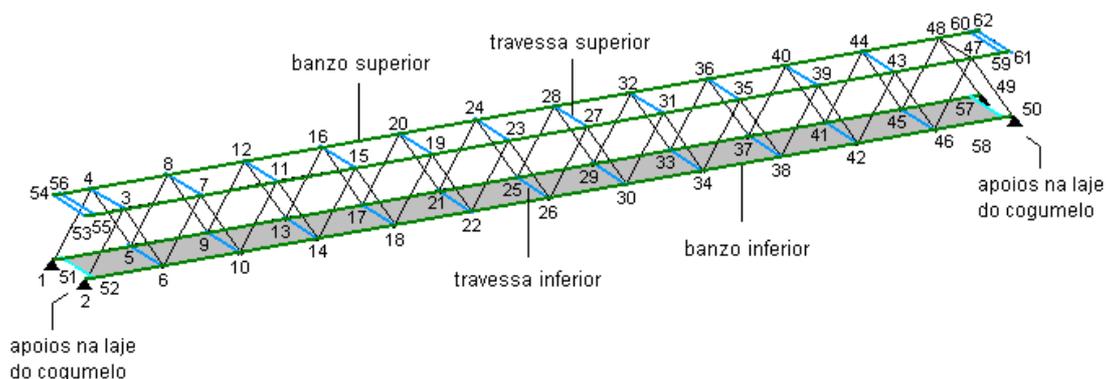


Figura 8.40 – Discretização de um vão horizontal da passarela.

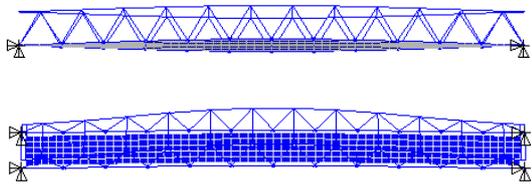
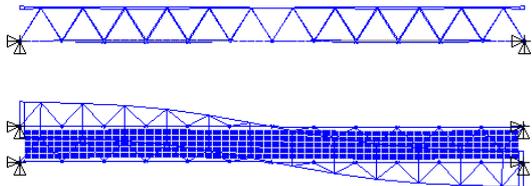
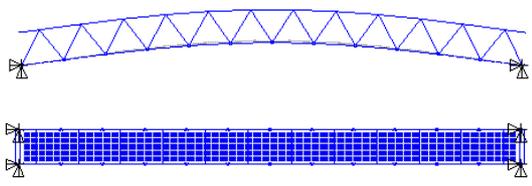
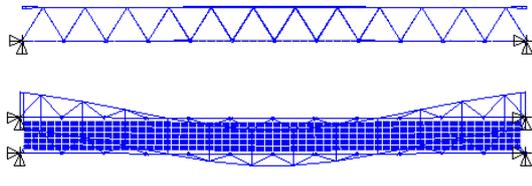
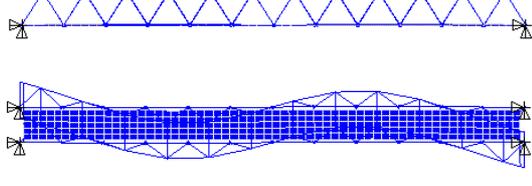
Tabela 8.47 – Elementos utilizados na modelagem de um vão horizontal.

Peça da estrutura	Elemento	Quantidade	Cor
Diagonais	Pórtico espacial	48	
Travessas	Pórtico espacial	superiores = 16	
	Pórtico espacial	inferiores = 77	
Banzos – e = 6,7 mm	Pórtico espacial	superiores = 30	
	Pórtico espacial	inferiores = 28	
Corrimão e guarda corpo	Massa concentrada	26	
Travessas inferiores na extremidade	Pórtico espacial	14	
Piso	Placa	300	
	tridimensional		

## 8.2.2 - ANÁLISE MODAL – VIBRAÇÕES LIVRES – VÃO HORIZONTAL

Após a modelagem do vão horizontal da passarela no programa ANSYS (1995), foi realizada uma análise de vibrações livres onde foram determinadas as frequências naturais e os modos de vibração. Os dez primeiros modos de vibração estão apresentados na Tab 8.48.

Tabela 8.48 – Análise de vibrações livres de um vão horizontal da passarela sobre a EPIA.

Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Descrição do Modo de Vibração	Vista do Modo de Vibração
1	2,5860	1º modo de flexão lateral com torção	
2	3,7701	2º modo de flexão lateral	
3	4,2716	1º modo de flexão vertical	
4	4,2743	3º modo de flexão lateral	
5	5,1479	4º modo de flexão lateral	

6	6,5058	5° modo de flexão lateral	
7	7,6866	1° modo de torção	
8	8,3693	2° modo de torção	
9	8,4646	6° modo de flexão lateral	
10	10,948	2° modo de flexão vertical	

Observa-se que as primeiras quatro frequências naturais obtidas encontram-se abaixo de 5 Hz. As três primeiras frequências de vibração lateral possuem os valores de 2,5860 Hz, 3,7701 Hz e 4,2743 Hz. Conforme visto anteriormente, o risco de vibração lateral é crítico para valores em torno de 1,0 Hz. Além disso, a primeira frequência de vibração vertical tem o valor de 4,2716 Hz, que se situa acima dos intervalos dados para os movimentos de caminhar e correr na literatura pesquisada.

Tendo-se em vista que os riscos de vibrações excessivas nos vãos horizontais não são tão significativos quanto para os vãos inclinados, não se realizou uma análise em vibrações forçadas para este caso.

## 9 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 9.1 - CONCLUSÕES

No presente trabalho, realizou-se a análise dinâmica de uma passarela de pedestres localizada na cidade de Brasília, utilizando-se o programa ANSYS (1995). Para isso, inicialmente foi realizada uma pesquisa bibliográfica onde foram consultados estudos anteriores sobre vibrações em passarelas localizadas em diversos países. Procurou-se também levantar os limites de serviço para passarelas de pedestres existentes na literatura.

Observou-se que, acerca dos limites ou critérios de serviço para vibrações em passarelas não há uma uniformidade entre as diversas fontes consultadas. De uma forma geral, eles são apresentados como uma limitação no valor da aceleração máxima ou da amplitude de deslocamento máxima da estrutura, porém os limites variam bastante e falta padronização.

O estudo concentrou-se em um vão inclinado típico da passarela EPIA, pois possui maior comprimento que um vão típico horizontal. Observou-se, inicialmente, na análise de vibrações livres que as seis primeiras frequências naturais dessa estrutura encontram-se dentro do intervalo crítico sugerido pela literatura (abaixo de 5 Hz). A primeira frequência natural na direção horizontal lateral é de 1,9997 Hz e na direção vertical de 2,9905 Hz. Segundo a literatura pesquisada as passarelas mais sujeitas a grandes vibrações no sentido horizontal lateral possuem uma das primeiras frequências nessa direção com o valor próximo a 1 Hz, o que não é o caso da estrutura aqui estudada. Realmente, foi constatado in-loco que a passarela apresenta vibrações claramente perceptíveis na direção vertical, que podem ser causadas com apenas uma pessoa se movendo sobre a estrutura.

A análise de vibrações forçadas para carregamentos típicos de uma estrutura como esta, como os decorrentes dos movimentos de andar e correr de pessoas mostrou que os limites de serviço indicados na literatura não são verificados em várias situações estudadas.

Inicialmente foram realizadas simulações com diferentes números de pedestres caminhando ou correndo sobre a passarela de forma assíncrona, ou seja, o movimento dos pedestres não estava em fase. Nessas análises observou-se que para o caso de pedestres caminhando à

freqüência de 1,8 Hz ocorreram somente vibrações de pequena amplitude. Já no caso de pessoas correndo à freqüência de 2,5 Hz nas simulações a partir de cinco pedestres já ocorriam acelerações no sentido vertical cujos níveis ultrapassavam alguns dos limites de serviço consultados. Na direção horizontal lateral, a simulação com vinte pessoas causou um nível de aceleração da estrutura superior a todos os limites de serviço. Nessa simulação as amplitudes máximas de deslocamentos ficaram abaixo dos limites de Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005). Nas simulações com pedestres correndo a uma freqüência de 2,9905 Hz verificou-se que apenas um pedestre é capaz de causar uma aceleração na estrutura com valor bastante superior aos limites de serviço pesquisados. Com respeito à aceleração horizontal lateral em todos os casos (1, 5, 10 e 20 pessoas) as acelerações estão com os valores muito próximos aos limites menos rigorosos e acima dos mais rigorosos. Nesse caso as amplitudes de deslocamento não ultrapassaram os limites de Bachmann (2002) *apud* Blanco *et al* (2005).

Em seguida foram realizadas simulações de movimento de pessoas de forma síncrona, situação mais desfavorável que a anterior. Nas análises com pedestres caminhando à freqüência de 1,8 Hz verificou-se que a partir de um grupo de dez pedestres as acelerações verticais se tornam críticas, contrariando a maior parte dos limites de serviço. Na direção horizontal lateral, para um grupo de 5 pedestres todos os limites são superados. As amplitudes de deslocamentos verticais não chegam ao limite de 10 mm, porém na direção horizontal o limite de 2 mm é superado no caso de 20 pedestres. Para pedestres correndo a 2,5 Hz verifica-se que a partir de um grupo de 5 pessoas praticamente todos os limites de serviço já são superados para a aceleração vertical e horizontal lateral. As amplitudes de deslocamento não chegam em nenhum caso a ultrapassar os limites de serviço. O caso mais desfavorável foi o de pedestres correndo à freqüência de 2,9905 Hz, correspondente ao primeiro modo de flexão vertical. Nesse caso basta um pedestre para causar uma aceleração vertical muito superior à recomendada pelos limites de serviço. No caso de 20 pedestres a aceleração vertical máxima da estrutura é mais de 30 vezes maior que o valor de qualquer dos limites de serviço consultados. Na direção horizontal lateral ocorre uma elevação da aceleração superior a todos os limites de serviço a partir de 5 pedestres. As amplitudes de deslocamento vertical chegam a ser quase 10 vezes o valor do limite de 10 mm. Na direção horizontal lateral as amplitudes de deslocamento são todas inferiores ao limite de 2 mm.

Concluiu-se, portanto, que a estrutura analisada pode apresentar vibrações excessivas em situações de uso normal. Sendo assim, foi realizado um estudo a fim de contornar este

problema, através da instalação de um sistema de controle estrutural do tipo AMSM. Procurou-se desenvolver um sistema para combater as vibrações verticais, que no caso dessa estrutura tem maior amplitude e portanto são mais críticas. No entanto, procurou-se também observar o comportamento das vibrações horizontais laterais com a introdução do AMSM na passarela. Para se realizar um estudo mais aprofundado das vibrações da passarela no sentido horizontal lateral seria necessário dispor de um programa que pudesse simular o carregamento horizontal lateral provocado por pedestres se movimentando, o que não é o caso do programa PSM utilizado no presente trabalho.

Além do sistema de controle estrutural também foi considerado em algumas das análises um sistema de travamento na passarela, com o objetivo de enrijecer a estrutura e melhorar seu desempenho, complementando assim o trabalho do AMSM. Com a introdução desse sistema na passarela observou-se que a segunda frequência de vibração lateral da estrutura passou de 2,8940 Hz para 4,4188 Hz, alcançando um valor mais alto que o da primeira frequência de vibração vertical, que passou de 2,9905 Hz para 2,9208 Hz.

Para o projeto de um sistema de controle que pudesse reduzir eficientemente as vibrações indesejáveis acrescentando o menor peso possível à estrutura original decidiu-se pela realização de um estudo preliminar para verificar quantos amortecedores seriam necessários para se ter um controle satisfatório das vibrações. Isso foi realizado considerando-se diferentes sistemas com 2, 6, 10 e 20 amortecedores. Além da variação do número de amortecedores variou-se também a massa entre 50, 100, 150 e 200 kg em todos os casos. Dessa análise concluiu-se que o número de 20 amortecedores com massa em torno de 150 kg seria a melhor opção para não aumentar muito o número de amortecedores. Além de que, considerando-se que os resultados observados para massas de 200 kg eram apenas ligeiramente melhores, não havia justificativa para adotá-las, permanecendo a preferência pelo valor de 150 kg para as massas.

Na proposta 1 de sistema de controle, mostrada nas Figs 8.23 e 8.24, notou-se que as vibrações causadas por carregamentos com a frequência do primeiro modo vertical da estrutura eram prontamente reduzidas pelo sistema AMSM. Porém, nos casos de carregamentos de 1,8 Hz e 2,5 Hz, que representam respectivamente as frequências médias dos movimentos de caminhar e de correr, observou-se em muitos casos a amplificação da resposta da estrutura, tanto com relação às acelerações quanto aos deslocamentos. Nos casos em que se considerou o sistema de travamento aliado ao AMSM as amplificações foram

muito menores e em alguns casos houve redução da resposta. De forma geral, somente no caso da resposta horizontal lateral da estrutura a carregamentos na frequência de 2,5 Hz a configuração sem travamento foi melhor que a com travamento. Verificou-se, portanto, a necessidade de reduzir essa tendência de amplificação da resposta nas frequências médias dos movimentos de caminhar e correr de pedestres, pois apesar de o carregamento na frequência do primeiro modo vertical ser o caso mais crítico (que causa respostas de 10 a 30 vezes maiores), os carregamentos mais comuns ocorrem nas frequências médias desses carregamentos, de caminhar (1,8 Hz) e de correr (2,5 Hz).

Dessa forma foi elaborada a proposta 2, apresentada anteriormente nas Figs 8.30 e 8.31, visando reduzir as amplificações observadas na proposta 1 e procurando manter o desempenho do sistema de controle no caso mais desfavorável, um carregamento com a frequência do primeiro modo de vibração vertical da passarela. Observou-se que apesar de ainda ocorrerem algumas amplificações, essas foram pequenas, se comparadas às da proposta 1, em que o caso mais desfavorável (caso 2) apresentou um acréscimo de 653,5 % na aceleração vertical para o movimento de correr a 2,5 Hz. No mesmo caso da proposta 2 ocorreu uma redução na aceleração vertical de 13,2 %. Novamente observou-se que o desempenho do sistema de travamento só foi desfavorável para carregamentos na frequência de 2,5 Hz, desta vez nas direções vertical e horizontal lateral. Em resumo, o desempenho do AMSM da proposta 2 melhorou os resultados para carregamentos de pedestres à frequência de 1,8 Hz e 2,5 Hz, sendo que em alguns casos ainda ocorreram amplificações pequenas em comparação com as ocorridas na proposta 1. Isto acarretou um desempenho ligeiramente inferior do sistema de controle em relação a carregamentos provocados por pedestres na frequência do primeiro modo vertical.

Para complementar o estudo foi realizada uma análise estática do vão inclinado da passarela de forma a verificar o acréscimo nos esforços da estrutura ocasionados pela introdução do sistema de controle AMSM. Verificou-se que no caso mais desfavorável, dos banzos superiores de 8 mm com reforço, ocorreu um acréscimo na tensão do material de 20,36 % para 25,36 % da tensão de escoamento do material, o que não proporciona nenhum problema de segurança à estrutura da passarela.

Outras propostas de AMSM foram estudadas e são apresentadas no apêndice I. Em alguns casos obtiveram-se resultados melhores que os apresentados anteriormente. Porém, em geral

as propostas não conseguiram melhorar todos os resultados simultaneamente. No entanto, na proposta 9 ocorreu amplificação somente nas amplitudes de deslocamento vertical para os casos de 1,8 Hz (13,1 %) e 2,5 Hz (5,0 %) e nas amplitudes de deslocamento horizontal lateral para o caso de 2,9208 Hz (49,2%). Em todos os demais resultados de aceleração e deslocamentos ocorreu redução na resposta da passarela.

Observou-se, portanto, que o sistema de controle foi eficaz em combater a ressonância da estrutura quando submetida a carregamentos provocados por pedestres correndo na frequência do primeiro modo de flexão vertical, o caso mais desfavorável. Além disso, na maioria dos casos observou-se que a introdução de barras para travamento da estrutura melhorou os resultados.

Mostrou-se possível melhorar o comportamento da estrutura também para os casos de pedestres caminhando ou correndo nas frequências médias desses movimentos, respectivamente de 1,8 Hz e 2,5 Hz. Apesar disso, verificou-se a dificuldade de controlar simultaneamente a resposta da estrutura para esses diferentes casos de solicitação. Isso demonstra a necessidade de um estudo paramétrico mais detalhado, pois os parâmetros de Den Hartog (1956) e os de Jangid (1999) foram obtidos para edifícios e não para passarelas e aparentemente até o momento não foi realizado nenhum estudo paramétrico específico para amortecedores em passarelas de pedestres.

Com respeito ao vão horizontal típico da passarela foi realizada apenas uma análise de vibrações livres para se verificar as frequências naturais e modos correspondentes. Nesse caso as quatro primeiras frequências naturais ficaram abaixo do valor crítico de 5 Hz. A primeira frequência de flexão lateral possui o valor de 2,5860 Hz, bastante superior ao valor crítico de 1 Hz. A primeira frequência vertical possui o valor de 4,2716 Hz, valor que está acima do normalmente praticável para os movimentos humanos de correr.

## 9.2 - SUGESTÕES

A pesquisa realizada no presente trabalho pode ainda ser complementada e aprofundada. Entre algumas sugestões para trabalhos futuros, encontram-se:

- Estudo paramétrico específico para AMSM instalado em passarelas.
- Estudo de outras passarelas que apresentem problemas de vibrações.
- Aperfeiçoamento do programa PSM para possibilitar outras formas de carregamento, por exemplo, na direção horizontal lateral, ou aplicação em passarelas com outras geometrias.
- Faz-se necessário um estudo experimental para que se realize uma comparação entre resultados numéricos e experimentais e, além disso, calibrar-se o modelo teórico com base nos resultados experimentais.
- Uma pesquisa pode ser realizada com os pedestres que atravessam a passarela para que se correlacionem as sensações das pessoas com os resultados numéricos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO, 1997. Guide Specifications for Design of Pedestrian Bridges. American Association of State, Highway and Transportation Officials.
- ANSYS. Revision 5.4, ANSYS User's Manual, EUA, 1995.
- AVILA, S. M. *Controle Híbrido para Atenuação de Vibrações em Edifícios*, 2002. Tese de Doutorado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- BALTAR, A. C. U. C. V. *Vibrações Induzidas por Atividades Humanas em Passarelas*, 2000. Dissertação de Mestrado, Publicação DM 007A/00, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, 161p.
- BLANCO, C. M.; BOUILLARD, P.; BODARWÉ, E.; NEY, L. Structural Dynamic Design of a Footbridge Under Pedestrian Loading. *9<sup>th</sup> SAMTECH Users Conference*. 2005.
- BROWNJOHN, J. M. W. Vibration Characteristics of a Suspension Footbridge. *Journal of Sound and Vibration*. 1997, 202(1), p. 29-46.
- BSI, 1978. Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2: Specification for Loads: Appendix C: Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges. BS5400. London, UK: British Standards Institution.
- CARNEIRO, R. B. *Controle de Vibrações em Edifícios Altos Utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado Múltiplo (AMSM)*, 2004. Publicação: E.DM – 007A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, xvii, 79p.
- CARNEIRO, R. B.; AVILA, S. M.; BRITO, José Luis Vital de. Controle de Vibrações Utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado Múltiplo (AMSM). In: *XXVII CILAMCE Iberian Latin American Conference on Computational Methods in Engineering*, 2006, Belem/PA. *Proceedings of Iberian Latin American Conference on Computational Methods in Engineering*, 2006.
- CEB, 1991. Bulletin D'Information N° 209. Vibration Problems in Structures. Practical Guidelines. Comité Euro-International du Béton, August, 1991.
- DALLARD, P.; FITZPATRICK, A. I.; FLINT, A.; LE BOURVA, S.; LOW, A.; SMITH, R. M. R.; WILLFORD, M. The London Millennium Footbridge. *The Structural Engineer*, Vol. 79/N°22. 20 November 2001.
- DEN HARTOG, J. P. *Mechanical Vibrations*, 4<sup>th</sup> edition. New York: McGraw-Hill, 1956.

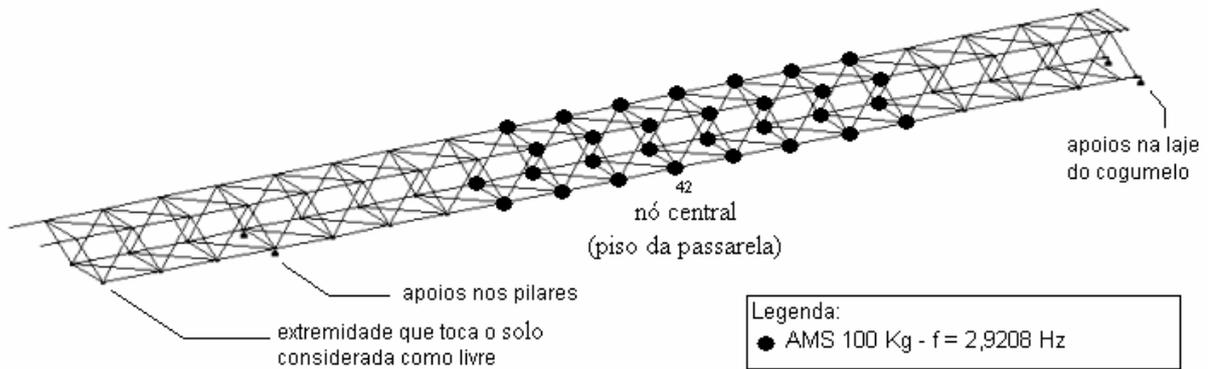
- ESTEFANI, C. *Estudo das Características Dinâmicas de Estruturas Típicas da Cidade de Brasília*. Relatório Final de Iniciação Científica, PIBIC – CNPq, Julho de 2000.
- EUROCODE 5. Design of Timber Structures – Part 2: Bridges, ENV 1995-2: 1997, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 1997.
- HOLMES, J. D. Listing of Installations. *Engineering Structures*, v. 17, n. 9, p. 676-678, 1995.
- JANGID, R. S. Optimum Multiple Tuned Mass Dampers for Base-excited Undamped System. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 28, p. 1041-1049, 1999.
- KASPERSKI, M. The Response of Pedestrians to Lively Footbridges. *6<sup>th</sup> European Conference on Structural Dynamics – EURODYN 2005*, Paris, France, 2005.
- KRENK, S. Frequency Analysis of the Tuned Mass Damper. *Journal of Applied Mechanics*, v. 73, p. 1-7, 2006.
- KRENK, S.; BRONDEN, A.; KRISTENSEN, A. Placement and Tuning of Resonance Dampers on Footbridges. *Footbridge 2005 – Second International Conference*, 2005.
- NAKAMURA, S. Field Measurements of Lateral Vibration on a Pedestrian Suspension Bridge. *The Structural Engineer*, 81 (22), p. 22-26, 2003.
- NAKAMURA, S. Model for Lateral Excitation of Footbridges by Synchronous Walking. *Journal of Structural Engineering ASCE*, p. 32-37, January 2004.
- NEWLAND, D. E. Vibration of the London Millennium Footbridge: Part 1 – Cause. University of Cambridge, February 2003a.
- NEWLAND, D. E. Vibration of the London Millennium Footbridge: Part 2 – Cure. University of Cambridge, February 2003b.
- ONT, 1991. Ontario Highway Bridge Design Code. Ontario Ministry of Transportation, Toronto, 1991.
- PAVIC, A., HARTLEY, M. J., WALDRON, P. Updating of the Analytical Models of Two Footbridges Based on Modal Testing of Full-Scale Structures. *Proceedings of ISMA23*, v. 3, 1998.
- PIMENTEL, R. L. *Vibrational Performance of Pedestrian Bridges Due to Human-Induced Loads*. PhD Thesis, University of Sheffield, UK, September, 1997.
- POOVARODOM, N.; KANCHANOSOT, S.; WARNITCHAI, P. Application of Non-linear Multiple Tuned Mass Dampers to Suppress Man-induced Vibrations of a Pedestrian Bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 32, p. 1117-1131, 2003.
- SEILER, C.; OCCHIUZZI, A.; SPIZZUOCO, M.; SERINO, G. Dynamical Stress Analysis due to Moving Loads on Footbridges. *XXXII Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana per l'Analisi delle Sollecitazioni*, Salerno, 3-6 Settembre 2003.

- SILVA, J. G. S. da; VELLASCO, P. C. G.; ANDRADE, S. A. L. de; NÓBREGA, A. L. Avaliação do Comportamento Dinâmico de Passarelas a Ações Induzidas por Pedestres. *XXIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)*, Ouro Preto, MG, Brasil. 2003.
- SOONG, T. T.; DARGUSH, G. F. *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. Chichester: John Wiley & Sons, 1997.
- SPASOJEVIC, A.; DORDJEVIC, D.; SPASOJEVIC, M.; SPASOJEVIC, N. Some Relevant Aspects of Footbridge Vibrations. *Facta Universitatis. Series: Architecture and Civil Engineering* v. 2, n° 4. 2002, p. 281-289, 2002.
- WHEELER, J. E. Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration in Footbridges. *ASCE, Journal of the Structural Division*. v. 108, n.º ST9, p. 2045-2065, 1982.
- ZIVANOVIC, S.; PAVIC, A.; REYNOLDS, P. Dynamic Analysis of Lively Footbridge under Everyday Pedestrian Traffic. *EURODYN 2005: The Sixth European Conference on Structural Dynamics*, Paris, France, 4-7 September 2005a.
- ZIVANOVIC, S.; PAVIC, A.; REYNOLDS, P. Vibration Serviceability of Footbridges Under Human-Induced Excitation: A Literature Review. *Journal of Sound and Vibration*, 279 p. 1-74, 2005b.

## **ANEXO I – OUTRAS PROPOSTAS DE CONTROLE ESTUDADAS**

Nesse anexo são apresentados, em forma de tabelas, os resultados de outras propostas realizadas no estudo numérico desta dissertação.

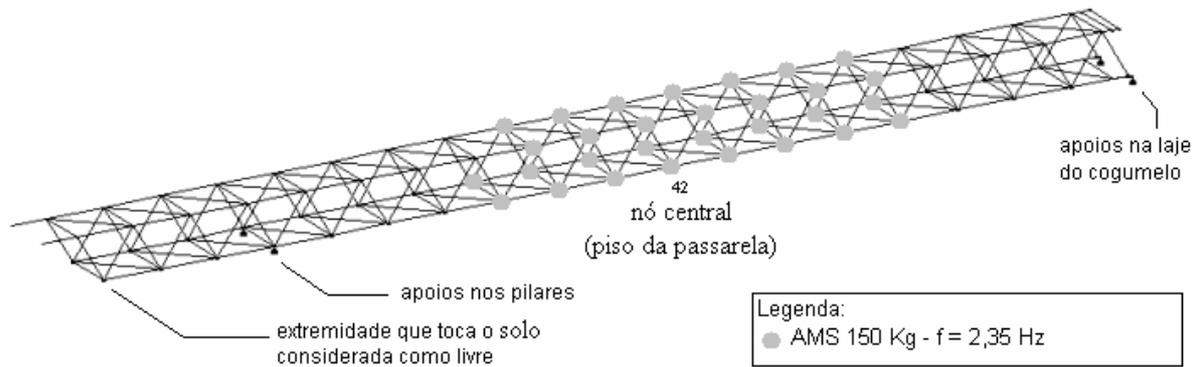
## PROPOSTA 3



Título da Simulação	Descrição	nº AMS	m média (kg)	freq est/excit (Hz)	freq AMS (Hz)
Proposta 3	30 AMS - 100 kg Jangid travamento	30	100	2,9208	2,798 - 3,026

	f pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )	amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )
sem amortecedor	1,8	3,44	1,052	2,73	0,949
	2,5	3,82	1,281	1,60	0,407
	2,9905	95,90	33,480	0,94	0,870
Proposta 3	1,8	5,17	1,631	0,46	0,273
	2,5	24,33	5,667	3,75	0,902
	2,9208	1,13	0,425	1,05	0,500

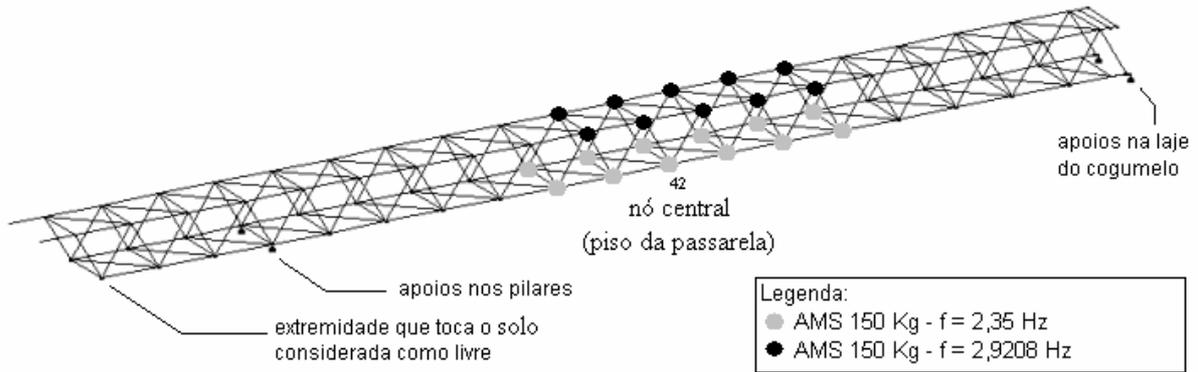
## PROPOSTA 4



Título da Simulação	Descrição	nº AMS	m média (kg)	freq est/excit (Hz)	freq AMS (Hz)
Proposta 4	22 AMS - 150 kg (beta alterado) Jangid travamento	22	150	2,35	1,673 - 3,007

	f pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )	amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )
sem amortecedor	1,8	3,44	1,052	2,73	0,949
	2,5	3,82	1,281	1,60	0,407
	2,9905	95,90	33,480	0,94	0,870
Proposta 4	1,8	3,79	0,642	0,42	0,285
	2,5	7,86	1,889	1,95	0,451
	2,9208	4,70	1,647	1,90	0,807

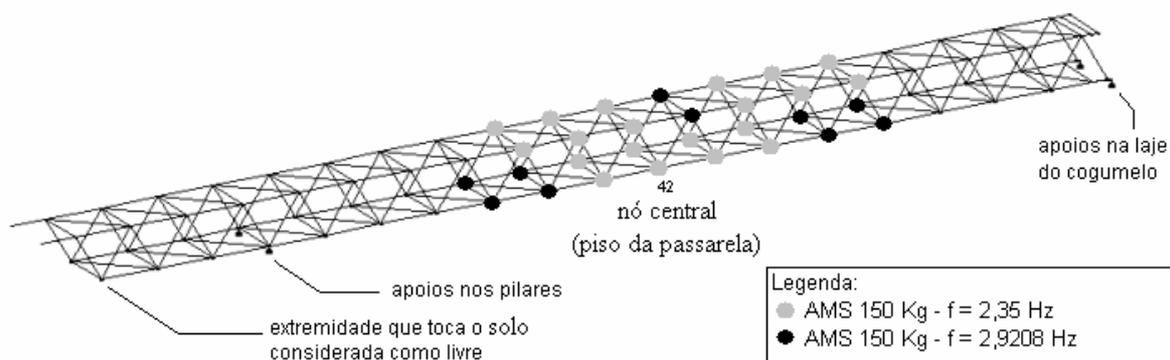
## PROPOSTA 5



Título da Simulação	Descrição	nº AMS	m média (kg)	freq est/excit (Hz)	freq AMS (Hz)
Proposta 5	22 AMS - 150 kg (beta alterado) Jangid travamento	12	150	2,350	1,673 - 3,007
		10	150	2,9208	2,781 - 3,034

	f pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )	amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )
sem amortecedor	1,8	3,44	1,052	2,73	0,949
	2,5	3,82	1,281	1,60	0,407
	2,9905	95,90	33,480	0,94	0,870
Proposta 5	1,8	4,17	0,844	0,48	0,298
	2,5	16,30	3,875	2,78	0,674
	2,9208	2,04	0,665	1,46	0,621

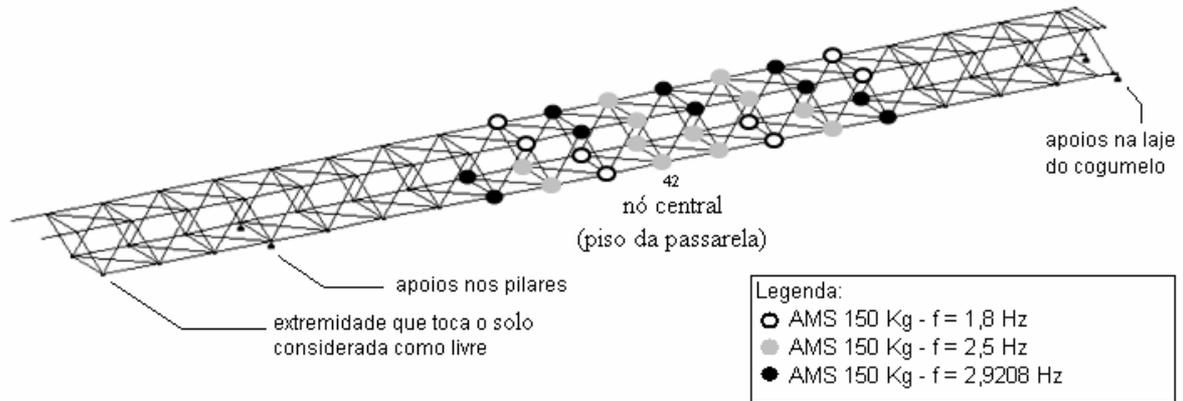
## PROPOSTA 6



Título da Simulação	Descrição	nº AMS	m média (kg)	freq est/excit (Hz)	freq AMS (Hz)
Proposta 6	30 AMS - 150 kg (beta alterado) Jangid travamento	20	150	2,350	1,673 - 3,007
		10	150	2,9208	2,781 - 3,034

	f pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )	amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )
sem amortecedor	1,8	3,44	1,052	2,73	0,949
	2,5	3,82	1,281	1,60	0,407
	2,9905	95,90	33,480	0,94	0,870
Proposta 6	1,8	5,08	1,131	0,48	0,273
	2,5	7,77	1,838	1,48	0,380
	2,9208	1,92	0,648	1,41	0,632

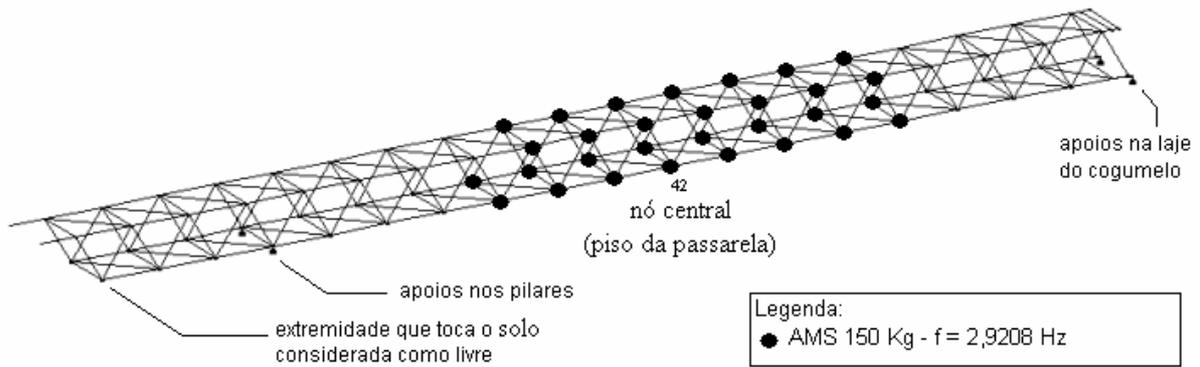
## PROPOSTA 7



Título da Simulação	Descrição	nº AMS	m média (kg)	freq est/excit (Hz)	freq AMS (Hz)
Proposta 7	30 AMS - 150 kg Jangid travamento	8	150	1,800	1,718 - 1,867
		12	150	2,500	2,377 - 2,600
		10	150	2,9208	2,781 - 3,034

	f pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )	amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )
sem amortecedor	1,8	3,44	1,052	2,73	0,949
	2,5	3,82	1,281	1,60	0,407
	2,9905	95,90	33,480	0,94	0,870
Proposta 7	1,8	4,34	1,004	0,48	0,271
	2,5	3,89	0,935	1,37	0,358
	2,9208	2,26	0,787	1,39	0,626

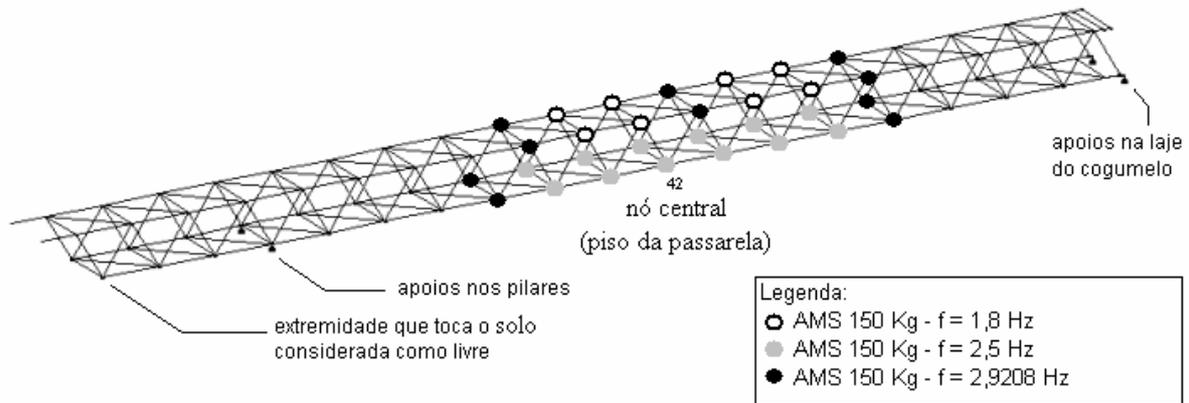
## PROPOSTA 8



Título da Simulação	Descrição	nº AMS	m média (kg)	freq est/excit (Hz)	freq AMS (Hz)
Proposta 8	30 AMS - 150 kg Jangid travamento	30	150	2,9208	2,768 - 3,047

	f pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )	amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )
sem amortecedor	1,8	3,44	1,052	2,73	0,949
	2,5	3,82	1,281	1,60	0,407
	2,9905	95,90	33,480	0,94	0,870
Proposta 8	1,8	4,82	1,099	0,48	0,257
	2,5	8,83	2,068	7,20	1,675
	2,9208	0,90	0,378	0,90	0,462

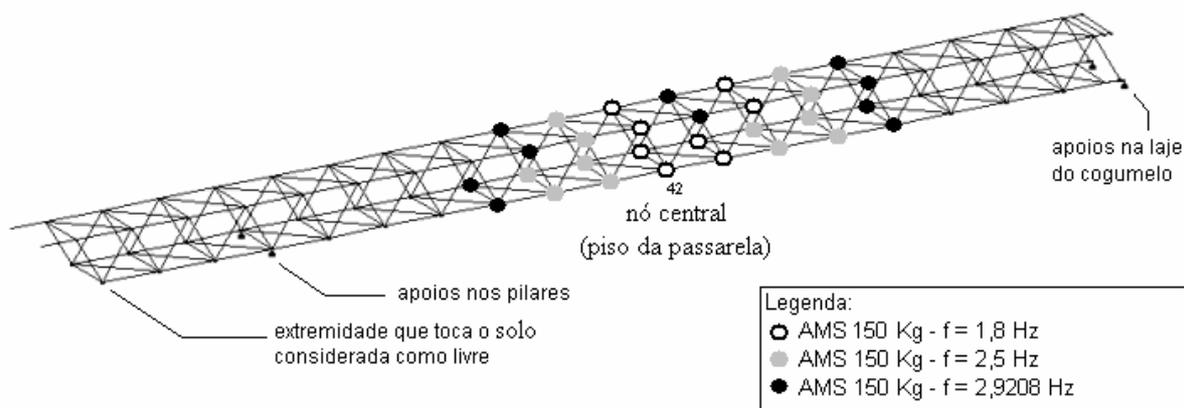
## PROPOSTA 9



Título da Simulação	Descrição	nº AMS	m média (kg)	freq est/excit (Hz)	freq AMS (Hz)
Proposta 9	30 AMS - 150 kg Jangid travamento	8	150	1,800	1,718 - 1,867
		12	150	2,500	2,377 - 2,600
		10	150	2,9208	2,781 - 3,034

	f pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )	amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )
sem amortecedor	1,8	3,44	1,052	2,73	0,949
	2,5	3,82	1,281	1,60	0,407
	2,9905	95,90	33,480	0,94	0,870
Proposta 9	1,8	3,89	0,898	0,44	0,266
	2,5	4,01	0,965	1,35	0,354
	2,9208	2,44	0,843	1,40	0,628

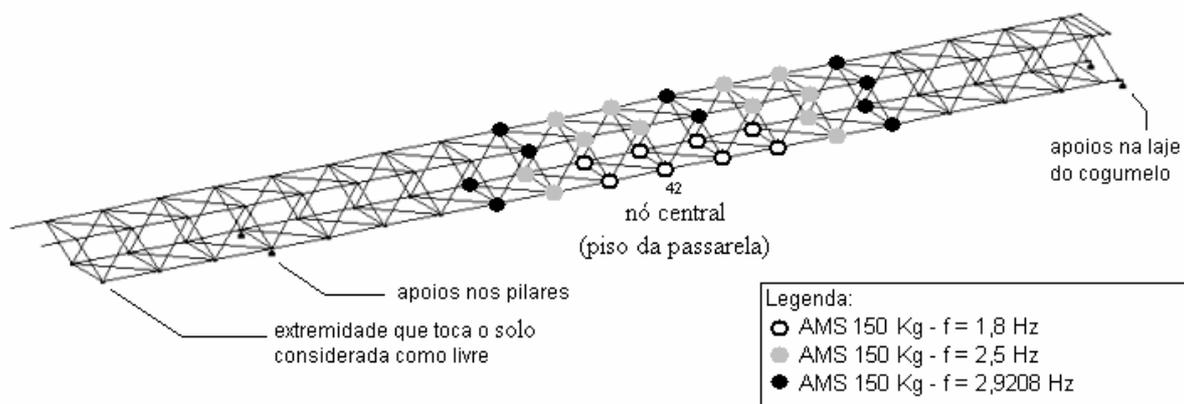
## PROPOSTA 10



Título da Simulação	Descrição	nº AMS	m média (kg)	freq est/excit (Hz)	freq AMS (Hz)
Proposta 10	30 AMS - 150 kg Jangid travamento	8	150	1,800	1,718 - 1,867
		12	150	2,500	2,377 - 2,600
		10	150	2,9208	2,781 - 3,034

	f pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )	amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )
sem amortecedor	1,8	3,44	1,052	2,73	0,949
	2,5	3,82	1,281	1,60	0,407
	2,9905	95,90	33,480	0,94	0,870
Proposta 10	1,8	4,06	0,886	0,47	0,270
	2,5	4,71	1,122	1,42	0,365
	2,9208	2,46	0,846	1,40	0,627

## PROPOSTA 11



Título da Simulação	Descrição	nº AMS	m média (kg)	freq est/excit (Hz)	freq AMS (Hz)
Proposta 11	30 AMS - 150 kg Jangid travamento	8	150	1,800	1,718 - 1,867
		12	150	2,500	2,377 - 2,600
		10	150	2,9208	2,781 - 3,034

	f pedestre (Hz)	Direção vertical		Direção lateral	
		amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )	amp. des. max. (mm)	a max (m/s <sup>2</sup> )
sem amortecedor	1,8	3,44	1,052	2,73	0,949
	2,5	3,82	1,281	1,60	0,407
	2,9905	95,90	33,480	0,94	0,870
Proposta 11	1,8	3,99	0,889	0,46	0,269
	2,5	4,79	1,151	1,49	0,381
	2,9208	2,44	0,840	1,38	0,628