



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciência
Faculdade de Engenharia

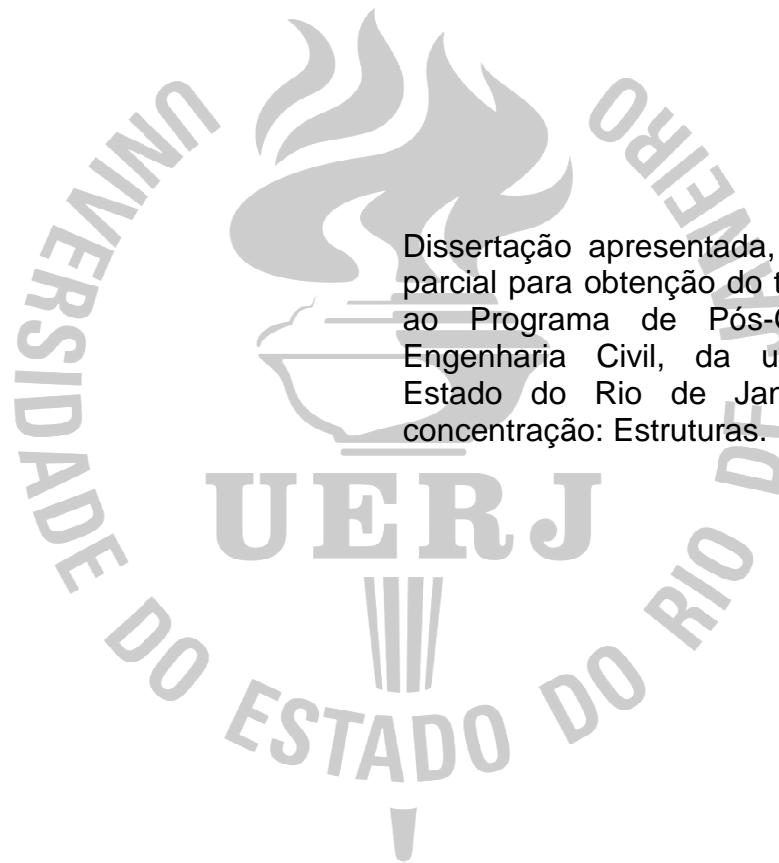
Joesley Pereira Mendes

Análise dinâmica e controle de vibrações de passarelas de pedestres submetidas ao caminhar humano

Rio de Janeiro
2014

Joesley Pereira Mendes

**Análise dinâmica e controle de vibrações de passarelas de pedestres
submetidas ao caminhar humano**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Coorientador: Prof. Dr. Wendell Diniz Varela

Rio de Janeiro

2014

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

M538 Mendes, Joesley Pereira.
Análise dinâmica e controle de vibrações de passarelas de pedestres submetidas ao caminhar humano / Joesley Pereira Mendes. - 2014.
212 f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva
Coorientador: Wendell Diniz Varela.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Passarelas para pedestres – Dissertações. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 625.712.34

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta dissertação, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data


Joesley Pereira Mendes

**Análise dinâmica e controle de vibrações de passarelas de pedestres
submetidas ao caminhar humano**

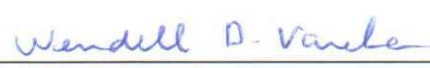
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 29 de maio de 2014.

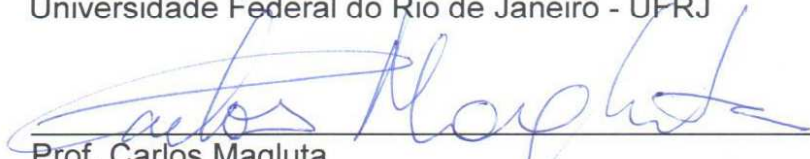
Banca Examinadora:



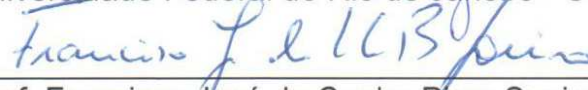
Prof. José Guilherme Santos da Silva – Presidente / Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



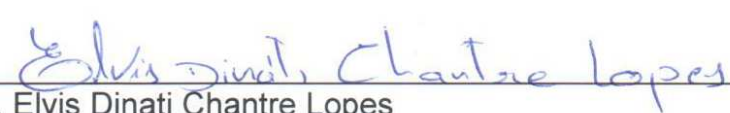
Prof. Wendell Diniz Varela
Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ



Prof. Carlos Magluta
Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ



Prof. Francisco José da Cunha Pires Soeiro
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Elvis Dinati Chantre Lopes
Faculdade de Engenharia - UERJ

Rio de Janeiro

2014

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Deus e a minha família.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por ter me sustentado com sua força e sabedoria ao longo desta caminhada.

À minha família, pelas orações e torcida para que esse objetivo fosse concluído.

Ao meu orientador, professor José Guilherme, pela grande oportunidade e confiança depositada, pelos preciosos conhecimentos ensinados, por todas as orientações, pela paciência, por todas as motivações e pela amizade destes anos de trabalho.

Ao meu Coorientador, professor Wendell, pela amizade, pelo seu conhecimento ensinado e fundamental para a concretização deste trabalho, pela atenção sempre demonstrada e por todas as horas despendidas na sua coorientação.

Aos professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (PGECIV – UERJ), pelos ensinamentos transferidos e contribuição em meu aprimoramento profissional.

Aos meus colegas do mestrado pelo companheirismo.

Aos colegas de trabalho Alan, Verônica, Carlos Dantas e Galdino pelos incentivos.

À FAPERJ pelo apoio financeiro.

“O senhor é a minha força e o meu escudo;
nele o meu coração confia,
e dele recebo ajuda.”

Salmos 28:7

RESUMO

MENDES, Joesley Pereira. *Análise dinâmica e controle de vibrações de passarelas de pedestres submetidas ao caminhar humano*. 2014. 212 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Passarelas de pedestres mistas (aço-concreto) e de aço são frequentemente submetidas a ações dinâmicas de magnitude variável, devido à travessia de pedestres sobre a laje de concreto. Estas ações dinâmicas podem produzir vibrações excessivas e dependendo de sua magnitude e intensidade, estes efeitos adversos podem comprometer a confiabilidade e a resposta do sistema estrutural e, também, podem levar a uma redução da expectativa de vida útil da passarela. Por outro lado, a experiência e o conhecimento dos engenheiros estruturais em conjunto com o uso de novos materiais e tecnologias construtivas têm produzido projetos de passarelas mistas (aço-concreto) bastante arrojados. Uma consequência direta desta tendência de projeto é um aumento considerável das vibrações estruturais. Com base neste cenário, esta dissertação visa investigar o comportamento dinâmico de três passarelas de pedestres mistas (aço-concreto) localizadas no Rio de Janeiro, submetidas ao caminhar humano. Estes sistemas estruturais são constituídos por uma estrutura principal de aço e laje em concreto e são destinados à travessia de pedestres. Deste modo, foram desenvolvidos modelos numérico-computacionais, adotando-se as técnicas tradicionais de refinamento presentes em simulações do método de elementos finitos, com base no uso do software ANSYS. Estes modelos numéricos permitiram uma completa avaliação dinâmica das passarelas investigadas, especialmente em termos de conforto humano. As respostas dinâmicas foram obtidas em termos de acelerações de pico e comparadas com valores limites propostas por diversos autores e normas de projeto. Os valores de aceleração de pico e aceleração *rms* encontrados na presente investigação indicaram que as passarelas analisadas apresentaram problemas relacionados com o conforto humano. Assim sendo, considerando-se que foi detectado que estas estruturas poderiam atingir níveis elevados de vibração que possam vir a comprometer o conforto dos usuários, foi verificado que uma estratégia para o controle estrutural era necessária, a fim de reduzir as vibrações excessivas nas passarelas. Finalmente, uma investigação foi realizada com base em alternativas de controle estrutural objetivando atenuar vibrações excessivas, a partir do emprego de sistemas de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADS).

Palavras-chave: Passarelas de pedestres; Análise dinâmica; Modelagem em elementos finitos; Conforto humano; Vibrações excessivas; Controle de vibrações.

ABSTRACT

MENDES, Joesley Pereira. *Dynamic analysis and vibration control of pedestrian footbridges subjected to human walking*. 2014. 212 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Steel and steel-concrete composite pedestrian footbridges are frequently subjected to dynamic actions with variable magnitudes due to the pedestrian crossing on the concrete deck. These dynamic actions can produce excessive vibrations and depending on their magnitude and intensity, these adverse effects can compromise the structural system's response and its reliability and may also lead to a reduction of the expected footbridge service life.

The structural engineers' experience and knowledge together with the use of newly developed materials and technologies have produced steel-concrete composite daring footbridges. A direct consequence of this design trend is a considerable increase of structural vibrations.

Based on this scenario, this dissertation aims to investigate the dynamic behaviour of three steel-concrete composite pedestrian footbridge submitted to human walking vibration, located at Rio de Janeiro. These structural systems are composed by steel structure and a concrete slab and are destined for pedestrian crossing.

Computational models were developed adopting the usual mesh refinement techniques present in finite element method simulations using ANSYS software. These numerical models have enabled a complete dynamic evaluation of the investigated footbridges especially in terms of human comfort and its associated vibration serviceability limit states.

The dynamic responses were obtained in terms of peak accelerations and were compared to the limiting values proposed by authors and design standards. The peak acceleration values found in the present investigation indicated that the analysed footbridges have presented problems related to human comfort.

Considering that it was detected that these structures could reach high vibration levels that might compromise the footbridge user's comfort, it was proposed a structural control system in order to reduce the excessive vibrations. Thus, an investigation was performed based on some structural control alternatives for attenuating excessive vibrations using tuned mass damper (TMD) systems.

Keywords: Pedestrian footbridges; Dynamic analysis; Finite element modelling; Human comfort; Excessive vibrations; Vibration control.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Passarela do Millennium em Londres [3].	25
Figura 2 –	Passarela Solferino [6].	25
Figura 3 –	Vista geral da passarela Toda Park Bridge [8].	26
Figura 4 –	Vista da passarela Toda Park Bridge com grande fluxo de pedestres [8].	26
Figura 5 –	Passarela em Forchheim analisada [11].	34
Figura 6 –	Vista da passarela estaiada analisada [31].	36
Figura 7 –	Detalhes dos ADSs instalados na passarela investigada [31].	36
Figura 8 –	Resposta medida no tabuleiro com e sem ADSs para um carregamento de vandalismo de 10 pedestres, com frequência de 1,55 Hz, com redução de 90% da resposta [31].	36
Figura 9 –	Passarela em Podgorica [32].	37
Figura 10 –	Vista da passarela Pedro e Inês [14].	39
Figura 11 –	ADSs horizontais instalados na passarela Pedro e Inês [15].	39
Figura 12 –	Passarelas analisadas [36].	40
Figura 13 –	Dispositivo de controle instalado [36].	40
Figura 14 –	Aceleração de pico recomendada para o conforto humano em vibrações originadas de ações humanas [22].	52
Figura 15 –	Curva base de vibrações para acelerações verticais [50].	56
Figura 16 –	Curva base de vibrações para acelerações horizontais (transversal e longitudinal) [50].	57
Figura 17 –	Organograma da metodologia Sétra [5].	58
Figura 18 –	Fator de minoração na situação de caminhada – Caso 1 e 2 [5].	65
Figura 19 –	Fator de minoração na situação de caminhada – Caso 3 [5].	68
Figura 20 –	Organograma para verificação de desempenho dinâmico [18].	70
Figura 21 –	Fator de minoração [18].	77
Figura 22 –	Intervalos de frequências nas direções transversal vertical e transversal horizontal na caminhada de um pedestre em passarelas [52].	87
Figura 23 –	Diagrama de cargas para um pedestre em caminhada para as direções transversal vertical e transversal horizontal [53].	87

Figura 24 –	Relação entre frequência de passo, comprimento de passo e velocidade de movimento para caminhada e corrida [54] apud [55].89	
Figura 25 –	Representação de um pedestre em caminhada [29].	91
Figura 26 –	Função de carregamento dinâmico transversal vertical para pedestre em caminhada [1].....	94
Figura 27 –	Função de carregamento dinâmico transversal vertical para pedestre em caminhada [22].....	96
Figura 28 –	Função de carregamento dinâmico transversal vertical para pedestre em caminhada [43].....	98
Figura 29 –	Esquema de controle passivo [74].	102
Figura 30 –	Isoladores de base [75].....	102
Figura 31 –	Amortecedor visco-elástico [77].	103
Figura 32 –	Amortecedor friccional [77].	103
Figura 33 –	Amortecedor metálico [77].	104
Figura 34 –	Amortecedor visco-fluido [4].....	104
Figura 35 –	ADSs projetados por Battista [68] e instalados na ponte Rio-Niterói, Brasil. Acervo pessoal, 2013.....	106
Figura 36 –	Emprego dos ADSs no estádio do Macaranã por Battista et al.[81,82] apud Varela [66,67].....	106
Figura 37 –	Emprego dos ADSs no estádio do Mineirão por Araújo et al. [79].	106
Figura 38 –	Emprego dos ADSs em pisos por Varela [66] e Varela e Battista [38].....	107
Figura 39 –	Emprego de ADSs na passarela Britzer Damm em Berlim [83].	107
Figura 40 –	Emprego dos ADSs em uma passarela [80].	107
Figura 41 –	Amortecedor líquido sintonizado [84].....	108
Figura 42 –	Amortecedor de coluna líquida sintonizada [84].	109
Figura 43 –	Esquema de controle ativo [74].....	110
Figura 44 –	Esquema de controle semiativo [74].	111
Figura 45 –	Esquema de controle híbrido [74].	112
Figura 46 –	Diagrama característico de um ADS inventado por Frahm [95] em 1909 e implementado em uma estrutura sem amortecimento excitado por uma força harmônica.	114
Figura 47 –	Amplitudes da estrutura principal e do atenuador [98].	117

Figura 48 –	Diagrama característico de um ADS desenvolvido por Den Hartog [98] e implementado em uma estrutura sem amortecimento excitado por uma força harmônica.	118
Figura 49 –	Amplitude do movimento da estrutura principal para $q=0,9$ e $\mu=0,2$ para distintos valores do coeficiente de amortecimento do ADS [101]..	119
Figura 50 –	Modelo estrutural I. Dimensões em mm.....	123
Figura 51 –	Modelo estrutural II. Dimensões em mm.....	125
Figura 52 –	Modelo estrutural III. Dimensões em mm.....	126
Figura 53 –	Elemento finito BEAM44 [104].	128
Figura 54 –	Elemento finito SHELL63 [104].	129
Figura 55 –	Elemento finito COMBIN14 [104].	129
Figura 56 –	Elemento finito MASS21 [104].	130
Figura 57 –	Modelo computacional em elementos finitos - passarela (ME-I) [104]..	130
Figura 58 –	Modelo computacional em elementos finitos - passarela (ME-II) [104].	131
Figura 59 –	Modelo computacional em elementos finitos - passarela (ME-III) [104].	132
Figura 60 –	Deslocamentos estáticos do modelo estrutural I (ME-I).....	136
Figura 61 –	Deslocamentos estáticos do modelo estrutural II (ME-II).....	137
Figura 62 –	Deslocamentos estáticos do modelo estrutural III (ME-III).....	138
Figura 63 –	Modos de vibração do modelo ME-I.	140
Figura 64 –	Modos de vibração do modelo ME-II.....	142
Figura 65 –	Modos de vibração do modelo ME-III.....	144
Figura 66 –	Fator de amplificação dinâmica, FAD, em função do parâmetro de frequência, β , para o modelo ME-I.	146
Figura 67 –	Fator de amplificação dinâmica, FAD, em função do parâmetro de frequência, β , para o modelo ME-II.	147
Figura 68 –	Fator de amplificação dinâmica, FAD, em função do parâmetro de frequência, β , para o modelo ME-III.	148
Figura 69 –	Pedestre em caminhada rápida, frequência de 2,4 Hz no modelo ME-I. Dimensões em m.....	149
Figura 70 –	Respostas dinâmicas no domínio do tempo do modelo ME-I.	150

Figura 71 –	Pedestre em caminhada normal, frequência de 2,0 Hz, modelo ME-II. Dimensões em m.	155
Figura 72 –	Respostas dinâmicas no domínio do tempo do modelo ME-II.	156
Figura 73 –	Pedestre em caminhada com frequência de 2,15 Hz, modelo ME-III. Dimensões em m.	160
Figura 74 –	Respostas dinâmicas no domínio do tempo do modelo ME-III.	161
Figura 75 –	Locação dos ADSs no modelo estrutural I.	169
Figura 76 –	Detalhes e características físicas dos ADSs instalados no modelo estrutural I.	170
Figura 77 –	Amplitudes de deslocamentos e acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio do tempo para o modelo ME-I.	172
Figura 78 –	Acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio da frequência para o modelo ME-I.	173
Figura 79 –	Locação dos ADSs no modelo estrutural II.	176
Figura 80 –	Detalhes e características físicas dos ADSs instalados no modelo estrutural II.	177
Figura 81 –	Amplitudes de deslocamentos e acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio do tempo para o modelo ME-II.	179
Figura 82 –	Acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio da frequência para o modelo ME-II.	180
Figura 83 –	Locação dos ADSs no modelo estrutural III.	183
Figura 84 –	Detalhes e características físicas dos ADSs instalados no modelo estrutural III.	184
Figura 85 –	Amplitudes de deslocamentos e acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio do tempo para o modelo ME-III.	186
Figura 86 –	Acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio da frequência para o modelo ME-III.	187

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Passarelas com sistemas de amortecimento implementados [18]...	28
Tabela 2 –	Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas [2].....	45
Tabela 3 –	Fator de configuração da estrutura [44].	48
Tabela 4 –	Fator de resposta dinâmica [44].....	48
Tabela 5 –	Frequências da excitação e coeficientes dinâmicos associados às ações humanas [22].....	53
Tabela 6 –	Valores recomendados para os parâmetros P_0 , β e limites para a_0/g AISC [22].....	55
Tabela 7 –	Acelerações máximas admissíveis [49].	56
Tabela 8 –	Intervalos de aceleração para vibrações na direção vertical [5].....	61
Tabela 9 –	Intervalos de aceleração para vibrações na direção horizontal [5].	61
Tabela 10 –	Faixas de frequências com riscos de ressonância para os modos de vibrações na vertical e horizontal longitudinal [5].	62
Tabela 11 –	Faixas de frequências com riscos de ressonância para o modo de vibração na horizontal transversal [5].....	62
Tabela 12 –	Casos de carregamento a serem considerados na análise [5].	63
Tabela 13 –	Densidade de pedestres a ser considerada [5].....	64
Tabela 14 –	Coeficientes de amortecimento estrutural [5].....	64
Tabela 15 –	Carregamento dinâmico para o caso 1 [5].	65
Tabela 16 –	Densidade de pedestres a ser considerada [5].....	66
Tabela 17 –	Carregamento dinâmico para o caso 2 [5].	67
Tabela 18 –	Densidade de pedestres a considerar para o caso 3 [5].	67
Tabela 19 –	Carregamento dinâmico para o caso 3 [5].	68
Tabela 20 –	Classes de tráfego de pedestres e densidades [18].	72
Tabela 21 –	Definição das classes de conforto com intervalos de acelerações limites [18].....	73
Tabela 22 –	Exemplo de especificação de situações especiais de projeto [18]...	73
Tabela 23 –	Parâmetros de amortecimento [18].....	74
Tabela 24 –	Parâmetros de amortecimento para elevados níveis de vibrações [18].	74

Tabela 25 –	Intensidade da força de um único pedestre isolado [18].	76
Tabela 26 –	Número de pedestres equivalentes [18].	76
Tabela 27 –	Constantes para acelerações verticais pelo método dos espectros de resposta [18].	79
Tabela 28 –	Constantes para acelerações horizontais transversais pelo método dos espectros de resposta [18].	79
Tabela 29 –	Constantes para avaliação da massa modal para o modo vertical e de torção [18].	80
Tabela 30 –	Constantes para avaliação da massa modal para os modos de flexão lateral [18].	80
Tabela 31 –	Intervalos de frequências críticas propostas por normas e guias de projeto.	83
Tabela 32 –	Acelerações máximas propostas por normas e guias de projeto.	84
Tabela 33 –	Frequências médias de passo propostos por diversos pesquisadores [51].	86
Tabela 34 –	Comprimento médio de passo proposto por [1].	88
Tabela 35 –	Velocidades médias de passo propostos por diversos pesquisadores [1].	89
Tabela 36 –	Correlação da frequência de passo, velocidade e comprimento de passo para a ação de caminhada e corrida de pedestres [1].	90
Tabela 37 –	Coeficientes dinâmicos [1].	93
Tabela 38 –	Coeficientes dinâmicos [22].	95
Tabela 39 –	Coeficientes dinâmicos [41].	97
Tabela 40 –	Frequências naturais do modelo ME-I.	139
Tabela 41 –	Frequências naturais do modelo ME-II.	141
Tabela 42 –	Frequências naturais do modelo ME-III.	143
Tabela 43 –	Amplitude das respostas dinâmicas obtidas por meio da modelagem numérico-computacional para o modelo ME-I.	151
Tabela 44 –	Comparação entre as acelerações limites e as acelerações obtidas para o modelo ME-I.	152
Tabela 45 –	Análise das acelerações máximas para o modelo ME-I – Sétra [5]	152
Tabela 46 –	Análise das acelerações máximas para o modelo ME-I – HIVOSS [18].	153

Tabela 47 –	Resultado analítico da aceleração máxima para o modelo ME-I – AISC [22].....	153
Tabela 48 –	Amplitude das respostas dinâmicas obtidas por meio da modelagem numérico-computacional para o modelo ME-II.....	157
Tabela 49 –	Comparação entre as acelerações limites e as acelerações obtidas para o modelo ME-II.....	157
Tabela 50 –	Análise das acelerações máximas para o modelo ME-II – Sétra [5].....	158
Tabela 51 –	Análise das acelerações máximas para o modelo ME-II – HIVOSS [18].	158
Tabela 52 –	Resultado analítico da aceleração máxima para o modelo ME-II – AISC [22].....	159
Tabela 53 –	Amplitude das respostas dinâmicas obtidas por meio da modelagem numérico-computacional para o modelo ME-III.....	162
Tabela 54 –	Comparação entre as acelerações limites e as acelerações obtidas para o modelo ME-III.....	162
Tabela 55 –	Análise das acelerações máximas para o modelo ME-III – Sétra [5].....	163
Tabela 56 –	Análise das acelerações máximas para o modelo ME-III – HIVOSS [18].	163
Tabela 57 –	Resultado analítico da aceleração máxima para o modelo ME-III – AISC [22].....	164
Tabela 58 –	Parâmetros do ADS teórico e real instalado no modelo estrutural I.....	168
Tabela 59 –	Comparação da efetividade entre os ADSs (teóricos e reais) na situação de ressonância para o modelo ME-I.	172
Tabela 60 –	Parâmetros do ADS teórico e real instalado no modelo estrutural II.....	175
Tabela 61 –	Comparação da efetividade entre os ADSs (teóricos e reais) na situação de ressonância para o modelo ME-II.	179
Tabela 62 –	Parâmetros do ADS teórico e real instalado no modelo estrutural III.....	182
Tabela 63 –	Comparação da efetividade entre os ADSs (teóricos e reais) na situação de ressonância para o modelo ME-III.	186

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ADS	Atenuador dinâmico sintonizado
AISC	American Institute of Steel Construction
AMA	Amortecedor de massa ativo
ANSYS	Swanson Analysis Systems
BS	British Standards Institution
CEB	Comité Euro-Internacional du Béton
HIVOSS	Human Induced Vibrations of Steel Structures
ISO	International Organization for Standardization
NBR	Norma Brasileira
OHBDC	Ontario Highway Bridge Design Code
ONT	Ontario Ministry of Transportation
RPM	Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Metálicos
SÉTRA	Sévice d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
TLCD	Tuned liquid column damper
TLD	Tuned liquid damper
TMD	Tuned mass damper

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Comprimento do menor vão
a_{\max}	Aceleração máxima
a_{lim}	Aceleração limite
$a_{\max,d}$	Aceleração máxima pela análise dos espectros de resposta
a_1	Constante em função da densidade de pedestres
a_2	Constante em função da densidade de pedestres
a_3	Constante em função da densidade de pedestres
$a_{p/g}$	Razão entre a aceleração de pico e a aceleração da gravidade
$a_{o/g}$	Aceleração limite recomendada pela norma ISO 2631/2
b_1	Constante em função da densidade de pedestres
b_2	Constante em função da densidade de pedestres
b_3	Constante em função da densidade de pedestres
B	Comprimento do vão da passarela
c	Constante que considera o máximo do espectro do carregamento
C	Matriz de amortecimento
C_a	Amortecimento do atenuador
d	Densidade de pedestres sobre o piso da passarela
E	Módulo de elasticidade
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante
f	Frequência da excitação
f_n	Frequência natural
$f_{\text{crítica}}$	Frequência crítica
f_i	Frequência natural coincidente com o valor médio das frequências de passo dos pedestres
f_a	Frequência do atenuador
f_p	Frequência de passo
f_{opt}	Relação ótima entre a frequência do atenuador e da estrutura principal
$F_e(t)$	Força harmônica externa
F_o	Força externa
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto

$F(t)$	Força representativa da ação dinâmica humana ao longo do tempo
g	Aceleração da gravidade
Hz	Hertz
i	Múltiplo harmônico da frequência de passo
k	Fator de configuração da estrutura
K	Matriz de rigidez
K_a	Rigidez do atenuador
$K_{a,d}$	Fator de pico
$K_{a,95\%}$	Constante relacionado ao percentual de 95% da aceleração máxima
k_f	Constante de multiplicação da variância da excitação
$K_{i,n}$	Rigidez modal do respectivo modo de vibração considerado
k_n	Rigidez modal
k_1	Rigidez da estrutura principal
K_1	Constante para avaliação da massa modal
k_2	Rigidez do atenuador
K_2	Constante para avaliação da massa modal
K_3	Constante para avaliação da massa modal
K_4	Constante para avaliação da massa modal
Kg/m^2	Quilograma por metro quadrado
ℓ	Comprimento do maior vão
L	Largura da passarela
L_P	Comprimento de passo
m	Metro
m^*	Massa modal generalizada
M	Matriz de massa
m_n	Massa modal
m_i	Massa modal do modo “i” considerado
m_1	Massa da estrutura principal
m_2	Massa do atenuador
m/s	Metro por segundo
m/s^2	Metro por segundo ao quadrado
m^2	Metro quadrado
mm	Milímetro
n	Número de pedestres em trânsito sobre o piso da passarela

n'	Número de pedestres equivalente sobre a superfície carregada
N	Newton
N_{eq}	Número de pedestres equivalentes
N_L	Número de pedestre limite
N/mm	Newton por milímetro
N/m	Newton por metro
Ns/m	Newton segundo por metro
P	Peso de um pedestre
P_o	Força constante
P_1	Carga nodal
P_2	Carga nodal
P_3	Carga nodal
p^*	Carga generalizada
q	Relação entre a frequência do atenuador e a frequência da estrutura principal
r_1	Relação entre a frequência da excitação e a frequência da estrutura
r_2	Relação entre a frequência da excitação e a frequência do atenuador
rms	Valor quadrático médio (<i>root mean square</i>)
R	Fator de redução
s	Segundos
S	Superfície do piso carregada por pedestres
t	Tempo
V_P	Velocidade do movimento
W	Peso efetivo do piso
x_1	Deslocamento da estrutura principal
x_2	Deslocamento do atenuador
X_{est}	Deslocamento estático da estrutura principal
X_1	Deslocamento máximo da estrutura
$X_{1,est}$	Deslocamento estático da estrutura
Y_e	Flecha estática
α	Parâmetro que considera a contribuição da matriz de massa
α_i	Coefficiente de Fourier associado ao i -ésimo harmônico da atividade
β	Coefficiente de amortecimento modal

β_n	valor da componente modal do modo de vibração Φ_n em relação ao grau de liberdade que se pretende instalar o atenuador.
γ	Parâmetro que considera a contribuição da matriz de rigidez
γ_1	Constante de multiplicação do desvio padrão da aceleração
γ_2	Constante de potência do desvio padrão da aceleração
δ	Decremento logarítmico do amortecimento
Δ_i	Coefficiente de Fourier para o harmônico i
$\Delta_i P_0$	Amplitude da força do harmônico i
ΔG_i	Amplitude da componente da carga harmônica
Δt	Intervalo de tempo
η	Fator de resposta dinâmica
μ	Relação entre as massas do atenuador e da estrutura principal
ν_a	Coefficiente de Poisson do aço estrutural
ν_c	Coefficiente de Poisson do concreto
ξ_1	Coefficiente de amortecimento da estrutura
ξ_2	coeficiente de amortecimento do atenuador
ξ_{2opt}	Relação de amortecimento teórico do atenuador
ρ_a	Massa específica do aço
ρ_c	Massa específica do concreto
σ_a	Desvio padrão da aceleração
σ_F^2	Variância da excitação
φ_1	Constante de multiplicação força representativa da ação do pedestre
φ_2	Constante de carga
Φ_i	Ângulo de fase para o harmônico i
Φ_n	Modo de vibração n
ψ	Fator de minoração
Ω_n	Frequência natural da estrutura principal
ω	Frequência angular da força externa
ω_a	Frequência angular do atenuador
ω_n	Frequência natural angular

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	23
1.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.	AVALIAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM PASSARELAS – NORMAS E GUIAS DE PROJETO	43
2.1	Norma brasileira NBR 6118/2007 [2]	44
2.2	Norma brasileira NBR 8800/2008 [42]	45
2.3	Norma canadense ONT 83 [26]	46
2.4	Norma CEB/1991 [43]	47
2.5	Norma espanhola RPM-95 [44]	47
2.6	Norma americana AASHTO/1997 [45]	49
2.7	Norma sueca Bro 2004 [46]	49
2.8	Norma britânica BS 5400-2/2006 [27]	50
2.9	Guia de projeto do AISC/2003 [22]	51
2.10	Norma EUROCODE 5 – Parte 2/2004 [49]	55
2.11	Norma ISO 10137/2007 [50]	56
2.12	Guia de projeto Sétra/2006 [5]	57
2.12.1	Definição da classe da passarela.....	59
2.12.2	Definição do nível de conforto da passarela.....	60
2.12.3	Determinação das frequências naturais de passarela e verificação da necessidade de execução de cálculo dinâmico.....	61
2.12.4	Cálculos para os casos de carregamentos dinâmicos.....	63
2.13	Guia HIVOSS/2008 [18]	68
2.13.1	Etapa 1: Avaliação das frequências naturais.....	71
2.13.2	Etapa 2: Verificação do intervalo de frequências críticas.....	71
2.13.3	Etapa 3: Determinação das situações de projeto.....	72
2.13.4	Etapa 4: Determinação dos parâmetros de amortecimento da estrutura.....	73
2.13.5	Etapa 5: Determinação da aceleração máxima.....	74
2.13.6	Etapa 6: Verificação de critérios para a sincronização lateral “lock-in”.....	80
2.13.7	Etapa 7: Verificação do nível de conforto humano.....	81
2.14	Resumo	82
3	MODELAGEM DA AÇÃO DINÂMICA DO CARREGAMENTO	85

3.1	Parâmetros para o carregamento dinâmico	85
3.1.1	Frequência de passo.....	85
3.1.2	Comprimento de passo	87
3.1.3	Velocidade do movimento	88
3.2	Modelagem numérica da ação dinâmica de pedestres	89
3.2.1	Modelo de carga dinâmica proposto por Bachmann e Ammann (1987) [1]	92
3.2.2	Modelo de carga dinâmica proposto por AISC/2003 [22].....	95
3.2.3	Modelo de carga dinâmica proposto pelo CEB/1991 [43]	96
4	CONTROLE DE VIBRAÇÃO ESTRUTURAL	99
4.1	Alteração da massa	100
4.2	Enrijecimento estrutural	100
4.3	Alteração do amortecimento estrutural	101
4.4	Controle passivo	101
4.4.1	Isolamento de base.....	102
4.4.2	Amortecedor visco-elástico	103
4.4.3	Amortecedor friccional.....	103
4.4.4	Amortecedor metálico	104
4.4.5	Amortecedor visco-fluido.....	104
4.4.6	Tuned mass damper (TMD)	105
4.4.7	Amortecedor líquido sintonizado	108
4.5	Controle ativo	109
4.6	Controle semiativo	111
4.7	Controle híbrido	112
5	CONCEPÇÃO MATEMÁTICA DE UM ATENUADOR DINÂMICO SINTONIZADO (ADS)	113
5.1	Emprego de um absorvedor de vibrações em uma estrutura sem amortecimento	114
5.2	Emprego de um ADS em uma estrutura sem amortecimento	117
6	DESCRIÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS DAS PASSARELAS INVESTIGADAS	122
6.1	Modelo estrutural I (ME-I)	122
6.2	Modelo estrutural II (ME-II)	123
6.3	Modelo estrutural III (ME-III)	125

7	MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL DAS PASSARELAS INVESTIGADAS	127
7.1	Modelagem numérico-computacional	127
7.2	Modelagem do amortecimento estrutural	132
8	ESTUDO DE CASOS	135
8.1	Análise estática	135
8.1.1	Análise estática do modelo estrutural I (ME-I).....	136
8.1.2	Análise estática do modelo estrutural II (ME-II).....	137
8.1.3	Análise estática do modelo estrutural III (ME-III).....	137
8.2	Análise modal	138
8.2.1	Análise modal do modelo estrutural I (ME-I)	139
8.2.2	Análise modal do modelo estrutural II (ME-II)	141
8.2.3	Análise modal do modelo estrutural (ME-III)	143
8.3	Análise harmônica	145
8.3.1	Análise harmônica do modelo estrutural I (ME-I)	146
8.3.2	Análise harmônica do modelo estrutural II (ME-II)	146
8.3.3	Análise harmônica do modelo estrutural III (ME-III)	147
8.4	Análise transiente	148
8.4.1	Análise transiente do modelo estrutural I (ME-I)	149
8.4.2	Análise transiente do modelo estrutural II (ME-II)	154
8.4.3	Análise transiente do modelo estrutural III (ME-III)	160
8.5	Controle do nível de vibração	165
8.5.1	Controle de vibrações no modelo estrutural I (ME-I).....	167
8.5.2	Controle de vibrações no modelo estrutural II (ME-II).....	174
8.5.3	Controle de vibrações no modelo estrutural III (ME-III).....	181
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS	189
9.1	Principais conclusões	190
9.2	Sugestões para trabalhos futuros	198
	REFERÊNCIAS	200

INTRODUÇÃO

Desde os primórdios de sua existência até os dias atuais, o homem tem feito uso, em seus deslocamentos na busca de seus mais diversos objetivos, de estruturas de transposição de obstáculos, estruturas estas, que se iniciou de simples troncos de árvores caídas sobre um pequeno rio até as modernas e arrojadas estruturas construídas atualmente.

Ao longo dos anos ocorreu um progresso ligado às técnicas construtivas, o que se estendeu também a construção de passarelas de pedestres. Isto se deve à acelerada melhoria em dois pontos: dos materiais de construção utilizados e dos processos construtivos.

Nos dias atuais, alguns projetos de passarelas de pedestres vêm se destacando em virtude de suas concepções arquitetônicas que se revelam cada vez mais arrojadas, com notória beleza e preponderante esbeltez. Em consequência estas estruturas se caracterizam por apresentarem reduzida massa, baixo amortecimento estrutural e elevada flexibilidade.

As estruturas de passarelas enquadradas neste contexto, quando submetidas a um carregamento originado de uma das diversas formas de ações dinâmicas, que se associam às distintas formas de movimento de pedestres, como: caminhar, correr e saltar sobre o piso da passarela, podem estar sujeitas a níveis de vibrações excessivas capazes de conduzir a um quadro de desconforto aos pedestres, assim como a ocorrência de degradação estrutural ao longo do tempo.

O nível elevado de vibrações percebido pela travessia de pedestres em uma passarela ocorre principalmente devido ao fenômeno da ressonância que surge pela coincidência ou proximidade entre a frequência da passada dos pedestres ou seus múltiplos com as frequências naturais da estrutura da passarela.

Considerando estruturas de passarelas caracterizadas por possuírem baixa rigidez e amortecimento estrutural, tais estruturas ficam susceptíveis a níveis de vibrações indesejáveis ao se submeter a carregamentos dinâmicos de ordem periódica ou próximos, como é o caso das ações dinâmicas de pedestres. Cabe salientar também que as vibrações nas estruturas, quando se apresentam excessivas podem resultar em fadiga estrutural, além de um quadro de fendilhação dos revestimentos da estrutura da passarela, Bachmann e Ammann [1].

Correntemente, as estruturas são dimensionadas e verificadas através apenas de uma análise estática, recorrendo-se ao uso de um artifício de se considerar a carga dinâmica por meio de um equivalente estático. A norma NBR-6118 [2] define estado limite de vibrações excessivas como o “estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção”.

Com a identificação das vibrações excessivas nas estruturas segue-se com a necessidade de se intervir de forma a minimizar as vibrações a níveis que garantam o conforto de seus usuários.

A medida de intervenção mais adotada é a de enrijecer a estrutura objetivando afastar algumas frequências naturais importantes do intervalo de frequências de passo dos pedestres, evitando-se assim a ocorrência do fenômeno da ressonância.

Nos últimos anos novas tecnologias têm sido apresentadas e aplicadas no controle de vibrações em estruturas, dentre as várias técnicas que serão comentadas posteriormente, destaca-se a que utiliza o atenuador dinâmico sintonizado (ADS), o qual foi escolhido para emprego nos modelos estruturais das passarelas analisadas nesta dissertação com o intuito de reduzir as respostas dinâmicas das estruturas para níveis que atendam aos critérios de conforto humano.

No cenário apresentado acima e como citação de alguns casos de ocorrências reais de vibrações excessivas em estruturas de passarelas de pedestres, a Figura 1 ilustra a Millennium Footbridge, em Londres. Trata-se de uma passarela pênsil em aço que cruza o rio Tâmesa, tendo sido inaugurada em 10 de junho de 2000, quando na ocasião da sua abertura ao público, notou-se que a estrutura apresentava amplitude de oscilações laterais expressivas, ocasionadas pelo movimento das pessoas sobre a estrutura. As amplitudes máximas atingiram medidas em torno de 75 mm com frequências no intervalo de 0,8 a 1,0 Hz, o que levou as autoridades locais a interditar a passarela três dias após a sua inauguração para adoção de medidas corretivas adequadas, conforme relatado por Newland [3].

Em sua abertura ao público, cerca de 80.000 a 100.000 pessoas cruzaram a passarela. Análises das imagens de vídeos na ocasião indicaram a presença de até 2.000 pessoas na passarela simultaneamente, levando a uma densidade máxima de ocupação de até 1,3 a 1,5 pedestres/m², de acordo com Dallard et al. [4].



Figura 1 – Passarela do Millennium em Londres [3].

A passarela Solferino, mostrada na Figura 2, está localizada na cidade de Paris e apresenta uma estrutura formada por arco em aço com traçados parabólicos. A passarela é composta por dois pisos: um superior e plano e o outro acompanhando o desenvolvimento parabólico dos arcos. A estrutura de aço em arco tem comprimento total de 140 m e vão de 106 m. Sua largura funcional varia de 12 m a 14,80 m [5].



Figura 2 – Passarela Solferino [6].

Em sua abertura ao público em dezembro de 1999 apresentou vibrações excessivas na direção transversal horizontal durante a travessia de pedestres. Charles e Bui [7] desenvolveram testes na passarela Solferino e registraram respostas em termos de acelerações na faixa de 0,10 a 0,15 m/s^2 quando se deu

início ao sincronismo lateral da estrutura com o carregamento de teste. Os pesquisadores recomendaram um procedimento de projeto para se evitar a ocorrência do fenômeno.

Outro caso de destaque relacionado a problemas vibratórios em estruturas está relacionado à passarela Toda Park Bridge, ver Figura 3, localizada na cidade de Toda no Japão. A passarela é formada por uma estrutura estaiada com uma torre de 61,4 m de altura em concreto armado e possui 2 planos de cabos estaiados com 11 cabos por plano. O tabuleiro da passarela desenvolve um comprimento total de 179 m dividido em 2 vãos, sendo o principal de 134 m e o menor de 45 m. A passarela une por sua travessia um terminal de ônibus a um estádio de corrida de lanchas o que provoca em alguns dias um tráfego de multidões de pedestres pela passarela, conforme mostrado na Figura 4.



Figura 3 – Vista geral da passarela Toda Park Bridge [8].



Figura 4 – Vista da passarela Toda Park Bridge com grande fluxo de pedestres [8].

A inauguração da passarela Toda Park Bridge se deu em 1989 e com alguns dias de uso e com o tráfego de milhares de pessoas foi notado um quadro de vibrações excessivas na direção transversal horizontal da passarela. As amplitudes dos deslocamentos laterais foram da ordem de 10 mm para a viga central sob ação de uma multidão de pessoas caminhando com frequência de excitação de 0,93 Hz na direção lateral, o que ocasionou a ressonância da estrutura no primeiro modo de vibração lateral, cuja frequência natural associada é de 0,9 Hz. Nesta situação alguns usuários se sentiram desconfortáveis e inseguros, Nakamura [9] e Nakamura et al. [10]. Pela observação de vídeos e pelas amplitudes laterais medidas foi concluído que 20% da multidão na travessia sincronizaram perfeitamente seus passos com a vibração, Nakamura e Fujino [8]. Os pesquisadores estimaram com auxílio de imagens que a densidade de pedestres na travessia estava em torno de 0,8 a 1,3 pedestres/m².

Inúmeros outros casos de vibrações excessivas em passarelas foram registrados e investigados, além do desenvolvimento de projetos de controle de suas vibrações no objetivo de atenuar as amplitudes excessivas medidas em cada caso, como por exemplo: a passarela de *Forcheheim* na Alemanha [11]; a passarela pênsil localizada em Minden na Alemanha [12]; a passarela M-Bridge (*Maple Valley great suspension bridge*) situada na cidade de Nasu Shiobara no Japão [13]; Passarela Pedro e Inês em Portugal [14,15]; a passarela *Stade de France Footbridge* na França [16]; a passarela *Bellagio to Bally's footbridge* na cidade de Las Vegas [17], etc. Na Tabela 1 são elencados alguns casos de problemas vibratórios em passarelas de pedestres e suas soluções de controle adotadas na implementação de sistemas de amortecimento.

Tabela 1 – Passarelas com sistemas de amortecimento implementados [18].

Passarela	Número de vãos / vão (m)	Tipo	Frequências controladas (Hz)	Direção da vibração dominante	Tipo de sistema de amortecimento implementado	Efeito do amortecimento do sistema no comportamento global
T-Bridge, Japão	2 vãos, 134 + 45	Estaiada, viga caixão metálica contínua	0,93	Lateral	Amortecedores de líquidos sintonizados, no interior da viga caixão. Total de 600 caixas, massa de 0,7% da massa modal.	Deslocamento lateral do tabuleiro reduzido de 8,3mm para 2,9mm.
Millennium, Londres	3 vãos, 108 + 144 + 80	Pênsil suspensa	0,8 0,5 1,0	Lateral	Amortecedores viscosos e ADSs usados para atenuar movimentos horizontais e ADSs usados para controlar oscilações verticais, frequências entre 1,2 e 2,0Hz.	Vibrações tornaram-se imperceptíveis para os usuários.
Stade de France, Paris	3 vãos, 64 + 54 + 50	Viga	1,95	Vertical	ADSs com massa de 2.400kg por vão	Aumento do amortecimento estrutural de 0,2-0,3% para 4,3-5,3%.
Solférino, Paris	106 (vão central)	Arco	0,81 1,94 2,22	Lateral Vertical Vertical	1 ADS lateral com massa de 15.000kg e 2 ADSs verticais com massas de 10.000kg e 7.600kg.	Aumento do amortecimento estrutural de 0,4% para 3,5% (lateral), e de 0,5% para 3% e 2% (vertical).
Passarela Pedro e Inês, Coimbra	110 (vão central)	Arco / viga	0,85 1,74; 1,8 e 2,34 2,74; 3,07 e 3,17	Lateral Vertical	1 ADS lateral com 14.800kg e 6 ADSs verticais.	Aumento do amortecimento lateral de 0,5% para 4% e do amortecimento vertical de 0,3%-2,2% para 3%-6%.

Motivação

O desenvolvimento da engenharia estrutural atualmente busca alcançar a qualidade de projetos que atendam simultaneamente as especificações necessárias, as prescrições normativas e sempre atendendo ao menor custo. Inúmeros trabalhos de pesquisas direcionados aos estudos e aperfeiçoamentos de análises dinâmicas, bem como, na implementação de sistemas de controle de vibrações vem sendo realizados, face ao cenário cada vez mais frequente de casos de problemas de vibrações excessivas em estruturas, notadamente em passarelas.

Objetivos

Este trabalho objetiva a elaboração de um estudo que se refere à análise do comportamento dinâmico de passarelas mistas (aço-concreto) de pedestres quando submetidas ao caminhar humano, na consideração dos critérios normativos que dizem respeito ao conforto humano, bem como, o desenvolvimento de um controle estrutural de possíveis níveis de vibrações excessivas nas passarelas, tendo como referências projetos estruturais e através da verificação dos limites de conforto humano e ao atendimento aos estados limites de serviços.

Estrutura da dissertação

No capítulo um é feita uma revisão de trabalhos de autores que contribuíram aos estudos que dizem respeito à análise dinâmica em estruturas submetidas às ações humanas, bem como, das soluções adotadas para o controle dos níveis excessivos de vibrações.

No capítulo dois são expostas inúmeras normas e guias de projetos com recomendações referentes aos limites aceitos para o atendimento aos critérios de conforto humano em passarelas de pedestres.

O capítulo três aborda os parâmetros dinâmicos que influenciam na modelagem numérica das ações humanas, bem como, são apresentados os três modelos de carregamentos adotados nas análises dinâmicas realizadas.

No capítulo quatro é feita uma abordagem das técnicas usuais no controle de vibrações excessivas em distintas estruturas da engenharia civil.

O capítulo cinco trás os comentários sobre o desenvolvimento matemático de um atenuador dinâmico sintonizado (ADS).

No capítulo seis é feita a caracterização das três passarelas investigadas neste trabalho de dissertação, por meio da descrição dos seus projetos.

No capítulo sete é feita uma abordagem sobre o desenvolvimento da modelagem numérico-computacional das estruturas das três de passarelas mistas (aço-concreto) que foram estudadas e ainda, da modelagem do amortecimento estrutural.

O capítulo oito apresenta o desenvolvimento da análise dinâmica completa de todas as estruturas tomadas como estudo de caso desta dissertação. E na identificação da necessidade de atenuação dos níveis de vibrações nas estruturas para atender aos critérios de conforto humano, um sistema de controle passivo de vibrações, com uso de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs) é desenvolvido e seus desempenhos verificados.

E por fim, no capítulo nove são relatadas as considerações finais do trabalho, além de sugestões de futuros trabalhos, que podem ser elaborados para o aprofundamento deste.

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo visa apresentar trabalhos de alguns autores relacionados ao estudo da análise dinâmica em estruturas de obras civis, sobretudo de passarelas de pedestres, quando na interação com ações humanas. Dois aspectos foram considerados nesta revisão: a análise dos níveis de vibrações, no aspecto do conforto humano e o controle para redução das vibrações excessivas, quando os limites definidos por normas e guias de projetos, foram excedidos. Tais conhecimentos expostos nesta revisão bibliográfica contribuíram relevantemente para o alcance dos objetivos desta dissertação.

Rainer et al. [19] por meio de forças dinâmicas medidas durante a caminhada formada por quatro harmônicos, os autores propuseram um processo simplificado para se obter a aceleração de pico de passarelas sujeita a ações dinâmicas de pedestres. Respostas de passarelas são calculadas usando cálculos analíticos, baseado no carregamento dinâmico de uma pessoa, onde se leva em conta o efeito dinâmico do carregamento em função do tempo de atuação do mesmo.

Bachmann [20] com análises em inúmeros tipos de estruturas, incluindo as de passarelas, diante da excitação originada pelo dinamismo humano na interação com tais estruturas, sendo identificado o surgimento de níveis de vibrações excessivas. Diante da problemática, o autor propõe alteração na frequência natural da estrutura de modo a evitar o harmônico crítico da frequência de excitação, contornando dessa forma o fenômeno da ressonância. Tal alteração é alcançada com modificações estruturais, tanto em níveis de projetos, por exemplo, mudanças no arranjo estrutural ou até mesmo alterações nas estruturas já construídas, neste caso podendo ser realizado um enrijecimento estrutural.

Magluta [21] realizou em seu trabalho uma investigação relacionada a utilização de sistemas passivos de absorção para a redução de níveis de vibrações considerando as suas vantagens e limitações de seu uso. Neste enfoque ferramentas teóricas e numéricas foram desenvolvidas, onde as mesmas foram aferidas por meio da comparação com resultados experimentais e de análise paramétrica de modelos estruturais submetidos a distintos carregamentos.

Aplicações dos sistemas passivos de absorção de vibrações em duas estruturas de estádios de futebol são apresentadas.

Murray et al. [22] elaboraram para o American Institute of Steel Construction (AISC) um guia de projeto denominado *Floor Vibrations due to Human Activity, Steel Design Guide Series*, no qual os autores apresentaram um método simplificado para uso em avaliação dinâmica de pisos e passarelas submetidas a atividades rítmicas e de caminhada. O guia representa uma referência para os projetistas estruturais na análise do conforto humano fazendo uso de cálculos analíticos. Em seu último capítulo é feita a avaliação de problemas de vibrações, bem como, apresentado recomendações como medidas corretivas.

Rana e Soong [23] realizaram um estudo paramétrico para melhorar a compreensão de algumas características importantes do atenuador dinâmico sintonizado (ADS). O efeito em alguns parâmetros teóricos do ADS foi analisado quando em situação de não sintonia com a estrutura em que se encontrava acoplado. Determinaram uma relação para a utilização dos parâmetros teóricos a partir de um sistema com um grau de liberdade em sistemas com vários graus de liberdade.

Pimentel et al. [24] avaliaram o desempenho das normas utilizadas na prática de manutenção das vibrações em passarelas submetidas às cargas induzidas pelo homem devido ao caminhar. A avaliação presente no trabalho é sustentada por evidência experimental a partir de testes realizados pelos autores em passarelas que apresentavam vibrações excessivas. A descrição dos avanços nas pesquisas foi citada, bem como uma abordagem comparativa de algumas orientações de uso internacional no tocante à problemática vibracional em passarelas. Sugestões foram feitas direcionando a atenção a uma definição mais realista do carregamento vertical devido ao caminhar sobre a passarela.

Pimentel e Fernandes [25] elaboraram como proposta um método de cálculo simplificado para verificação do comportamento dinâmica de estruturas de passarelas buscando uma aproximação dos resultados obtidos através dos métodos simplificativos das normas OHBDC-1983 (*Ontário Highway Bridge Design Code 1983*) [26] e a BS 5400/2-2006 (*Britânica British Standard Institution 2006*) [27] com os resultados que são obtidos por meio da modelagem em elementos finitos.

Seiler et al. [11] sugeriram para a descrição do movimento de pessoas correndo uma nova abordagem matemática baseado nas leis da física sobre impulso

e conservação de energia. De acordo com os autores o modelo de uso tradicional para reportar o carregamento gerado por um pedestre que considera uma parcela estática referente ao peso da pessoa e uma série de funções senoidais, no caso, séries de Fourier, já se mostrou muito efetivo na representação de pedestres caminhando. Contudo, a mesma efetividade não se tem alcançado na representação de pedestres em corrida. Para a validação da nova abordagem matemática fizeram-se estudos de ordem experimental e numérica em uma passarela construída na cidade de Forchheim, utilizada como travessia sobre o canal Main - Donau, a 200 km aproximadamente da capital Munique, na Alemanha. A passarela possui um comprimento de 117,5 m e largura de 4,25 m. A estrutura é estaiada em aço, com piso em madeira, conforme pode ser visualizada na Figura 5. Testes experimentais foram realizados com um grupo de pessoas em corrida. Um modelo em elementos finitos da passarela foi desenvolvido. De acordo com a modelagem e resultados experimentais a frequência natural do primeiro modo de flexão vertical resultou em 1,18 Hz. Os testes experimentais demonstraram que a estrutura da passarela era mais suscetível a ressonância com pessoas correndo na frequência do segundo modo de vibração na direção vertical com valor de 2,76 Hz. Fato este comprovado em teste com um grupo de 5 pessoas correndo na frequência de 2,80 Hz sobre a passarela, no qual as respostas registradas foram da ordem de alguns centímetros em termos de deslocamentos verticais e de 2 m/s^2 em termos de acelerações verticais máximas. Ocorreram os mesmos resultados tanto nas duas primeiras frequências naturais, como nos dois primeiros modos de vibrações obtidos, tanto pelo novo modelo proposto, como pelos os resultados experimentais. Uma comparação foi realizada para um carregamento de pessoas em corrida por meio de séries de Fourier e pelo modelo proposto pelos autores, com relação aos resultados experimentais. Concluiu-se que os resultados do novo modelo se aproximaram muito mais aos resultados dos testes experimentais. Além do que, verificou-se que os resultados com o uso das séries de Fourier na representação do carregamento amplificaram as respostas da estrutura.



a) Vista geral da passarela.



b) Vista do piso em madeira.

Figura 5 – Passarela em Forchheim analisada [11].

Mackenzie et al. [28] propuseram um método simplificado para instituir critérios de conforto humano em passarelas, sendo empregado nos valores relacionados aos limites máximos de aceleração, coeficientes de reduções, que consideram o nível de conforto humano que se pretende alcançar; as ações dinâmicas que atuam na estrutura, bem como, as características da passarela em análise.

Figueiredo [29] em seus estudos concluiu que nas passarelas de pedestres analisadas de forma numérica as suas respostas dinâmicas são dependentes do modelo de carregamento considerado. Na situação do uso de carregamentos que não levam em conta a variação temporal e espacial da carga dinâmica, os resultados em termos de acelerações de pico se mostram conservadores.

Zivanovic et al. [30] fizeram uma revisão da literatura técnica no que se refere à manutenção de passarelas submetidas as vibrações induzidas pelo homem e o caso da passarela Millennium Footbridge em Londres é tomada como exemplo principal. Em sua revisão o artigo cita uma vasta gama de referências cerca de 200 que lidam com as questões fundamentais relacionadas com as problemáticas vibracionais de passarelas e pontes. A pesquisa bibliográfica identificou o homem como a mais importante fonte de vibração para passarelas. No entanto, a modelagem da força dinâmica induzida por multidão não está claramente definida, apesar das tentativas para resolver esta questão nos últimos anos. A racionalização do problema em seus três aspectos fundamentais: a fonte de vibração, caminho e o receptor são adotados hoje em dia quando se trata de vibração no desempenho das passarelas. Finalmente, não existe uma única orientação nacional ou internacional

de projeto que contemple todos os aspectos do problema de forma abrangente e deve-se consultar diversas fontes de informação para se projetar grandes estruturas de passarela. Visando atender os requisitos de segurança e desempenho em serviço.

Karásek et al. [31] relataram que ao término do projeto da passarela Plzeň os projetistas concluíram que a passarela era dinamicamente sensível ao carregamento dinâmico de pedestres na direção vertical, principalmente por vandalismo. A passarela localizada na autoestrada D5 próximo da cidade de Plzeň, na República Checa apresenta uma estrutura estaiada com três pares de cabos de 40 mm de diâmetro ancorados em um poste metálico de 24 m de altura, que por sua vez é ancorado por três pares de cabos de 50 mm, que se ligam aos blocos de coroamento da fundação profunda. A estrutura estaiada sustenta o tabuleiro da passarela de 65 m de comprimento que é formada por uma viga metálica em caixão e piso em chapas metálicas de 10 mm de espessura, conforme ilustrado na Figura 6. Uma das soluções para se conferir um maior amortecimento à estrutura foi a utilização de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs) para amortecer a vibração do primeiro modo de flexão vertical. Com isso, chegou-se a decisão de se realizar um teste de carga dinâmica “*in situ*” para se descobrir os parâmetros reais dinâmicos da passarela e medir a resposta dinâmica da estrutura sob carregamento humano. O resultado do ensaio de carga dinâmica mostrou uma boa concordância com a análise dinâmica computacional e com base nos resultados do teste foi decidido que o uso de ADSs seria necessário. Os parâmetros modais medidos da passarela foram usados para projetar os ADSs. Após a instalação dos ADSs um segundo ensaio de carga dinâmica “*in situ*” foi realizada. Com os resultados deste teste verificou-se que a resposta dinâmica do tabuleiro da passarela com os ADSs foi significativamente reduzida. Os deslocamentos e as acelerações relativos ao tabuleiro passaram a satisfazer os critérios de conforto para pedestres. Na Figura 7 são exibidos os ADSs instalados na passarela e na Figura 8 é observado um dos resultados do trabalho, neste caso para um carregamento crítico de vandalismo que considerou um grupo de dez pessoas efetivamente pulando sincronizados para cima e para baixo em frequências críticas.



Figura 6 – Vista da passarela estaiada analisada [31].

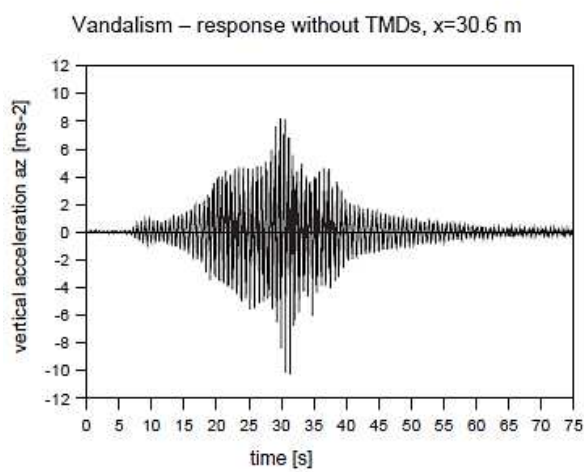


a) Vista do içamento dos ADSs.

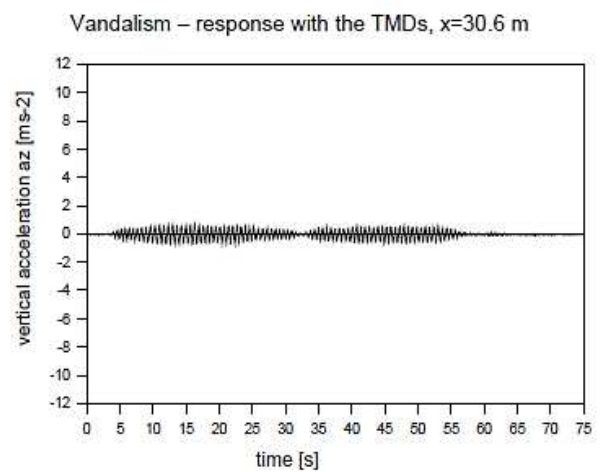


b) ADSs instalados no interior da viga caixão.

Figura 7 – Detalhes dos ADSs instalados na passarela investigada [31].



a) Aceleração sem controle.



b) Aceleração com controle.

Figura 8 – Resposta medida no tabuleiro com e sem ADSs para um carregamento de vandalismo de 10 pedestres, com frequência de 1,55 Hz, com redução de 90% da resposta [31].

Zivanovic et al. [32] realizaram análises numéricas e ensaios dinâmicos em uma passarela de pedestres, que é mostrada na Figura 9 e está localizada sobre o rio Moraca, na cidade de Podgorica, capital de Montenegro. Desde a sua inauguração a passarela apresenta vibração perceptível relacionada ao modo de flexão vertical. Tanto para uma análise em elementos finitos, como para testes experimentais realizados na estrutura, foram utilizados procedimentos de estado da arte disponíveis na ocasião. A correlação entre um modelo bem detalhado em elementos finitos e resultados experimentais realizados foi analisada. Para o sistema estrutural considerado, a rigidez da viga de suporte na direção longitudinal e a rigidez à flexão das colunas inclinadas foram identificadas como os parâmetros de modelagem que mais influenciaram nos modos de vibração de flexão vertical e horizontal da passarela. Por meio do ensaio dinâmico identificou-se que a passarela apresentava um coeficiente de amortecimento muito baixo de apenas 0,26% nos modos de flexão vertical e horizontal-lateral, além da frequência natural fundamental de 2,04 Hz para o modo vertical. Uma calibração do modelo em elementos finitos foi realizada a partir dos dados medidos tendo sido alcançado uma redução das diferenças máximas nas frequências naturais de 37% para apenas 4%.

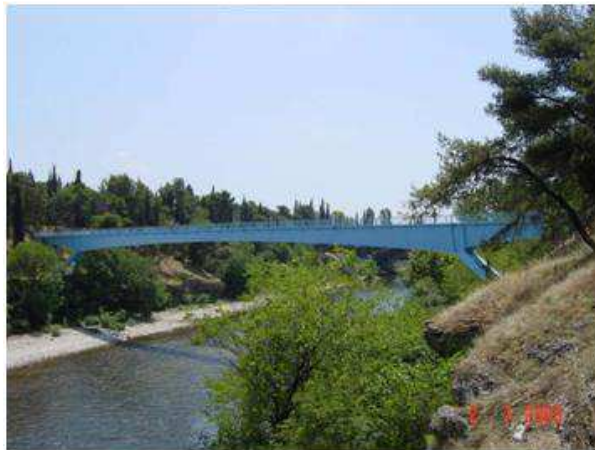


Figura 9 – Passarela em Podgorica [32].

Silva et al. [33] desenvolveram para análise de vibração de uma passarela excitada por cargas verticais humanas, um modelo em elementos finitos de uma passarela existente e localizada na cidade do Rio de Janeiro, Brasil. A análise linear elástica objetivou obter a resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações. Para isso, quatro modelos de carregamentos distintos foram desenvolvidos para incorporar no modelo os efeitos dinâmicos induzidos por pessoas caminhando, na

resposta da passarela. Os resultados alcançados apontaram para a possibilidade de a passarela investigada atingir altos níveis de vibração, comprometendo o estado limite de conforto humano.

Brownjohn e Pavic [34] elaboraram um método para o cálculo das massas modais para os modos de vibração induzidas por pedestres. Dados experimentais foram utilizados no desenvolvimento do trabalho. O método pode ser utilizado em geral para os casos em que a excitação de ressonância de estruturas de pedestres é uma preocupação, portanto, pode ser usado para os modos de flexão vertical, laterais e de torção em passarelas e até mesmo para pisos com frequências naturais baixas e bem espaçadas.

Racic et al. [35] examinaram 250 referências que tratam de diferentes caracterizações experimentais e analíticas das forças relacionadas com as caminhadas humanas, bem como, a sua aplicação no projeto de manutenção de vibrações de estruturas de engenharia civil quando submetidas ao movimento de pedestres correntes em passarelas, pisos e escadas. O principal objetivo na revisão foi o de fornecer informação de base consistente e indicar as principais lacunas no assunto apontando as direções para futuras pesquisas.

Caetano et al. [14,15] desenvolveram a análise de um estudo de caso referente a passarela denominada Pedro e Inês localizada em Coimbra, Portugal. A passarela, ilustrada na Figura 10, apresenta sua estrutura relativamente longa e esbelta, apresentando-se vulnerável a vibrações excessivas nos modos de flexão verticais e laterais, quando submetida ao tráfego de pedestres. Tal fato motivou a avaliação completa do comportamento dinâmico da estrutura com o objetivo de instalar um sistema de controle. O trabalho descreve os estudos realizados em uma fase de concepção e os resultados de uma cuidadosa avaliação experimental das propriedades da passarela construída. Este teste experimental, em particular, permitiu a identificação de parâmetros modais e a observação “*in loco*” do efeito da travessia de fluxos de pedestres antes da instalação dos dispositivos de controle. As amplitudes na direção vertical e lateral induzidas por pedestres motivou um estudo extenso para a concepção e implementação de um sistema de controle baseado em um conjunto vertical e lateral de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs). Na Figura 11 é ilustrado o conjunto de ADSs horizontais instalados. O trabalho discute a estratégia adotada no projeto e na avaliação da eficiência deste sistema de controle, apontando problemas específicos com os ADSs instalados na direção horizontal. Os

resultados do controle são apresentados no trabalho incluindo uma caracterização completa e experimental dos ADSs instalados, resultados de mais de um ano de monitoração dinâmica contínua da passarela.



Figura 10 – Vista da passarela Pedro e Inês [14].



Figura 11 – ADSs horizontais instalados na passarela Pedro e Inês [15].

Weber e Feltrin [36] realizaram a reavaliação de duas passarelas equipadas com sistemas constituídos por um conjunto de massas e molas, além de dispositivos viscosos, com óleo de silicone. A resposta devido a ações de pedestres é comparada com a resposta medida no momento em que se deu instalação dos dispositivos de controle. As estruturas das passarelas foram submetidas a testes de vibração forçada na busca de se identificar os parâmetros da estrutura das passarelas, bem como, dos atenuadores de massa sintonizados (ADSs). A avaliação mostrou que em ambas as passarelas os ADSs se apresentam com bom desempenho. Em uma das estruturas analisadas foi identificado uma falta de sintonização na frequência. Com tudo, há evidências de que o desvio na sintonização estivesse presente na ocasião da instalação dos dispositivos de controle. Por fim, os autores analisaram o efeito combinado de sintonização inicial e desafinação devido aos efeitos da temperatura, os quais foram expressos como perdas de amortecimento eficazes. Nas Figuras 12 e 13 são ilustradas as passarelas

de análise no referido trabalho, bem como, um dos dispositivos de controle instalados nas estruturas.



a) Passarela em vigas metálicas.

b) Passarela estaiada.

Figura 12 – Passarelas analisadas [36].



Figura 13 – Dispositivo de controle instalado [36].

Li et al. [37] investigaram as características de vibrações de passarelas induzidas pela caminhada aleatória de multidão, além de apresentarem a aplicação de múltiplos atenuadores dinâmicos sintonizados (MADSs) para minimizar as vibrações induzidas pela multidão. Neste modelo de vibração aleatória, uma formulação analítica foi desenvolvida para calcular a aceleração em uma posição arbitrária da passarela. O efeito da ressonância foi observado com as frequências naturais da passarela dentro da faixa da frequência de excitação da multidão. Para minimizar a aceleração excessiva para o nível de conforto de caminhada normal humana, um sistema MADSs foi usado para melhorar o desempenho dinâmico da passarela. De acordo com o modelo de vibração aleatória, um procedimento de otimização, baseado na minimização de aceleração máxima (*rms*) da passarela foi introduzido para determinar os parâmetros teóricos de projeto do sistema de

MADSs. Análise numérica mostrou que o MADSs projetado pelo método de otimização proposto é mais eficaz do que a metodologia tradicional de projeto de MADSs na redução da resposta dinâmica durante a ressonância provocada pelo tráfego de multidão na passarela.

Varela e Battista [38] em laboratório desenvolveram testes em caráter experimental fazendo uso do protótipo de um piso de estrutura mista (aço e concreto) em escala real. Nos testes, a estrutura foi submetida a ações dinâmicas relativas ao caminhar humano. Na estrutura em análise, buscando a redução das vibrações, um sistema de controle passivo foi projetado e instalado. Com isso, foram realizadas comparações das respostas do piso em termos de acelerações sem o controle e com o controle, onde se alcançou reduções consideráveis face ao baixo amortecimento estrutural presentes em estruturas mistas (aço e concreto) de pisos com vãos expressivos. Os autores propõem, ainda, que tal sistema de controle seja incluído na fase de projeto estrutural por apresentar um baixo custo, dessa forma sugerindo uma nova filosofia na concepção de estruturas, que na fase de projeto, já sejam prescritos os necessários dispositivos de controle de vibrações, fundamentados nas considerações das novas tendências estruturais no que se refere à leveza, economia e funcionalidades das novas estruturas.

Jangid [39] realizou estudos para o uso em estruturas, com e sem amortecimento, de múltiplos atenuadores dinâmicos sintonizados (MADSs) em um cenário onde as estruturas estariam sujeitas a ações harmônicas de base e externas. Na busca por parâmetros teóricos para o MADSs e utilizando uma técnica numérica realizou variações nas razões de massas e nos números de atenuadores. Além de obter expressões para os parâmetros teóricos, importantes conclusões foram alcançadas, como: a razão de amortecimento ótima para o MADSs é inversamente proporcional ao número de atenuadores e diretamente proporcional com a razão de massa; a frequência de sintonia ótima do MADSs é inversamente proporcional com a razão de massa e diretamente proporcional com o número de atenuadores. E por fim, a largura de banda ótima para o MADSs é diretamente proporcional com o número e a massa dos atenuadores.

Ingólfsson et al. [40] realizaram uma análise abrangente dos estudos relacionados às vibrações laterais induzidas por pedestres em passarelas, principalmente com foco nos estudos publicados na última década. A revisão foi conduzida de forma a contemplar o conteúdo seguindo uma divisão em três

categorias: testes completos e estudos de laboratório em passarelas existentes sujeitos a carregamentos de multidão; interação estrutura-homem com pedestres se movendo gerando componentes laterais nos pisos e a modelagem matemática da carga induzida por pedestres.

Daniel et al. [41] trataram assuntos relacionados com a distribuição e dimensionamento de múltiplos atenuadores dinâmicos sintonizados (MADSs) numa tentativa de reabilitação de passarelas com vários modos vibracionais críticos originados da excitação de tráfego de pedestres. A metodologia simples e prática que os autores apresentam e propõem inclui o uso de um procedimento iterativo de análise que converge para um dado nível aceitável de aceleração. Um exemplo é apresentado de uma passarela que utiliza esta metodologia para atenuação das amplitudes de vibração.

2. AVALIAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM PASSARELAS – NORMAS E GUIAS DE PROJETO

Neste capítulo serão apresentadas várias recomendações e normas de projeto com critérios para verificação do nível de conforto humano em passarelas submetidas ao caminhar humano. Nas distintas normas e na realização da avaliação dinâmica de uma estrutura, o parâmetro dinâmico usual na medição do conforto humano é a aceleração. Com isso, buscando uma simplificação na análise do comportamento dinâmico de passarelas, alguns pesquisadores, guias e normas de projeto sugeriram métodos para a obtenção da máxima resposta da estrutura em termos da aceleração. É importante ressaltar que há diferenças na comparação entre as normas, guias e recomendações sobre os limites de aceitabilidade dos níveis de vibrações relacionados ao conforto humano, bem como, pela forma de se obter a aceleração.

As normas se apresentam de duas formas no que se refere aos critérios de avaliação. A primeira se relaciona aos critérios de segurança estrutural, onde na consideração do intervalo de frequência característica do caminhar humano entre 1,4 a 2,4 Hz busca-se evitar a coincidência de uma das frequências naturais da passarela neste intervalo, de forma a impedir a possibilidade de ocorrência do fenômeno de ressonância causado pela passagem de pedestres na passarela. Ainda assim, há a possibilidade do segundo harmônico da frequência fundamental do caminhar humano excitar algum modo de vibração da estrutura da passarela, quer pela aproximação ou coincidência de frequências. Devido a este fato, algumas normas estendem o limite do intervalo da frequência crítica para a passarela a frequência de 5 Hz.

No segundo aspecto os critérios normativos se dirigem ao conforto humano e estritamente na observação do desempenho dinâmico da estrutura da passarela submetida ao caminhar de pedestres que é realizada com a estimativa do nível de vibrações, seguido da comparação com os limites máximos definidos pelas normas que diminuem o risco de desconforto dos usuários. Entretanto, estes limites variam de acordo com a publicação consultada, em face da dispersão nos resultados dos testes realizados por vários grupos de pesquisadores e pela variação da tolerância às vibrações das pessoas.

2.1 Norma brasileira NBR 6118/2007 [2]

A norma NBR 6118 [2] fixa os requisitos básicos que são exigidos para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.

Conforme referido no item 23.2 NBR 6118 [2], as ações dinâmicas podem provocar estados limites de serviço e estados limites últimos por vibração excessiva ou por fadiga dos materiais. Na consideração do estado limite de vibrações excessivas a referida norma afirma no item 23.3 NBR 6118 [2], que a análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais. A norma orienta que para assegurar comportamento satisfatório das estruturas sujeitas a vibrações, deve-se afastar o máximo possível a frequência natural da estrutura (f_n) da frequência crítica ($f_{crítica}$), que depende da destinação da respectiva edificação, conforme a equação (1).

$$f_n > 1,2 \cdot f_{crítica} \quad (1)$$

O comportamento das estruturas sujeitas a ações dinâmicas cíclicas que originam vibrações pode ser modificado por meio de alterações em alguns fatores tais como: ações dinâmicas, frequência natural (pela mudança da rigidez da estrutura ou da massa mobilizada) e aumento das características de amortecimento.

Quando a ação crítica é originada numa máquina, a frequência crítica passa a ser a da operação da máquina.

Nesse caso, pode não ser suficiente afastar as duas frequências, natural e crítica, conforme mencionado no item 23.3 NBR 6118 [2]. Principalmente quando a máquina é ligada, durante o processo de aceleração da mesma, é usualmente necessário aumentar a massa ou o amortecimento da estrutura para absorver parte da energia envolvida.

Nos casos especiais, em que as recomendações anteriores não puderem ser atendidas, deve ser feita uma análise dinâmica mais aprimorada, conforme estabelecido em normas internacionais, enquanto não existir norma brasileira específica, de acordo com o referido no item 23.3 NBR 6118 [2].

Na falta de valores determinados experimentalmente, adota-se os valores indicados na Tabela 2 para a $f_{\text{crítica}}$.

Tabela 2 - Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas [2].

Caso	$f_{\text{crítica}}$ (Hz)
Ginásio de esportes	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Escritórios	3,0 – 4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,4
Passarela de pedestres ou ciclistas	1,6 – 4,5

Apesar das passarelas deste estudo serem constituídas por estruturas mistas, composta por estrutura de aço e laje em concreto armado, são aplicadas as recomendações da norma NBR 6118 [2], que se destina a estruturas de concreto armado. A presente norma estabelece que deve-se afastar o máximo possível a frequência fundamental da estrutura da frequência crítica que depende da destinação da respectiva edificação. No caso de passarelas de pedestres, esse valor varia de 1,92 a 5,4 Hz.

2.2 Norma brasileira NBR 8800/2008 [42]

A norma NBR 8800 [42] define os princípios gerais que regem o projeto à temperatura ambiente das estruturas de aço e das estruturas mistas de aço e concreto de edificações, incluindo passarelas de pedestres e suportes de equipamentos. Com relação aos estados-limites de serviço a NBR 8800 [42] no item 11.4.1 estabelece que:

Sistemas de pisos suscetíveis a vibrações tais como os de grandes áreas que não possuem divisórias ou outros elementos de amortecimento, devem ser dimensionados de forma a se evitar o aparecimento de vibrações transientes inaceitáveis, devidas ao caminhar de pessoas ou a outras fontes, conforme o anexo L (NBR 8800, 2008, p. 100).

No que se refere ao conforto humano durante as atividades humanas normais a norma NBR 8800 [42] define, em seu anexo L, que “em nenhum caso a frequência natural da estrutura do piso pode ser inferior a 3 Hz”.

No item L.2, a NBR 8800 [42] prescreve que o problema da vibração de pisos deve ser considerado no projeto de estrutura por meio de análise dinâmica, levando-se em conta pelo menos: as características e a natureza das excitações dinâmicas, como por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas; os critérios de aceitação para o conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso; a frequência natural da estrutura do piso; a razão de amortecimento modal e os pesos efetivos do piso. Como procedimentos para a realização de uma avaliação dinâmica precisa a NBR 8800 [42] recomenda uma bibliografia em seu anexo S.4

Para uma avaliação simplificada da questão da vibração em pisos causados pelas atividades humanas normais, a norma NBR 8800 [42] fixam regras em seus itens L.3.2 e L.3.3. e ficando a critério dos projetistas a opção por essa avaliação simplificada, por não poder constituir uma solução adequada para o problema.

No item L.3.2, a NBR 8800 [42] recomenda que:

Nos pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências e escritórios, a menor frequência natural não pode ser inferior a 4 Hz. Essa condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço proposto pela norma, não superar 20 mm (NBR 8800, 2008, p. 161).

Já no item L.3.3, a NBR 8800 [42] determina que:

Nos pisos em que as pessoas saltam ou dançam de forma rítmica, como os de academias de ginástica, salões de dança, ginásios e estádios de esportes, a menor frequência natural não pode ser inferior a 6 Hz, devendo ser aumentada para 8 Hz caso a atividade seja muito repetitiva, como ginástica aeróbica. Essas condições ficam satisfeitas, respectivamente, se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço proposto pela norma, não superar 9 mm e 5 mm (NBR 8800, 2008, p. 161).

2.3 Norma canadense ONT 83 [26]

Com origem na província de Ontário, no Canadá, a norma ONT 83 [26]

apresenta-se como uma norma conservadora, recomendando uma aceleração vertical limite, dada pela equação (2) abaixo:

$$a_{m\acute{a}x} = 0,25 \cdot f_n^{0,78} \quad (2)$$

Onde:

$a_{m\acute{a}x}$: aceleração máxima (m/s²);

f_n : valor da primeira frequência natural da estrutura (Hz).

2.4 Norma CEB/1991 [43]

Recomenda que seja evitado o projeto de passarelas com frequências naturais entre 1,6 e 2,4 Hz, bem como, entre 3,5 e 4,5 Hz, pois estes intervalos correspondem às faixas de frequência do primeiro e segundo harmônico da carga de excitação, respectivamente.

2.5 Norma espanhola RPM-95 [44]

A norma espanhola RPM-95 [44] no intuito de se impedir incômodos de caráter físico e/ou emocionais nos pedestres durante sua travessia em passarelas, a mesma orienta, que para os modos de vibrações verticais, a aceleração máxima não deve ser superior, em qualquer ponto da passarela, ao valor dado pela equação (3):

$$a_{m\acute{a}x} = 0,5 \cdot f_n^{0,5} \quad (3)$$

Onde:

$a_{m\acute{a}x}$: aceleração máxima (m/s²);

f_n : valor da frequência natural do primeiro modo vertical da estrutura (Hz).

Alternadamente com a análise dinâmica, a RPM-95 [44] sugere uma verificação simples, conforme a equação (4) abaixo:

$$Y_e \leq f_n^{0,5} / (80 f_n^2 k \eta) \quad (4)$$

Onde:

Y_e : flecha estática produzida por uma pessoa de 750 N, localizada no ponto de maior deformação da estrutura da passarela (m);

f_n : frequência natural da estrutura (Hz);

k : fator de configuração da estrutura, indicado na Tabela 3;

η : fator de resposta dinâmica, indicado na Tabela 4.

Concernente aos modos de vibração horizontal, a norma RPM-95 [44], não faz nenhuma menção.

Tabela 3 – Fator de configuração da estrutura [44].

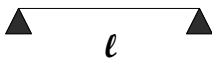

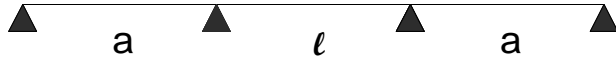
Geometria	Relação a/l	k
	-	1,0
	1,0	0,7
	0,8	0,9
	<0,6	1,0
	1,0	0,6
	0,8	0,8
	0,6	0,9

Tabela 4 – Fator de resposta dinâmica [44].

l (m)	η
10	5,3
20	8,8
30	12,2
40	14,7
50	16,6

2.6 Norma americana AASHTO/1997 [45]

Trata do problema de vibrações verticais nas passarelas, por exclusão das faixas de variação de frequências críticas, $f_{crítica}$. A norma aconselha que sejam evitados projetos de passarelas que apresenta frequência natural inferior a 3 ou 5 Hz, onde para o último limite, quando considerados vibrações originadas pelo segundo harmônico do carregamento dinâmico de excitação.

2.7 Norma sueca Bro 2004 [46]

É prescrito pela norma sueca Bro 2004 [46] que passarelas devem apresentar, para os modos de vibração vertical, frequências naturais superiores a 3,5 Hz. Do contrário, uma análise dinâmica da estrutura é imprescindível, onde o valor limite da aceleração máxima (*rms*), na direção vertical, em qualquer parte da passarela é de 0,5 m/s². Para o cálculo da aceleração máxima (*rms*) deverá ser considerado que o carregamento dinâmico oriundo do pedestre tem um aspecto estacionário e oscilante, conforme a equação (5) abaixo:

$$F(t) = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \text{sen}(2\pi \cdot f_p \cdot t) \quad (5)$$

Onde:

F(t): força representativa da ação do pedestre (N);

φ_1 : valor obtido por $\varphi_1 = (0,1 \cdot B \cdot L)^{1/2}$;

B: comprimento do vão da passarela (m);

L: largura da passarela (m);

φ_2 : constante de carga ($\varphi_2 = 150$ N);

f_p : frequência de passo (Hz);

t: tempo (s).

Com relação aos modos de vibração horizontal, a respectiva norma, não faz nenhuma menção.

2.8 Norma britânica BS 5400-2/2006 [27]

De acordo com a norma BS 5400-2 [27], para valores de frequências naturais da estrutura acima de 5 Hz, a verificação relativa ao estado limite de vibração em condições de serviço é dispensada. Assim, a referida norma fornece a seguinte expressão para o valor limite da aceleração vertical, para estruturas cuja frequência fundamental seja inferior a 5 Hz.

$$a_{m\acute{a}x} = 0,5 \cdot f_n^{0,5} \quad (6)$$

Onde:

$a_{m\acute{a}x}$: aceleração máxima (m/s²);

f_n : valor da frequência natural do primeiro modo vertical da estrutura (Hz).

Não há definição de limites para as respostas em termos de acelerações associadas aos modos horizontais.

Baseada nas experiências ligadas às vibrações laterais registadas na passarela Millennium Footbridge em Londres, por meio da BD 37/01 [47], recomenda que uma maior atenção deve ser dada a passarelas com frequências fundamentais horizontais laterais inferiores a 1,5 Hz, na possibilidade de excitação por multidão de pedestres, ocasionando movimentos com magnitudes inaceitáveis, sobretudo em estruturas com reduzida massa e amortecimento. Apesar da recomendação, a norma não relata os procedimentos para as devidas análises. Com isso, fica a cargo dos projetistas o discernimento dos critérios de conforto humano, bem como, a modelagem do carregamento para os modos horizontais de vibração.

2.9 Guia de projeto do AISC/2003 [22]

Este guia direcionado a projetos foi elaborado pelos pesquisadores Murray, Allen e Ungar (1997). Este trabalho é parte integrante de uma série de livros denominado Steel Design Guide Series, desenvolvido no American Institute of Steel Construction (AISC). Como objetivo básico o guia prático fornece recursos analíticos para uso em avaliações de estruturas de pisos e passarelas quando submetidas a atividades humanas, além de orientações de medidas corretivas nas situações de vibrações excessivas.

A metodologia pode ser tomada como referência para a aceitação do conforto humano na avaliação da resposta dinâmica de estruturas ligadas a shoppings, escritórios, passarelas e ocupações de uso similares.

O guia apresenta a análise dinâmica em função dos valores alcançados da aceleração de pico na razão com a gravidade, a_p/g . Valores estes são examinados em conjunto com os valores limites determinados na curva base da ISO 2631/2 [48], fixados pela norma International Standard Organization, onde são definidos valores a partir dos quais as acelerações verticais tornam-se perceptíveis, de acordo com o uso a que se destina o sistema estrutural em análise. Na Figura 16 são apresentados os limites de aceleração recomendados para cada sistema estrutural em função da frequência. Os limites fixados na Figura 14 têm a possibilidade de terem variações em um intervalo de 0,8 a 1,5 vezes dos valores propostos, variação essa em função da duração e da frequência da vibração, ISO 2631/2 [48].

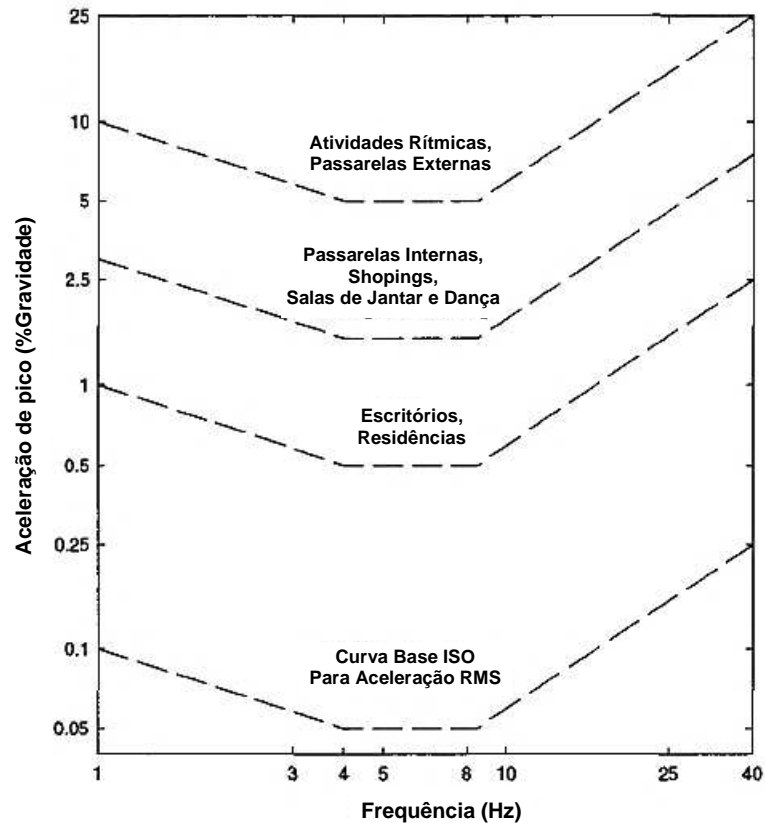


Figura 14 – Aceleração de pico recomendada para o conforto humano em vibrações originadas de ações humanas [22].

O método considera que a ação dinâmica, será composta apenas pelo componente harmônico que seja coincidente com a frequência natural da estrutura, para a ocorrência da ressonância, conforme a equação (7), em virtude da reduzida contribuição das demais componentes harmônicas na resposta dinâmica.

$$F(t) = P \cdot \alpha_i \cdot \cos(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t) \quad (7)$$

Onde:

$F(t)$: força representativa da ação dinâmica humana ao longo do tempo (N);

P : peso do indivíduo (N);

α_i : coeficiente de Fourier associado ao i -ésimo harmônico da ação dinâmica;

i : múltiplo harmônico da frequência de passo;

f_p : frequência do passo da ação dinâmica humana (Hz);

t : tempo (s).

Na Tabela 5 são apresentadas as frequências da excitação, f_p , e coeficientes dinâmicos, α_i , associados às atividades humanas.

Tabela 5 – Frequências da excitação e coeficientes dinâmicos associados às ações humanas [22].

Frequência de excitação do passo (f_p) e coeficientes dinâmicos* (α_i)						
Harmônico	Caminhada		Atividade aeróbica		Dança	
i	f_p (Hz)	α_i	f_p (Hz)	α_i	f_p (Hz)	α_i
1	1,6 a 2,2	0,5	2,0 a 2,75	1,5	1,5 a 3,0	0,5
2	3,2 a 4,4	0,2	4,0 a 5,5	0,6	-	-
3	4,8 a 6,6	0,1	6,0 a 8,25	0,1	-	-
4	6,4 a 8,8	0,05	-	-	-	-

* Coeficiente dinâmico significa o pico da força senoidal dividido pelo peso da pessoa.

Considerando os pressupostos anteriores e tomando a condição de ressonância, a resposta dinâmica em termo de aceleração do sistema estrutural pode ser obtida pela equação (8) a seguir:

$$\frac{a}{g} = \frac{R \cdot \alpha_i \cdot P}{\beta \cdot W} \cdot \cos(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t) \quad (8)$$

Onde:

a_p/g : razão entre as acelerações do piso e da gravidade;

g : aceleração da gravidade;

R : fator de redução;

W : peso efetivo do piso;

β : coeficiente de amortecimento modal;

α_i : coeficiente dinâmico da componente harmônica da força;

i : múltiplo harmônico da frequência do passo;

f_p : frequência do passo da ação dinâmica humana;

t : tempo.

O fator de redução R considera as situações em que o movimento ressonante estável não é alcançado no tempo da ocorrência da caminhada e que a pessoa em caminhada e a outra pessoa que sente a vibração não se encontram de forma

simultânea no ponto de máximo deslocamento modal. Com isso é orientado que seja adotado o fator de redução para passarelas igual a 0,7 e para estruturas de piso 0,5 com configurações modais bidirecionais [22].

Para a avaliação dinâmica, a aceleração de pico associado ao caminhar dos usuários da estrutura é estimada por meio da equação (8), selecionando o menor harmônico i para o qual a frequência do caminhar sobre a estrutura possa coincidir com uma frequência natural da estrutura. A aceleração de pico obtida é então comparada com os valores limites, conforme representado na Figura 16.

Para fins de projeto, a equação (8) pode ser simplificada, a partir da consideração que o coeficiente dinâmico α_i , para a componente harmônica i , da força, seja representada em função da frequência da excitação f , conforme a equação (9):

$$\alpha_i = 0,83 \exp(-0,35 f_n) \quad (9)$$

Ao substituir a equação (9) na equação (8), temos:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \cdot \exp(-0,35 f_n)}{\beta \cdot W} \leq \frac{a_0}{g} \quad (10)$$

Onde:

a_p/g : aceleração de pico estimada em unidades de aceleração da gravidade;

a_0/g : aceleração limite recomendada pela norma ISO 2631/2;

g : aceleração da gravidade;

f_n : frequência natural do piso;

W : peso efetivo do piso;

β : coeficiente de amortecimento modal;

P_0 : força constante ($P_0=0,41$ kN para passarelas e $P_0=0,29$ kN para pisos).

Na equação (10) o numerador $P_0 \cdot \exp(-0,35 f_n)$ é representativo de uma força harmônica efetiva decorrente do caminhar o que resulta em resposta dinâmica da estrutura em análise, em termos de aceleração de pico ligado a condição de ressonância que se refere a frequência natural da estrutura.

Na Tabela 6 são sugeridos os valores para os parâmetros P_0 , β e a_0/g considerando diferentes estruturas de acordo com o fim a que se destinam.

Tabela 6 – Valores recomendados para os parâmetros P_0 , β e limites para a_0/g AISC [22].

Tipo de ocupação	Força constante (P_0)	Taxa de amortecimento (β)	Aceleração limite ($a_0/g \times 100\%$)
Escritórios, residências e igrejas	0,29 kN	0,02 – 0,05*	0,50 %
Shoppings centers	0,29 kN	0,02	1,50%
Passarela interna	0,41 kN	0,01	1,50%
Passarela externa	0,41 kN	0,01	5,00%

* 0,02 para pisos com poucos componentes não estruturais como pode ocorrer em áreas de trabalho e igrejas.

* 0,03 para pisos com poucos componentes estruturais e móveis, mas com somente pequenas divisórias desmontáveis, típicas de muitas áreas de escritórios modulares.

* 0,05 para pisos com divisórias de altura total entre os pisos.

2.10 Norma EUROCODE 5 – Parte 2/2004 [49]

Conforme uma classificação por faixas de frequências a norma europeia dispensa a verificação da aceleração limite em situações de passarelas com frequências naturais do modo transversal vertical acima de 5 Hz e para o modo transversal horizontal frequências naturais superiores a 2,5 Hz.

Caso não atendidos os critérios limitadores pelas frequências, uma análise dinâmica se faz necessário para se obter a resposta da estrutura da passarela em termos de acelerações sob ação de um carregamento dinâmico de pedestres. Na Tabela 7 são indicados os valores das acelerações máximas admitidas pela norma para evitar desconforto dos pedestres e garantir a funcionalidade da estrutura.

Tabela 7 – Acelerações máximas admissíveis [49].

Vibrações	Aceleração máxima (m/s ²)
Verticais	0,7
Horizontais, em uso normal	0,2
Horizontais, em tráfego de multidão	0,4

2.11 Norma ISO 10137/2007 [50]

A norma internacional ISO 10137 [50] recomenda para passarelas de pedestres, em termos de acelerações máximas admissíveis (*rms*), os valores indicados nas Figuras 15 e 16, majorados por 60. Considerando o fato de que o usuário da passarela ser mais sensível as vibrações quando parado Zivanovic et al. [30], na análise de conforto de um ou mais pedestres parados na passarela, o fator de majoração passa a ser considerado de 30.

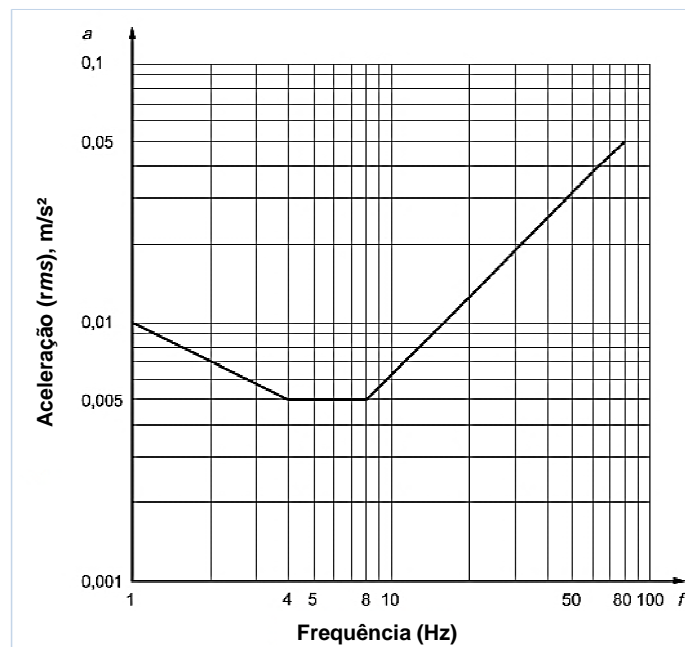


Figura 15 – Curva base de vibrações para acelerações verticais [50].

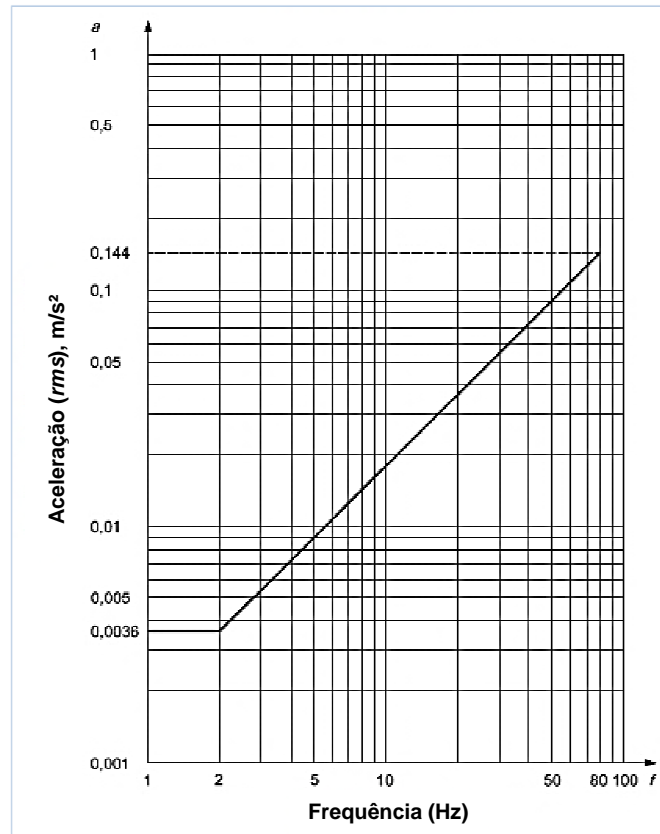


Figura 16 – Curva base de vibrações para acelerações horizontais (transversal e longitudinal) [50].

2.12 Guia de projeto Sétra/2006 [5]

A metodologia publicada por meio de um guia técnico, em 2006, pelo órgão francês Sétra é intitulada “Footbridges – Assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading” e tem como referência os estudos desenvolvidos concernentes à passarela Solferino, localizada em Paris, além de ensaios laboratoriais sobre uma plataforma experimental e o conteúdo bibliográfico disponível até então sobre o comportamento dinâmico de passarelas submetidas ao carregamento de pedestres. Neste guia é proposto uma metodologia de análise e recomendações para orientar o projetista de uma nova passarela quando se consideram os efeitos resultantes da ação dinâmica do caminhar dos pedestres. Tal metodologia é baseada em um conceito de classificação da passarela, como função do nível de tráfego, bem como, sobre o nível de conforto desejado.

O guia abrange tópicos, como:

- Uma descrição dos fenômenos dinâmicos específicos para passarelas e a identificação dos parâmetros com relevantes impactos sobre o dimensionamento

das estruturas de passarelas;

- Uma metodologia para a análise dinâmica de passarelas com base em uma classificação de acordo com o nível de tráfego e o nível de conforto esperado;

- Uma apresentação dos métodos práticos para o cálculo das frequências naturais e modos de vibração, assim como a resposta da estrutura às ações do caminhar humano;

- Recomendações para a elaboração de projeto;

- Complementação teórica, com revisões referentes a dinâmica estrutural e modelagem de carga de pedestres, informações referentes ao uso de sistemas de amortecimento, exemplos de passarelas recentes e cálculos típicos.

A metodologia de análise dinâmica para passarelas permite limitar os riscos de ressonância da estrutura causada pelo caminhar de pedestres.

Preliminarmente faz-se necessário a definição da classe da passarela na consideração do grau de tráfego que estará sujeita, além da exigência do nível de conforto a se alcançar.

Resumidamente a metodologia proposta é representada no organograma da Figura 17. A seguir são apresentadas as etapas do desenvolvimento dos métodos propostos:

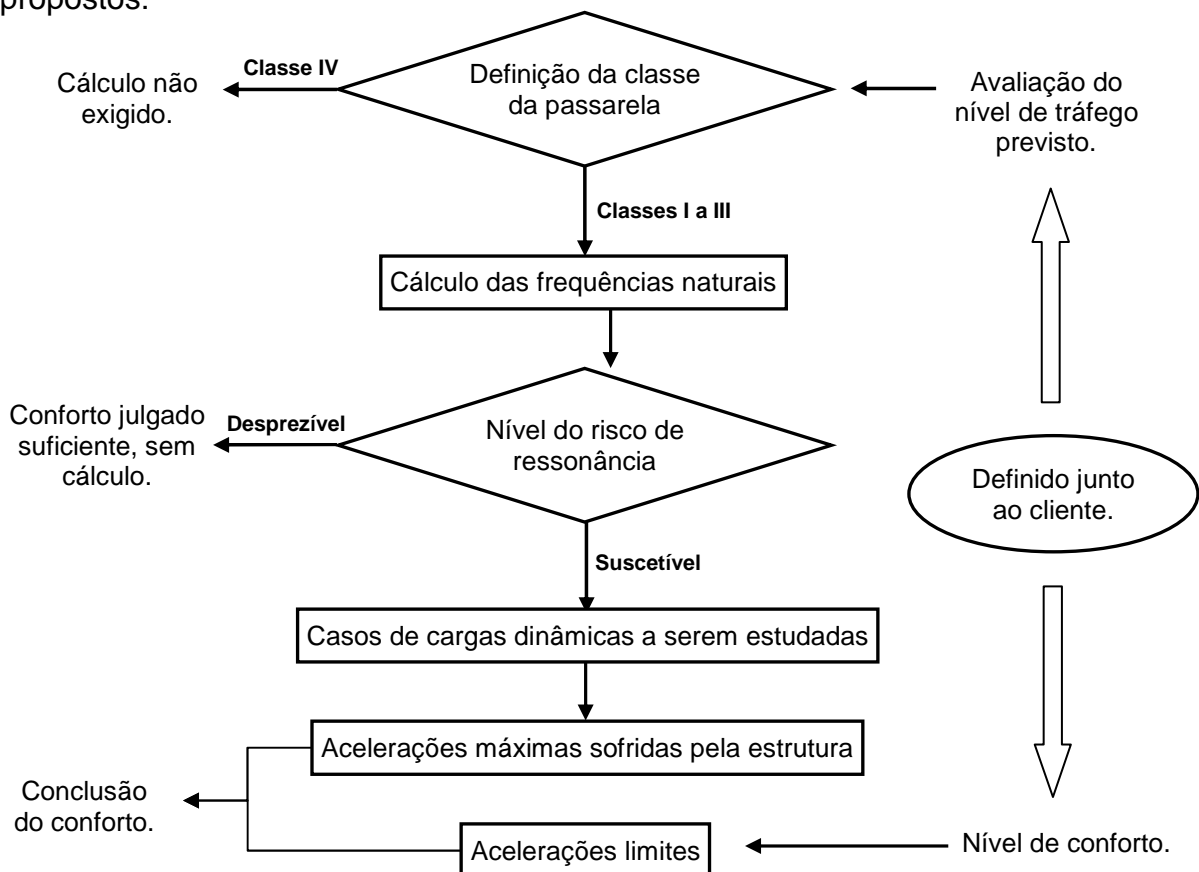


Figura 17 – Organograma da metodologia Sétra [5].

2.12.1 Definição da classe da passarela

Em conjunto com o proprietário e considerando o nível de tráfego previsto para a estrutura é determinada a classe da passarela, que tem relação com a sua localização, além de se levar em conta as possíveis alterações no nível de tráfego ao longo do tempo.

A escolha da classe da passarela pode ser influenciada por outros critérios que se decide levar em conta. Por exemplo, uma classe mais elevada pode ser escolhida para aumentar o nível de prevenção de vibração, tendo em conta expectativas de médias de tráfego mais elevadas. Por outro lado, uma classe mais baixa pode ser aceita, a fim de limitar custos de construção ou para garantir uma maior liberdade de projeto arquitetônico, tendo em conta que o risco relacionado à opção de uma classe mais baixa deve ser limitado à possibilidade de que, ocasionalmente, quando a estrutura for submetida a uma carga que exceda a intensidade de tráfego e valores atuais, algumas pessoas poderão se sentir desconfortáveis.

Classe I: Passarelas urbanas que ligam áreas de elevadas densidades de pedestres, como, por exemplo, nas proximidades de estações ferroviárias ou de metrô, terminais rodoviários, estádios de futebol, áreas de festividades e manifestações culturais e zonas turísticas, todas caracterizadas pelo uso frequentes de densas multidões.

Classe II: Passarelas urbanas ligando áreas densas, submetidas ao tráfego pesado e que ocasionalmente podem carregar toda a área de apoio da estrutura.

Classe III: Passarelas de uso padrão, que podem, ocasionalmente, ser atravessados por grandes grupos de pedestres, mas que nunca será carregado ao longo de sua área de apoio.

Classe IV: Passarelas de raro uso, construídas para ligar áreas de baixa densidade populacional ou ainda, para assegurar a continuidade de travessia de pedestres sobre rodovias, pista expressa, ferrovias, etc.

As passarelas que se enquadrem na classe IV não são exigidas qualquer cálculo para a verificação do seu comportamento dinâmico. Todavia, para as passarelas esbeltas, com considerável leveza é aconselhável adotar pelo menos a classe III de forma assegurar um mínimo de controle dos riscos de incidência de

vibrações excessivas, visto que passarelas muito esbeltas podem apresentar altas acelerações, sem que necessariamente haja qualquer ressonância.

2.12.2 Definição do nível de conforto da passarela

Deve-se considerar que o conceito de conforto é expressivamente subjetivo, onde um dado nível de aceleração será perceptível de forma diferente dependendo das características de cada pedestre, neste enfoque cabe à adoção de critérios mais rigorosos na consideração de usuários mais sensíveis como idosos, crianças e as pessoas que apresentam alguma deficiência física. Além de tudo, há de se ponderar a necessidade de se levar em conta o grau de relevância da estrutura. Contudo, para estruturas de passarelas menos extensas, com curto tempo de tráfego, cabe à adoção de níveis de conforto menos exigentes.

No guia Sétra [5] os níveis de conforto são classificados em três categorias:

Conforto Máximo: As acelerações sofridas pela estrutura da passarela são praticamente imperceptíveis para os usuários.

Conforto Médio: As acelerações sofridas pela estrutura da passarela são pouco perceptíveis para os usuários.

Conforto Mínimo: As acelerações sofridas pela estrutura da passarela são perceptíveis aos usuários, todavia ainda a um nível tolerável. Sua adoção deve somente ocorrer em casos de carregamentos na estrutura que venha raramente se suceder.

Depois de obtida as frequências naturais da estrutura e o risco de ressonância ser considerada insignificante, automaticamente o nível de conforto adotado é considerado suficiente.

Os intervalos de aceleração associados com cada nível de conforto estão representados nas Tabelas 8 e 9, considerando as direções das vibrações quer seja vertical ou horizontal. O nível 4 definido nas Tabelas 8 e 9 corresponde a níveis de aceleração desconfortáveis e que não são aceitáveis.

O nível de conforto alcançado é avaliado por meio da referência à aceleração sofrida pela estrutura, determinada através de cálculo, utilizando-se diferentes casos de cargas dinâmicas.

Tabela 8 – Intervalos de aceleração para vibrações na direção vertical [5].

Aceleração (m/s ²)	0	0,5	1	2,5
Nível 1	Máximo			
Nível 2		Médio		
Nível 3			Mínimo	
Nível 4				Intolerável

Para a situação de vibrações na direção horizontal a aceleração máxima limite é de 0,10 m/s² para a não ocorrência do fenômeno de sincronização lateral (“lock-in”) para todos os casos de carga a se considerar na análise.

Tabela 9 – Intervalos de aceleração para vibrações na direção horizontal [5].

Aceleração (m/s ²)	0	0,1	0,15	0,3	0,8
Nível 1	Máximo				
Nível 2			Médio		
Nível 3				Mínimo	
Nível 4					Intolerável

2.12.3 Determinação das frequências naturais de passarela e verificação da necessidade de execução de cálculo dinâmico

Em passarelas com classes I a III se faz necessário a determinação da frequência natural da estrutura da passarela para as três direções: vertical, horizontal transversal e horizontal longitudinal. Para isso, duas situações relacionadas à massa devem ser tomadas como premissa, a primeira, a passarela vazia; a segunda, a passarela carregada em toda a sua área de tráfego de pedestres, com uma carga de 70 kg/m², referente a 1 pedestre/ m².

As faixas em que as frequências da estrutura estão situadas, para as duas situações definidas no parágrafo anterior, tornam possível avaliar o risco de ressonância provocada pelo tráfego de pedestres, e em função disso, os casos de

carga dinâmicas a se considerar, a fim de se verificar os critérios de conforto.

Em ambas as direções vertical e horizontal o guia apresenta quatro faixas de frequências que se associam a certa possibilidade de ocorrência de ressonância, conforme descrito a seguir:

Faixa 1: Máximo risco de ressonância.

Faixa 2: Médio risco de ressonância.

Faixa 3: Baixo risco de ressonância para um carregamento padrão.

Faixa 4: Desprezível risco de ressonância, análise dinâmica dispensada.

As faixas de frequências para os modos de vibrações vertical e horizontal longitudinal estão na Tabela 10, para o modo horizontal transversal na Tabela 11.

Tabela 10 – Faixas de frequências com riscos de ressonância para os modos de vibrações na vertical e horizontal longitudinal [5].

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

Tabela 11 – Faixas de frequências com riscos de ressonância para o modo de vibração na horizontal transversal [5].

Frequência (Hz)	0	0,3	0,5	1,1	1,3	2,5
Faixa 1			Máximo			
Faixa 2		Médio		Médio		
Faixa 3					Mínimo	
Faixa 4	Desprezível					Desprezível

Embora representado na Tabela 10 o intervalo de frequência de 2,6 Hz a 5 Hz se apresentar como um risco mínimo, estruturas com frequências naturais neste intervalo, podem por meio do segundo harmônico da carga, serem excitadas.

Dependendo da classe da passarela e nas faixas dentro das quais as frequências naturais estão situadas é necessário à realização de análise dinâmica da estrutura, para isso o guia apresenta três casos a se considerar para o carregamento da estrutura da passarela.

Caso 1: Pedestres esparsos a densos.

Caso 2: Pedestres muito densos.

Caso 3: Consideração dos efeitos do segundo harmônico da carga dinâmica.

A definição do caso de carregamento em cada caso a ser definido para a análise dinâmica é representada na Tabela 12, que relaciona a classificação da passarela com o risco de ressonância que está propenso.

Tabela 12 – Casos de carregamento a serem considerados na análise [5].

Classificação da passarela	Risco de Ressonância		
	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3
Classe I	Caso 2	Caso 2	Caso 3
Classe II	Caso 1	Caso 1	Caso 3
Classe III	Caso 1	Verificação dinâmica dispensada	Verificação dinâmica dispensada

2.12.4 Cálculos para os casos de carregamentos dinâmicos

Os casos de carregamentos definidos a seguir foram estabelecidos para representar de forma prática e simplificada, os efeitos decorrentes da presença de um maior ou menor número de pedestres sobre a passarela. Eles foram definidos para cada modo de vibração e frequência natural presente dentro de um intervalo de risco de ressonância.

Caso 1: Distribuição de pedestres esparsa a densa:

Este caso é apenas para ser considerado para as classes III (fluxo de pedestres disperso) e II (fluxo de pedestres denso) da passarela. A densidade d do fluxo de pedestres deve ser considerada de acordo com a classe da passarela de acordo com a Tabela 13.

Tabela 13 – Densidade de pedestres a ser considerada [5].

Classe da passarela	Densidade (d) de pedestres
Classe II	0,8 pedestre/m ²
Classe III	0,5 pedestre/m ²

A densidade definida na Tabela 13 é considerada como uniformemente distribuída por toda a superfície S do piso da passarela. Com isso, o número de pedestres em trânsito n é obtido pela equação (11):

$$n = S.d \quad (11)$$

O número de pedestres equivalentes N_{eq} , ou seja, o número de pedestres que, sendo todos com a mesma frequência e em fase, produziriam os mesmos efeitos que pedestres em aleatoriedade de frequências e fases é expressa na equação (12), onde ξ_1 expressa o amortecimento estrutural:

$$N_{eq} = 10,8.(\xi_1.n)^{1/2} \quad (12)$$

O guia Sétra [5] traz como recomendação a adoção dos seguintes valores de amortecimento estrutural a serem adotados, conforme apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 – Coeficientes de amortecimento estrutural [5].

Tipo de estrutura	Coeficiente de amortecimento crítico
Concreto armado	1,3 %
Concreto protendido	1,0 %
Aço	0,4 %
Mista (concreto-aço)	0,6 %
Madeira	1,0 %

De acordo com o guia o carregamento considerado para o modelo estrutural em análise deve ser modificado por um fator de minoração ψ , que leva em conta o fato de que o risco de ressonância em uma passarela torna-se menos provável na medida em que a frequência natural da estrutura se afasta do intervalo médio de frequência de passo dos pedestres. O intervalo de frequência para ações verticais e

horizontais longitudinais é de 1,7 Hz a 2,1 Hz, já para as ações horizontais transversais passa a ser de 0,5 Hz a 1,1 Hz. Os valores de ψ são obtidos pela Figura 18:

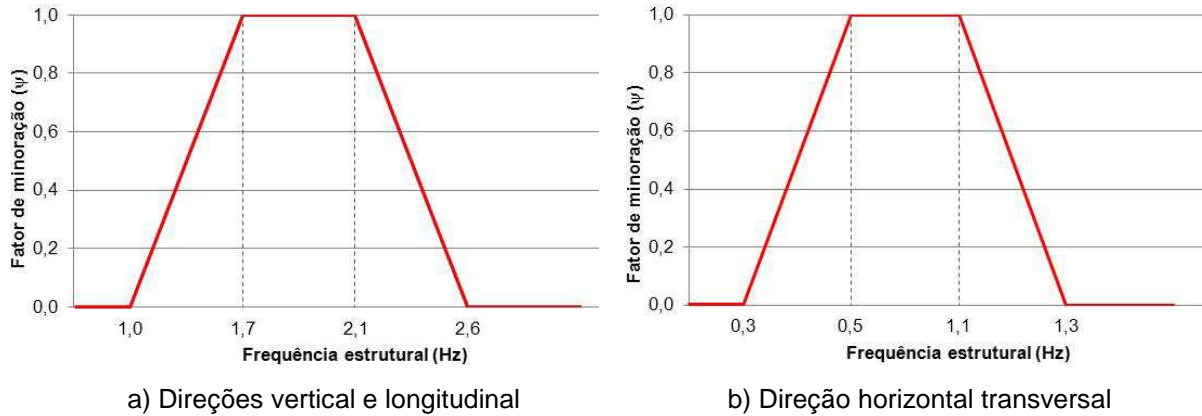


Figura 18 – Fator de minoração na situação de caminhada – Caso 1 e 2 [5].

Vale ressaltar da advertência do guia Sétra [5] na situação em que o fator de minoração ψ for nulo, que para esse caso faz-se necessário o exame dos efeitos do segundo harmônico para a caminhada dos pedestres.

Na Tabela 15 segue o carregamento por unidade de área a ser aplicado em toda a área de tráfego aleatório de pedestres sobre o piso da passarela e que considera cada sentido de vibração, tanto para os modos verticais e horizontais. O ξ representa a relação de amortecimento crítico e n o número de pedestres sobre a passarela ($d \times S$).

Tabela 15 – Carregamento dinâmico para o caso 1 [5].

Direção	Carregamento (N/m ²)
Vertical	$F(t)_V = d \cdot 280 \cdot \cos(2\pi \cdot f_V \cdot t) \cdot (N_{eq}/n) \cdot \psi$
Longitudinal	$F(t)_L = d \cdot 140 \cdot \cos(2\pi \cdot f_L \cdot t) \cdot (N_{eq}/n) \cdot \psi$
Transversal	$F(t)_T = d \cdot 35 \cdot \cos(2\pi \cdot f_T \cdot t) \cdot (N_{eq}/n) \cdot \psi$

A aplicação da carga deve ser realizada em toda área do piso e o sentido de ação da carga deve ser o mesmo do deslocamento do modo de vibração e com inversão a cada vez que o sentido de vibração se alterar.

O guia faz comentários que dizem respeito aos carregamentos propostos na Tabela 15 que são descritos a seguir:

Comentário 1: Para a obtenção das equações constantes na Tabela 15 o número de pedestres equivalentes N_{eq} é calculado fazendo-se uso da equação (12), em seguida, dividindo-se pela área carregada S , o qual é substituído por n/d , conforme equação (11), o que resulta em $(d.N_{eq}) / n$, a ser multiplicado pelo fator de minoração ψ e a ação que se relaciona a um único pedestre $F_0 \cdot \cos(\omega t)$.

Comentário 2: Há de se considerar óbvio que os carregamentos não devem ser simultaneamente aplicados em cada direção. O caso de carregamento na direção vertical é aplicado para cada modo vertical em risco de ressonância, mesma observação válida para as demais direções, ajustando para cada situação a frequência do carregamento para a frequência natural do referido modo.

Comentário 3: Os carregamentos constantes na Tabela 15 não levam em conta a parcela estática da ação dos pedestres, por não ter influência sobre a aceleração, no entanto, deve-se levar em conta que a massa de cada um dos n pedestres deve ser incorporada na massa da passarela.

Comentário 4: Os carregamentos devem ser aplicados até que a resposta da estrutura em termos de máxima aceleração na condição de ressonância seja alcançada, em virtude da consideração de um número equivalente de pedestres corresponder a um número reduzido fictício de pedestres na condição de ressonância perfeita, na mesma frequência e em fase com a estrutura.

Caso 2: Distribuição de pedestres muito densa:

Este caso de carregamento dinâmico só deve ser tomado em consideração para as passarelas de classe I.

A densidade de pedestres a ser considerada é fixada conforme a Tabela 16 e leva em conta uma distribuição uniforme sobre toda a superfície de tráfego S .

Tabela 16 – Densidade de pedestres a ser considerada [5].

Classe da passarela	Densidade (d) de pedestres
Classe I	1,0 pedestre/m ²

O número de pedestres n que circulam pela passarela é obtido pela equação (11). Porém o número de pedestres equivalentes N_{eq} é calculado conforme a equação (13) que considera os pedestres na mesma frequência de passo, porém com fases aleatórias.

$$N_{eq} = 1,85 \cdot (n)^{1/2} \quad (13)$$

O fator de minoração ψ que contempla o grau de risco da ressonância na estrutura pode também ser obtido pela Figura 18.

Os carregamentos dinâmicos por unidade de área para o caso 2, são expressos na Tabela 17 a seguir:

Tabela 17 – Carregamento dinâmico para o caso 2 [5].

Direção	Carregamento (N/m ²)
Vertical	$F(t)_V = (1,0) \cdot 280 \cdot \cos(2\pi \cdot f_V \cdot t) \cdot (N_{eq}/n) \cdot \psi$
Longitudinal	$F(t)_L = (1,0) \cdot 140 \cdot \cos(2\pi \cdot f_L \cdot t) \cdot (N_{eq}/n) \cdot \psi$
Transversal	$F(t)_T = (1,0) \cdot 35 \cdot \cos(2\pi \cdot f_T \cdot t) \cdot (N_{eq}/n) \cdot \psi$

Os mesmos comentários feitos no caso 1 relacionados a forma de aplicação dos carregamentos e fatores a se considerar são válidos também para os casos 2 e 3.

Caso 3: Consideração dos efeitos do segundo harmônico da carga dinâmica:

Este caso é semelhante aos casos 1 e 2, só que considera o segundo harmônico das forças originadas pelo caminhar de pedestres, que equivale ao dobro da frequência do primeiro harmônico. Este caso se aplica apenas as passarelas enquadradas nas classes I e II. A densidade de pedestres a considerar é em função da classe da passarela, conforme indicado na Tabela 18.

Tabela 18 – Densidade de pedestres a considerar para o caso 3 [5].

Classe da passarela	Densidade (d) de pedestres
Classe II	0,8 pedestre/m ²
Classe I	1,0 pedestre/m ²

A densidade de pedestres indicado na Tabela 18 é considerado como uniformemente distribuída em toda área de piso da passarela. A força exercida por um único pedestre é reduzida a 70N verticalmente, 7N transversalmente e 35N longitudinalmente e o fator de minoração ψ é obtido por meio da Figura 19.

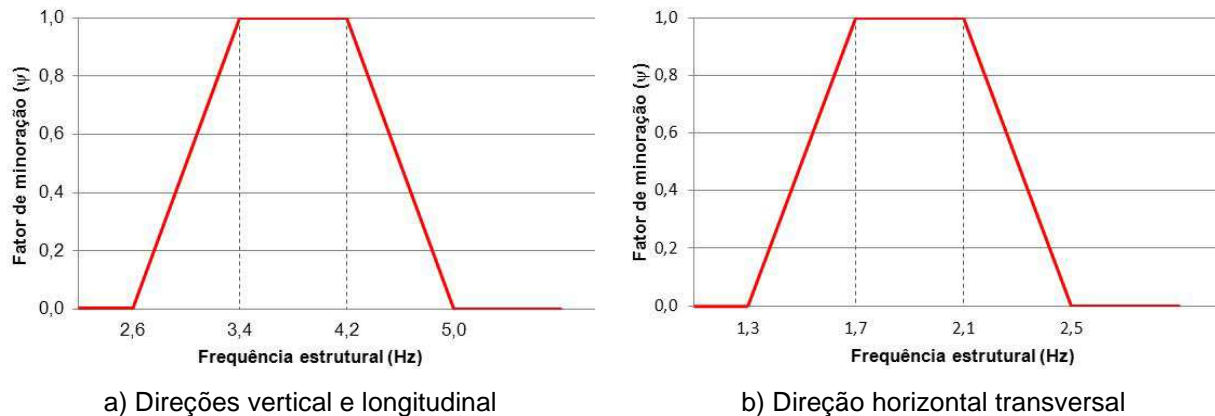


Figura 19 – Fator de minoração na situação de caminhada – Caso 3 [5].

Para as passarelas da classe II leva-se em conta o caráter aleatório das frequências e fases do caminhar dos pedestres, tal como para o caso 1. Já para as passarelas na classe II é considerado apenas o caráter aleatório das fases do caminhar dos pedestres, como ocorre para o caso II.

Os carregamentos dinâmicos para cada direção de vibração e por unidade de área é mostrado na Tabela 19.

Tabela 19 – Carregamento dinâmico para o caso 3 [5].

Direção	Carregamento (N/m ²)
Vertical	$F(t)_V = d \cdot 70 \cdot \cos(2\pi \cdot f_V \cdot t) \cdot (N_{eq}/n) \cdot \psi$
Longitudinal	$F(t)_L = d \cdot 35 \cdot \cos(2\pi \cdot f_L \cdot t) \cdot (N_{eq}/n) \cdot \psi$
Transversal	$F(t)_T = d \cdot 7 \cdot \cos(2\pi \cdot f_T \cdot t) \cdot (N_{eq}/n) \cdot \psi$

2.13 Guia HIVOSS/2008 [18]

Pesquisadores que lidavam com a problemática de vibrações excessivas induzidas por pedestres em estruturas de aço e com o acúmulo de experiências adquiridas em vários casos na Europa, publicaram em 2008 o guia técnico denominado Human Induced Vibration of Steel Structures (HIVOSS). O guia apresenta uma metodologia que propõe uma verificação do comportamento dinâmico de passarelas e como essas recomendações podem ser aplicadas em estruturas esbeltas, que pela sua reduzida massa quando sujeitas as ações dinâmicas humanas, como por exemplo, o caminhar, podem estar sujeitas a

elevadas amplitudes de vibração. É uma tendência moderna a construção de estruturas cada vez mais esbeltas a partir do uso de materiais cada vez mais resistentes. Tal esbeltez mais elevada implica em uma massa mais reduzida da estrutura, reduzindo-se também a inércia e conseqüentemente as frequências naturais, o que potencializa a possibilidade de ocorrência de ressonância na interação humana com a estrutura.

No intuito de prestar auxílio aos projetistas, as respostas dinâmicas de várias passarelas sob a ação de pedestres foram analisadas por meio de medições e simulações numéricas, o que resultou nas seguintes recomendações que incluem:

- Requisitos de projetos;
- Escala de conforto humano em termos de aceleração;
- Modelos de carga para fluxos de pedestres;
- Critério para evitar o fenômeno “lock in”.

O guia contempla ainda na situação de uma estrutura de passarela susceptível a níveis de vibrações que comprometam o conforto de seus usuários, instruções adicionais referentes:

- Procedimento de medição e métodos de avaliação de propriedades dinâmicas;

- Modificação de projeto e dispositivos de amortecimento.

Como metodologia de projeto o guia apresenta a seguinte proposta:

- Definição em conjunto entre o cliente e o projetista das várias situações de projeto como possíveis combinações de classes de tráfego de pedestres e níveis de conforto requerido;

- Elaboração de uma análise estrutural, com modelagem numérica da estrutura e obtenção das frequências naturais;

- Determinação das acelerações máximas da passarela nos diversos casos de carregamento, refletindo-se em situações de dimensionamento distintos;

- Comparação das acelerações máximas obtidas para os diferentes casos de carregamento, com os limites de conforto humano definidos junto ao cliente.

Na hipótese da estrutura da passarela não atender aos limites mínimos de conforto, deve-se intervir de forma a melhorar o desempenho dinâmico da estrutura, como alterações em sua massa, aumento das frequências naturais, com o aumento da rigidez e até mesmo a instalação de dispositivos de controle de vibrações.

No organograma representado na Figura 20 é ilustrado como se deve verificar

o desempenho dinâmico da passarela na fase de projeto.

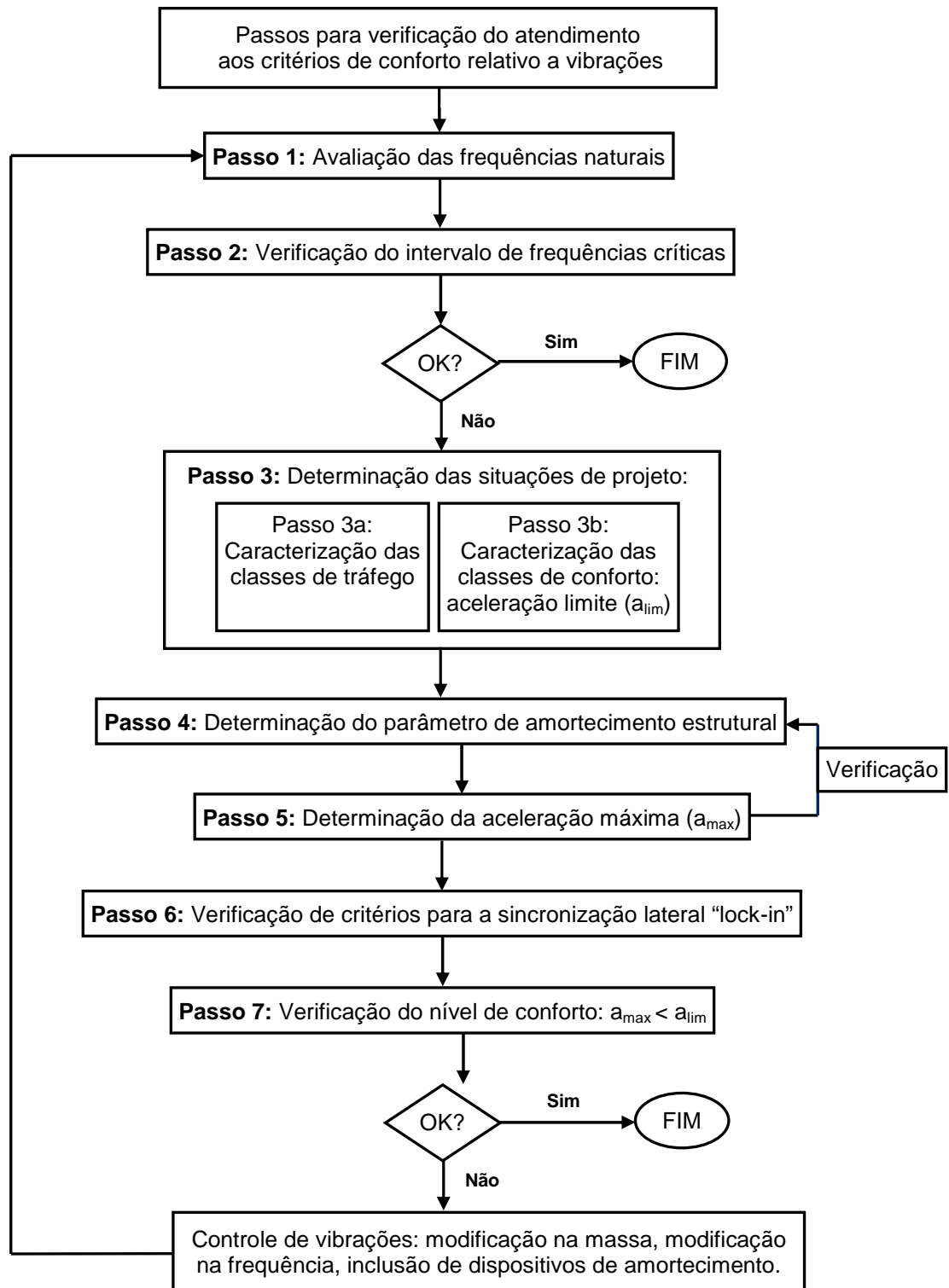


Figura 20 – Organograma para verificação de desempenho dinâmico [18].

2.13.1 Etapa 1: Avaliação das frequências naturais

A avaliação das frequências naturais de passarela em fase de projeto pode ser desenvolvida por diferentes maneiras, como por exemplo, utilizando um modelo em elementos finitos, fórmulas analíticas, ou ainda, métodos simplificados, o que se tornar fundamental na verificação prévia da estrutura em uma situação vibracional.

Com tudo é importante se levar em conta algumas particularidades como as propriedades dos materiais, a complexidade da estrutura, os materiais utilizados, ligações entre elementos, condições de apoio, coberturas, acessórios, telas e guarda-corpos, estes elementos podem ocasionar significativas discrepâncias entre as frequências naturais calculadas e as medidas.

O guia HIVOSS recomenda que a massa dos pedestres em circulação na passarela seja contabilizada para o cálculo da frequência natural quando seu valor corresponder a um valor maior que 5% da massa modal da estrutura.

2.13.2 Etapa 2: Verificação do intervalo de frequências críticas

Com as frequências naturais obtidas, procede-se com a verificação da hipótese das frequências naturais se enquadrarem dentro do intervalo de frequências críticas. Procurando contornar a possibilidade de ocorrência de problemas vibracionais, o guia HIVOSS [18] recomenda que se evitem os seguintes intervalos de frequências críticas abaixo:

Para vibrações verticais e longitudinais:

$$1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,3 \text{ Hz}$$

Para vibrações transversais

$$0,5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1,2 \text{ Hz}$$

Em virtude da possibilidade de excitação da estrutura pelo segundo harmônico da força de carregamento que se situa no intervalo de 2,5 Hz a 4,6 Hz, o guia recomenda a expansão do intervalo de frequências críticas de 1,2 Hz a 4,6 Hz, para os modos verticais e longitudinais de vibrações. As vibrações relacionadas aos modos transversais não sofrem influências do segundo harmônico da carga.

2.13.3 Etapa 3: Determinação das situações de projeto

Na busca de se caracterizar de forma mais realista possível situações que poderão ocorrer na estrutura por um intervalo de tempo é altamente recomendável preliminarmente uma discussão referente aos requisitos de conforto e as condições de tráfego de pedestres previstos para a passarela em análise. Há situação prevista no projeto que poderá vir a ocorrer apenas uma única vez durante a vida útil da estrutura, como por exemplo, em sua inauguração; outras situações podem ocorrer diariamente, como é o caso de um fluxo de estudantes próximo do horário de entrada ou saída de um turno escolar em uma passarela de acesso à escola.

O guia HIVOSS [18] recomenda a fim de se obter uma adequada compreensão do comportamento dinâmico da passarela, a consideração de diversas prováveis situações de projeto. Em função disso o carregamento da passarela fica determinado a partir da definição da classe de tráfego prevista, apresentado na Tabela 20, além do nível de conforto almejado, conforme proposto pelo guia HIVOSS [18] conforme indicado na Tabela 21.

Tabela 20 – Classes de tráfego de pedestres e densidades [18].

Classe de tráfego	Densidade	Descrição	Características
TC 1	15 pedestres/B.L	Tráfego muito disperso	B= Comprimento do tabuleiro e L= Largura do tabuleiro.
TC 2	0,2 pedestres/m ²	Tráfego disperso	- Passo livre e confortável; - Ultrapassagem é possível com facilidade; - Pedestres isolados com escolha livre das passadas.
TC 3	0,5 pedestres/m ²	Tráfego denso	- Ainda há liberdade de circulação com passadas livres; - Ultrapassagem dificultada em alguns pontos.
TC 4	1,0 pedestres/m ²	Tráfego muito denso	- Liberdade de movimento restringida; - Ultrapassagem já não é possível.
TC 5	1,5 pedestres/m ²	Tráfego excepcionalmente denso	- Movimento desagradável; - Congestionamento de pedestres; - Pedestres em multidão com sincronismo nas passadas.

Tabela 21 – Definição das classes de conforto com intervalos de acelerações limites [18].

Classe de conforto	Nível de conforto	Limite para aceleração vertical	Limite para aceleração horizontal
CL1	Máximo	< 0,50 m/s ²	< 0,10 m/s ²
CL2	Médio	0,50 a 1,00 m/s ²	0,10 a 0,30 m/s ²
CL3	Mínimo	1,00 a 2,50 m/s ²	0,30 a 0,80 m/s ²
CL4	Intolerável	> 2,50 m/s ²	> 0,80 m/s ²

Um exemplo é apresentado na Tabela 22 de diferentes situações e considerações na investigação para uma representação mais realista possível da resposta dinâmica da estrutura de uma passarela submetida ao tráfego de pedestres.

Tabela 22 – Exemplo de especificação de situações especiais de projeto [18].

Situação de Projeto	Descrição	Classe de tráfego (cf. 0)	Ocorrência esperada	Classe de conforto
1	Inauguração da passarela	TC4	Uma vez na vida útil	CL3
2	Tráfego em horário de pico	TC2	Diariamente	CL1
3	Passeio a pé no fim de semana	TC1	Semanalmente	CL2

2.13.4 Etapa 4: Determinação dos parâmetros de amortecimento da estrutura

O guia HIVOSS [18] recomenda como valores mínimos e médios dos parâmetros de amortecimento de acordo com o material utilizado para condições de serviço, de acordo com o relacionado na Tabela 23.

Tabela 23 – Parâmetros de amortecimento [18].

Tipo de construção	ξ_1 Mínimo	ξ_1 Médio
Concreto armado	0,8%	1,3%
Concreto protendido	0,5%	1,0%
Estrutura mista	0,3%	0,6%
Estrutura metálica	0,2%	0,4%
Estrutura de madeira	1,0%	1,5%
<i>Stress-ribbon</i>	0,7%	1,0%

Para níveis de vibrações mais elevadas na estrutura e conseqüentemente alcançando amortecimentos mais elevados, o guia propõe para excepcionais casos, como por exemplo, ventos extremos, ações de vandalismo por pedestres, valores de parâmetros fornecidos na Tabela 24:

Tabela 24 – Parâmetros de amortecimento para elevados níveis de vibrações [18].

Tipo de construção	ξ_1 Médio
Concreto armado	5,0%
Concreto protendido	2,0%
Estrutura metálica com ligações soldadas	2,6%
Estrutura metálica com ligações aparafusadas	4,0%
Fibras elastoméricas	7,0%

2.13.5 Etapa 5: Determinação da aceleração máxima

Com a definição das situações de projeto, conforme descrito na etapa 3, bem como, dos parâmetros de amortecimento do sistema contemplados na etapa 4, segue-se com a determinação da máxima resposta do sistema estrutural em termos de aceleração.

Dentre vários métodos disponíveis para o cálculo da aceleração máxima da estrutura da passarela, o guia HIVOSS [18] traz como recomendação o uso de um dos seguintes métodos relacionados abaixo:

- Método simplificado de 1 grau de liberdade;
- Método dos elementos finitos;
- Método dos espectros de resposta.

Tanto para o método simplificado de 1 grau de liberdade, como para, o método em elementos finitos, seus usos estão condicionados a aplicação de modelos de cargas harmônicas para as classes de tráfegos TC1 a TC5. Para a obtenção da aceleração máxima da estrutura na aplicação de um modelo de carga harmônica, faz-se necessário à modelação de um fluxo de pedestres constituído de n pedestres aleatórios em caminhada livre, com a determinação de um fluxo equivalente e ideal de n' pedestres perfeitamente sincronizados. Tal sincronização entre pedestres se daria apenas entre si, sem levar em conta a influência da vibração da estrutura sobre a frequência da passada. Embora as duas situações de fluxos de pedestres resultarem o mesmo efeito sobre a estrutura, o fluxo equivalente pode ser modelado como uma ação determinística.

Na utilização do método dos elementos finitos a forma representativa do carregamento harmônico do fluxo equivalente de pedestres é dada por meio da equação (14), a qual se considera uniformemente distribuída sobre toda a superfície S de tráfego de pedestres na passarela, em N/m^2 . Tal carregamento harmônico descrito pela equação (14) deve ser aplicado no modelo numérico da estrutura da passarela, com o sentido sempre coincidente com ao do modo de vibração em análise.

$$P(t) = P \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_p \cdot t) \cdot n' \cdot \psi \quad (14)$$

Onde:

$P \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_p \cdot t)$: representa a ação harmônica de um pedestre isolado;

P : componente da força devido a um pedestre isolado, com uma frequência de passada f_p ;

f_p : frequência da passada, a qual é assumida igual a frequência natural da passarela em análise;

n' : número de pedestres equivalente sobre a superfície carregada S ;

S: área do piso carregada;

Ψ : fator de minoração que leva em conta a probabilidade de que a frequência de passada se aproxime do intervalo crítico de frequências naturais em consideração.

A componente da força relacionado a um único pedestre isolado é em função da direção do modo em análise, tendo seus valores indicados na Tabela 25:

Tabela 25 – Intensidade da força de um único pedestre isolado [18].

Direção	P (N)
Vertical	280
Horizontal longitudinal	140
Horizontal transversal	35

Considerando o número real de pedestres aleatórios e em caminhada livre expresso na equação (15), o número de pedestres equivalentes n' é dado na Tabela 26, sendo ξ_1 o coeficiente de amortecimento estrutural:

$$n = Sd \quad (15)$$

Onde:

n: número real de pedestres aleatórios e em caminhada livre;

S: área da superfície carregada;

d: densidade de pedestres.

Tabela 26 – Número de pedestres equivalentes [18].

Densidade	n'
$d < 1$ pedestre/m ² (TC 1 a TC 3)	$\frac{10,8 \cdot \sqrt{\xi_1 \cdot n}}{S}$
$d > 1$ pedestre/m ² (TC 4 e TC 5)	$\frac{1,85 \cdot \sqrt{n}}{S}$

O fator de minoração Ψ de acordo com a direção do modo de vibração é definido através dos gráficos presentes na Figura 21 abaixo:

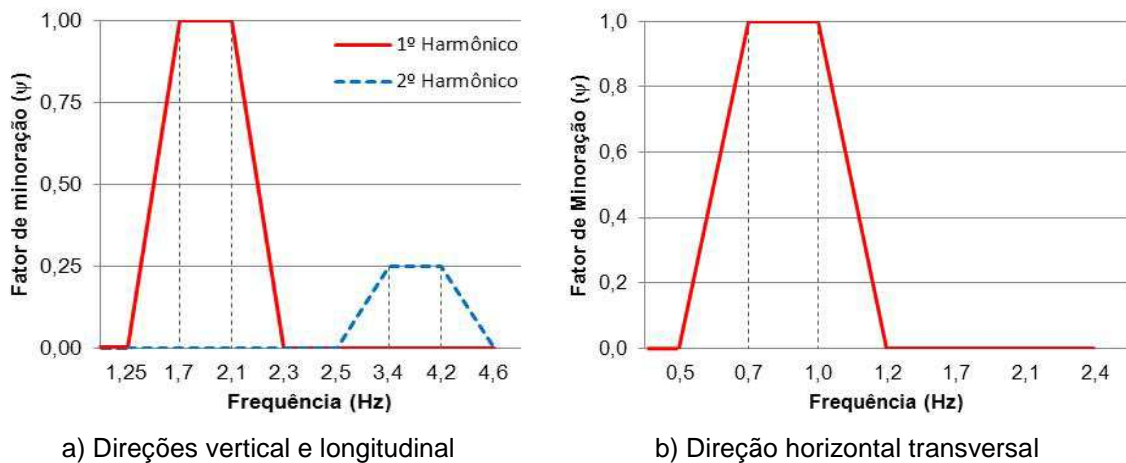


Figura 21 – Fator de minoração [18].

No uso do método simplificado de 1 grau de liberdade o comportamento dinâmico de uma estrutura pode ser avaliado através de uma análise modal, na qual uma oscilação arbitrária da estrutura é descrita por uma combinação linear de várias oscilações harmônicas distintas nas frequências naturais da estrutura. Com isso, a estrutura é transformada em vários osciladores lineares equivalentes, cada um com um grau de liberdade. Cada sistema de um grau de liberdade tem uma frequência natural e uma massa, que são iguais a cada frequência natural da estrutura e à correspondente massa modal.

O guia HIVOSS [18] idealiza a utilização do método simplificado de 1 grau de liberdade para cada frequência natural da passarela situado no intervalo crítico de frequências naturais e calcula a aceleração máxima que se associa a uma ação dinâmica. A aceleração máxima da estrutura da passarela em ressonância é expressa pela equação (16) a seguir:

$$a_{m\acute{a}x} = \frac{p^*}{m^*} \cdot \frac{\pi}{\delta} = \frac{p^*}{m^*} \cdot \frac{1}{2 \cdot \xi_1} \quad (16)$$

Onde:

p^* : carga generalizada;

m^* : massa modal generalizada;

δ : decremento logarítmico do amortecimento;

ξ_1 : coeficiente de amortecimento estrutural.

O último método proposto pelo guia HIVOSS [18] para a estimativa da máxima resposta dinâmica da estrutura em termos de aceleração, diz respeito ao método dos espectros de resposta. A utilização do método não está pautada em uma análise no domínio do tempo e para se garantir um nível de confiabilidade específico, algumas restrições são feitas com os seguintes pressupostos:

- O valor médio da frequência de passo dos pedestres é igual à frequência natural da passarela;
- A massa da passarela é tida como uniformemente distribuída;
- As configurações dos modos de vibração são senoidais;
- Não existe acoplamento modal, ou seja, possibilidade de intervenção entre modos vibracionais;
- O comportamento estrutural é tomado como elástico-linear.
- A aceleração máxima é definida pelo produto de um fator de pico $K_{a,d}$ por um desvio padrão de aceleração σ_a , conforme descrito na equação (17):

$$a_{máxd} = K_{a,d} \cdot \sigma_a \quad (17)$$

O fator de pico $K_{a,d}$ é utilizado para transformar o desvio padrão da resposta σ_a no valor característico $a_{máxd}$. Em estados limites o valor característico da aceleração é o percentual de 95% da aceleração máxima, $K_{a,95\%}$. Ambos os fatores são derivados de simulações de Monte Carlo baseadas em simulações numéricas no domínio do tempo de vários fluxos de pedestres e sobre várias geometrias de passarelas. Como resultado empírico foi obtido à equação (18) para a determinação da variância da aceleração da resposta:

$$\sigma_a^2 = \gamma_1 \cdot \xi_1^{\gamma_2} \cdot \frac{c \cdot \sigma_F^2}{m_i^2} \quad (18)$$

Onde:

$$\gamma_1 = a_1 \cdot f_i^2 + a_2 \cdot f_i + a_3;$$

$$\gamma_2 = b_1 \cdot f_i^2 + b_2 \cdot f_i + b_3;$$

$a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3$: são constantes presentes nas Tabelas 27 e 28;

f_i : frequência natural considerada coincidente com o valor médio das frequências de passo dos pedestres;

ξ_1 : coeficiente de amortecimento estrutural;

c: constante que leva em conta o máximo do espectro do carregamento;

$\sigma_F^2 = k_f \cdot n$: variância da excitação (forças induzidas pelos pedestres);

k_f : constante;

$n = d \cdot L \cdot B$: número de pedestres sobre a passarela;

d: densidade de pedestres;

L: largura da passarela;

B: comprimento da passarela;

m_i : massa modal do modo i considerado.

As constantes a_1 , a_2 , a_3 , b_1 , b_2 , b_3 , C, k_f e $K_{a,95\%}$ são fornecidos na Tabela 27 para acelerações verticais e na Tabela 28 para acelerações horizontais transversais.

Tabela 27 – Constantes para acelerações verticais pelo método dos espectros de resposta [18].

Densidade d(ped./m ²)	k_f	C	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3	$K_{a,95\%}$
≤ 0,5	$1,20 \times 10^{-2}$	2,95	-0,07	0,60	0,075	0,003	-0,040	-1,000	3,92
1,0	$7,00 \times 10^{-3}$	3,70	-0,07	0,56	0,084	0,004	-0,045	-1,000	3,80
1,5	$3,34 \times 10^{-3}$	5,10	-0,08	0,50	0,085	0,005	-0,060	-1,005	3,74

Tabela 28 – Constantes para acelerações horizontais transversais pelo método dos espectros de resposta [18].

Densidade d(ped./m ²)	k_f	C	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3	$K_{a,95\%}$
≤ 0,5	$2,85 \times 10^{-4}$	6,8	-0,08	0,50	0,085	0,005	-0,06	-1,005	3,77
1,0		7,9	-0,08	0,44	0,096	0,007	-0,071	-1,000	3,73
1,5		12,6	-0,07	0,31	0,120	0,009	-0,094	-1,020	3,63

De forma alternativa, o guia apresenta um equacionamento para uma estimativa simplificada da massa modal que se faz necessário para se assegurar um dado limite de conforto, em termos de aceleração limite a_{lim} , para um dado fluxo de pedestres, conforme expresso na equação (19):

$$m_i^* = \frac{\sqrt{n} \cdot (K_1 \cdot \xi_1^{K_2} + 1,65 \cdot K_3 \cdot \xi_1^{K_4})}{a_{\text{lim}}} \quad (19)$$

Onde:

m_i : massa modal do modo i considerado;

n : número de pedestres sobre a passarela;

ξ_1 : coeficiente de amortecimento estrutural;

K_1, K_2, K_3 e K_4 : constantes fornecidos na Tabela 29 para o modo de flexão vertical e de torção e na Tabela 30 para os modos de flexão lateral;

a_{lim} : aceleração limite de verificação.

Tabela 29 – Constantes para avaliação da massa modal para o modo vertical e de torção [18].

d (pedestre/m ²)	K_1	K_2	K_3	K_4
≤ 0,5	0,7603	0,468	0,050	0,675
1,0	0,5700		0,040	
1,5	0,4000		0,035	

Tabela 30 – Constantes para avaliação da massa modal para os modos de flexão lateral [18].

d (pedestre/m ²)	K_1	K_2	K_3	K_4
≤ 0,5	0,1205	0,45	0,012	0,6405
1,0				
1,5				

2.13.6 Etapa 6: Verificação de critérios para a sincronização lateral “lock-in”

No objetivo de se evitar a ocorrência do fenômeno de sincronização lateral, o guia HIVOSS [18] propõe um limite ao número de pedestres na passarela. O número de pedestres limite N_L , que reduz o amortecimento global e por consequência amplifica a resposta da estrutura é dado pela equação (20) abaixo:

$$N_L = \frac{8\pi\xi_1 m^* f_n}{K} \quad (20)$$

Onde:

N_L : número de pedestres limite;

m^* : massa modal;

ξ_1 : coeficiente de amortecimento estrutural;

f_n : frequência natural do modo em análise.

K : constante (300 Ns/m aproximadamente para o intervalo de frequências de 0,5 Hz a 1 Hz).

Como alternativa para verificação da ocorrência do fenômeno de sincronização lateral, o guia HIVOSS [18] recomenda uma verificação em termo de aceleração limite a partir do qual o fenômeno “*lock-in*” pode iniciar. O intervalo crítico de acelerações a ser evitado para os modos laterais é o de 0,1 m/s² a 0,15 m/s².

Não tem sido observado em passarelas de pedestres o fenômeno de sincronização de fluxo de pedestres nos modos verticais de vibração.

2.13.7 Etapa 7: Verificação do nível de conforto humano

Por fim, com a obtenção da resposta da estrutura em termos de aceleração de acordo com a etapa 5, com as situações de projetos já preliminarmente definidas e verificação da etapa 6 realizada, o resultado da aceleração deve ser comparado com os valores de acelerações limites ao conforto expressos na Tabela 21.

Na hipótese do não atendimento aos critérios de conforto humano, o guia HIVOSS [18] propõe medidas a serem realizadas na estrutura, com intuito de melhorar o comportamento dinâmico da passarela de pedestres, por exemplo, alterações na massa, rigidez e/ou amortecimento. Na situação de uma estrutura já construída, o guia recomenda um incremento no amortecimento estrutural, que pode ser realizado com a instalação de dispositivos de controle de vibrações ou ainda por meio de elementos não estruturais, por exemplo, guarda corpos ou revestimento de pavimentos.

2.14 Resumo

Do conteúdo abordado neste capítulo 2, foi elaborada a Tabela 31 que agrupa todas as normas e guias de projeto citados anteriormente com suas respectivas recomendações de intervalos críticos de frequências a serem evitados em passarelas. Já na Tabela 32, o mesmo agrupa um conjunto de normas e guias de projeto, com seus limites propostos em termos de acelerações para o atendimento do conforto humano nas estruturas de passarelas de pedestres.

É importante frisar que os intervalos em termos de frequências críticas e acelerações máximas nas Tabelas 31 e 32, para o guia Sétra [5] e HIVOSS [18] estão relacionados a metodologias que apresentam como base um conceito de classificação da passarela em dois aspectos: o nível de tráfego de pedestres e o nível de conforto desejado. A consideração conjunta destes dois aspectos define o caso de carregamento adequado para posterior cálculo da resposta da estrutura em termos de aceleração máxima.

Das Tabelas 31 e 32 observa-se que a maioria das normas não contemplam recomendações relacionadas com as frequências críticas e acelerações máximas para os modos horizontais de vibração, o que revela em uma necessidade de complementação neste sentido, para que novos estudos sejam realizados.

Tabela 31 – Intervalos de frequências críticas propostas por normas e guias de projeto.

Normas e guias de projeto	Intervalo de frequência crítica (Hz)	
	Modo vertical	Modo horizontal transversal
NBR 8800/2007	≤ 3 e/ou < 4 (*)	(**)
NBR 6118/2008	1,92 – 5,4	(**)
AASHTO/1997	< 3 e/ou < 5 (***)	(**)
CEB/1991	1,6 – 2,4 e/ou 3,5 – 4,5 (***)	(**)
BS 5400-2/2006	≤ 5	$\leq 1,5$
RPM-95/1995	(**)	(**)
ONT 83/1983	(**)	(**)
Bro 2004	$\leq 3,5$	(**)
ISO 10137/2007	(**)	(**)
EUROCODE 5/2004	≤ 5	$\leq 2,5$
AISC/2003	(**)	(**)
SÉTRA/2006	<ul style="list-style-type: none"> - Máximo risco de ressonância: 1,7 – 2,1 (****) - Médio risco de ressonância: 1 – 1,7 ou 2,1 - 2,6 (****) - Baixo risco de ressonância: 2,6 – 5 (****) - Desprezível risco de ressonância: 0-1 ou > 5 (****) 	<ul style="list-style-type: none"> - Máximo risco de ressonância: 0,5 – 1,1 - Médio risco de ressonância: 0,3 – 0,5 ou 1,1 – 1,3 - Baixo risco de ressonância: 1,3 – 2,5 - Desprezível risco de ressonância: 0-0,3 ou $> 2,5$
HIVOSS/2008	<ul style="list-style-type: none"> 1,25 – 2,3 (****) 1,25 – 4,6 (***) (****) 	0,5 – 1,2

(*) Nos pisos em que as pessoas caminham regularmente.

(**) Não há menção.

(***) Hipótese que seja previsto vibrações ocasionadas pelo segundo harmônico da carga de excitação.

(****) Intervalos válidos também para o modo longitudinal

Tabela 32 – Acelerações máximas propostas por normas e guias de projeto.

Normas e guias de projeto	Aceleração crítica (m/s ²)	
	Modo vertical	Modo horizontal
NBR 8800/2007	(*)	(*)
NBR 6118/2008	(*)	(*)
AASHTO/1997	(*)	(*)
CEB/1991	(*)	(*)
BS 5400-2/2006	$0,5.f_0^{1/2}$	$\leq 1,5$
RPM-95/1995	$0,5.f_0^{1/2}$	(*)
ONT 83/1983	$0,25.f_0^{0,78}$	(*)
Bro 2004	0,5	(*)
ISO 10137/2007 (***)	0,42 (**)	0,216 (**)
EUROCODE 5/2004	0,7	0,2 (condição normal de uso) 0,4 (condição de grande uso)
AISC/2003	0,50 (****)	(*)
SÉTRA/2006	- Nível máximo de conforto: 0 – 0,5 - Nível médio de conforto: 0,5 – 1 - Nível mínimo de conforto: 1 – 2,5 - Nível intolerável de conforto: > 2,5	- Nível máximo de conforto: 0 – 0,15 - Nível médio de conforto: 0,15 – 0,3 - Nível mínimo de conforto: 0,3 – 0,8 - Nível intolerável de conforto: > 0,8
HIVOSS/2008	- Nível máximo de conforto: < 0,5 - Nível médio de conforto: 0,5 – 1 - Nível mínimo de conforto: 1 – 2,5 - Nível intolerável de conforto: > 2,5	- Nível máximo de conforto: < 0,1 - Nível médio de conforto: 0,1 – 0,3 - Nível mínimo de conforto: 0,3 – 0,8 - Nível intolerável de conforto: > 0,8

(*) Não há menção.

(**) Limite associado a uma frequência de 2Hz.

(***) Aceleração limite baseada em valores estatísticos médios, ou seja, a *rms* (root mean square-raiz quadrada média).

(****) Para uma frequência natural $f_{01}=4$ Hz corresponde a uma $a_{lim}=5\%$ da gravidade.

3 MODELAGEM DA AÇÃO DINÂMICA DO CARREGAMENTO

3.1 Parâmetros para o carregamento dinâmico

No uso de uma passarela, o homem por meio de sua atividade como, caminhar, correr e pular provocam vibrações na estrutura da passarela, sobretudo em estruturas mais esbeltas, gerando uma resposta estrutural caracterizada por elevadas amplitudes. Tais vibrações excessivas causam uma situação de desconforto em parte dos usuários da passarela e este fato tem se tornado comum nos últimos anos, potencializado pelo o avanço das técnicas construtivas, com a melhoria dos materiais de construção, além da arquitetura cada vez mais ousada, imprimindo maior esbeltez à estrutura.

O tipo de movimento dos pedestres, a forma e a intensidade com que são aplicados na estrutura caracterizam a ação dinâmica. Para cada tipo de ação do pedestre sobre a estrutura há diferentes parâmetros que intervêm na modelagem numérica das ações dinâmicas. Tal modelagem numérica tem sua representação por meios de funções de carga, que exprimem o desenvolvimento da força envolvida na ação ao longo do tempo.

Cabe salientar que a caracterização da ação humana sobre a estrutura é aproximada pelos aspectos variáveis de pessoa para pessoa, tais como sexo, peso, idade, tipo de calçado em uso, etc. Além dos diferentes fatores que interferem na dinâmica de grupos.

A seguir são apresentados os parâmetros fundamentais influenciadores, além da própria modelagem numérica das diferentes ações dinâmicas de pedestres em uma passarela.

3.1.1 Frequência de passo

Como principal parâmetro para caracterizar a ação dinâmica de um pedestre, a frequência de passo f_p , corresponde ao número de passos dado pelo pedestre em

um determinado tempo, geralmente o tempo de um segundo, com isso sua unidade mais usual é o hertz (Hz). Ao longo do tempo inúmeras pesquisas e ensaios experimentais vêm sendo desenvolvidas no objetivo de determinar a frequência de passo de acordo com o tipo de ação humana na estrutura. Na Tabela 33 abaixo são apresentados resultados de alguns pesquisadores sobre estudos concernentes a frequência de passo.

Tabela 33 – Frequências médias de passo propostos por diversos pesquisadores [51].

Tipo de movimento	Autores	Intervalos de frequências (Hz)
Caminhada	Matsumoto / Schulze	1,5 a 2,5
	Wheeler	1,4 a 2,4
	Sétra	1,6 a 2,4
Corrida	Bachmann	2,4 a 2,7 (lenta) 3,0 a 3,5 (rápida)
	Wheeler	1,9 a 3,3
	Sétra	2,0 a 3,5
Salto	Bachmann	1,3 a 3,4
	Wheeler	1,3 a 3,4

Os indivíduos caminham com frequências de passo semelhantes devido a condições fisiológicas idênticas. Mas as frequências de passo são induzidas pelo propósito do movimento e pela intensidade de tráfego de pessoas. Frequências de passo no intervalo de 1,25 Hz a 2,3 Hz têm maiores probabilidades de ocorrerem [18].

No transcorrer da caminhada de pedestres sobre uma passarela, os mesmos aplicam na estrutura forças dinâmicas que possuem variações ao longo do tempo e com componentes nas direções transversal vertical e transversal horizontal e longitudinal.

Na direção transversal horizontal a componente da força tem aplicação na metade da frequência de passo, pelo fato de ter que ocorrer dois passos para que

um ciclo da caminhada seja completo na direção lateral, com isso, o valor da frequência nesta direção é igual à metade da frequência de passo, conforme Nakamura [52]. A situação é ilustrada nas Figuras 22 e 23.

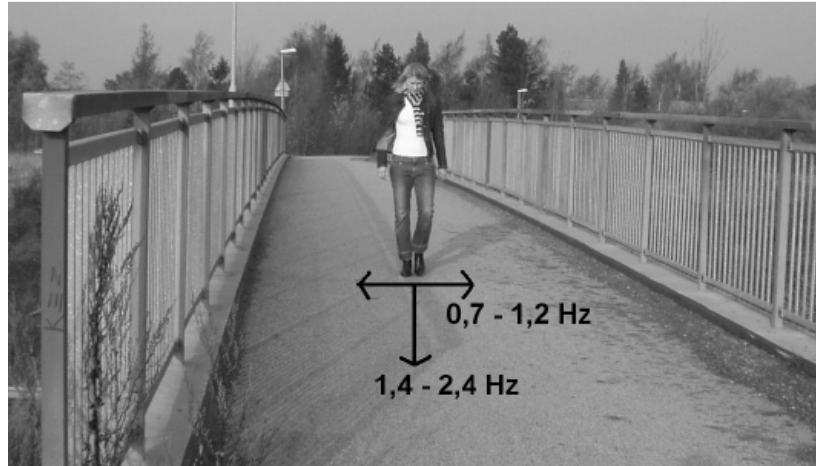


Figura 22 – Intervalos de frequências nas direções transversal vertical e transversal horizontal na caminhada de um pedestre em passarelas [52].

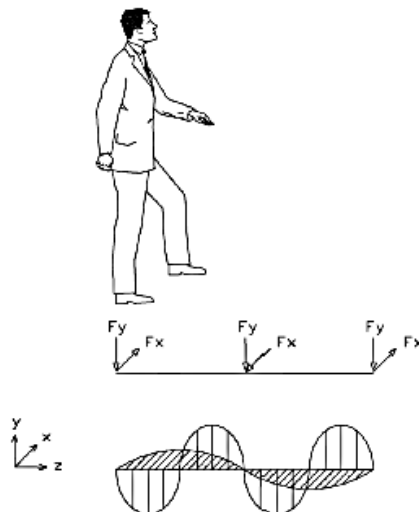


Figura 23 – Diagrama de cargas para um pedestre em caminhada para as direções transversal vertical e transversal horizontal [53].

3.1.2 Comprimento de passo

O comprimento de passo L_P é determinado pela distância entre dois passos sucessivos. De uma maneira natural, pessoas distintas possuem comprimento de passos diferentes em velocidades de movimentos aproximados. Como valores

médios Bachmann e Ammann [1] apresentaram como resultados de suas pesquisas para movimentos de pedestres em diferentes ritmos, valores de comprimento de passos presentes na Tabela 34 a seguir:

Tabela 34 – Comprimento médio de passo proposto por [1].

Tipo de movimento	Ritmo	Comprimento médio (m)
Caminhada	Lenta	0,60
	Normal	0,75
	Rápida	1,00
Corrida	Lenta	1,30
	Rápida	1,75

3.1.3 Velocidade do movimento

O parâmetro velocidade do movimento V_p é diretamente proporcional aos demais parâmetros apresentados, conforme expresso na equação (21) abaixo:

$$V_p = f_p \cdot L_p \quad (21)$$

Onde:

V_p : velocidade do movimento (m/s);

f_p frequência de passo (Hz);

L_p : comprimento de passo (m).

Da mesma forma como para o comprimento de passo, Bachmann e Ammann [1] recomenda os seguintes valores de velocidades de movimentos para diferentes cadências de movimentos na Tabela 35.

Tabela 35 – Velocidades médias de passo propostos por diversos pesquisadores [1].

Tipo de Movimento	Ritmo	Velocidade média (m/s ²)
Caminhada	Lenta	1,10
	Normal	1,50
	Rápida	2,20
Corrida	Lenta	3,30
	Rápida	> 5,50

Tendo considerado a inter-relação entre os três parâmetros dinâmicos estudados, Wheeler [54] elaborou o ábaco na Figura 24 que relaciona os parâmetros para o carregamento dinâmico.

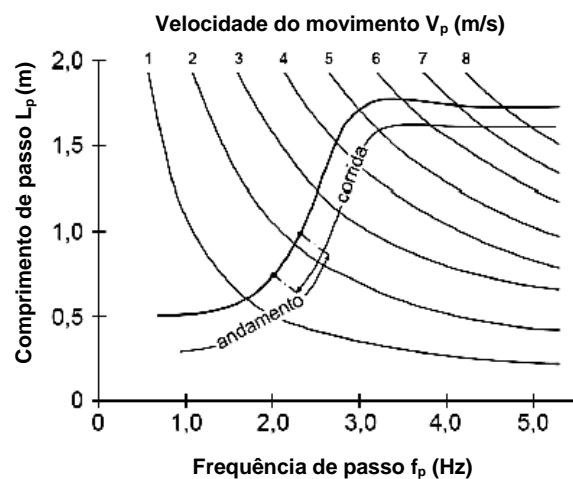


Figura 24 – Relação entre frequência de passo, comprimento de passo e velocidade de movimento para caminhada e corrida [54] apud [55].

3.2 Modelagem numérica da ação dinâmica de pedestres

Os modelos de carregamento dinâmicos utilizados no desenvolvimento deste trabalho foram aplicados nos modelos em elementos finitos das estruturas das passarelas, objetos de estudos desta dissertação.

Considerando que as passarelas têm como principal objetivo o suporte estrutural para a travessia de pedestres, torna-se imprescindível o atendimento a critérios de segurança e conforto de seus usuários. No aspecto geral o

carregamento originado de pedestres é composto de duas parcelas: uma estática e a outra dinâmica. A primeira diz respeito ao peso do pedestre relacionado a uma média estatística dos pesos de pessoas integrantes de uma população, enquanto a segunda se refere à excitação por meio de combinações de harmônicos (múltiplos), que na caminhada humana podem ser três, quatro ou até mesmo chegar a cinco componentes da carga harmônica. Tais harmônicos surgem pelo aumento crescente da carga na interação com o piso por um pé e a descarga simultânea do outro pé.

As forças originadas pela ação dos pedestres sobre o piso da passarela estão ligadas ao movimento de massa do corpo e sua variação ao longo do tempo pelas seguidas acelerações e desacelerações da massa corporal. A variação da força originada pela ação da caminhada ou corrida de um pedestre tem variação temporal e espacial pelo piso da estrutura da passarela. A força representativa do carregamento humano pelo seu caminhar tem uma descrição periódica ou próxima disso no seu desenvolvimento ao longo do tempo.

Na modelagem da ação dinâmica de pedestres, os parâmetros dinâmicos como, velocidade do movimento, comprimento de passo e frequência de passo, são considerados, tendo como referência os valores obtidos por Bachmann [1] e expressos na Tabela 36. Com isso, tomando a frequência fundamental vertical de 4,0 Hz de uma das passarelas a serem analisadas neste trabalho de pesquisa e levando em conta a metodologia proposta, foi utilizada uma frequência de passo igual a 2,0 Hz que conforme a Tabela 36 representa um movimento caracterizado entre a caminhada normal e uma caminhada rápida. A escolha da frequência de passo com o valor de 2,0 Hz se justifica na busca de se analisar o modelo da passarela diante de uma situação do fenômeno físico da ressonância, que é alcançado pelo segundo harmônico de carga $2,0 \text{ Hz} \times 2 = 4,0 \text{ Hz}$.

Tabela 36 – Correlação da frequência de passo, velocidade e comprimento de passo para a ação de caminhada e corrida de pedestres [1].

Ação	Frequência de passo (Hz)	Velocidade (m/s)	Comprimento de passo (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

A malha em elementos finitos do modelo precisa ser definida de forma adequada e o tempo de contato de aplicação da carga dinâmica é função do comprimento e da frequência de passo. A partir disso, o comprimento de passo tem variação conforme a frequência de passo associado e expresso na Tabela 36.

Da Tabela 36 para uma frequência de passo igual a 2,0 Hz temos um comprimento de passo associado de 0,75 m e por isso adota-se uma malha de 0,25 m. Com isso, na representação do passo de um pedestre, serão consideradas três cargas denominadas P1, P2 e P3 aplicadas no comprimento de passo em nós sucessivos da malha de 0,25 m perfazendo a trajetória do pedestre na evolução da caminhada. Para cada carga nodal no comprimento do passo será aplicada a carga dinâmica na fração de tempo correspondente ao período de um passo, neste caso o período de passo é igual ao inverso da frequência de passo $1/f_p=1/2,0$ Hz, resultando em $0,50s / 3 = 0,1667$ s e com representação na Figura 25. Para as situações de movimentos, com ritmos distintos, o raciocínio empregado é o mesmo.

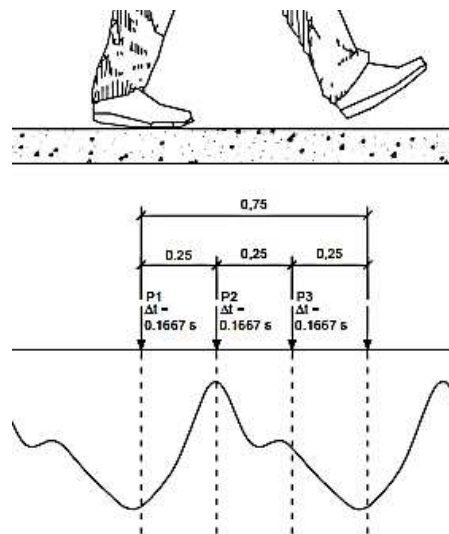


Figura 25 – Representação de um pedestre em caminhada [29].

O tempo calculado de 0,1667 s representa o tempo de aplicação das cargas dinâmicas P_1 , P_2 e P_3 em cada nó do comprimento de passo. O carregamento nodal se dá de forma sucessiva, onde para o primeiro nó do comprimento de passo será aplicada a carga dinâmica P_1 pelo tempo de 0,1667 s e nesse período os demais nós terão carregamento igual a zero, concluído o tempo de 0,1667 s do carregamento P_1 , o carregamento passará a ser aplicado ao nó seguinte com carga P_2 pelo mesmo tempo de 0,1667 s e nos demais nós o carregamento igual a zero. E

dessa forma ocorrerá à evolução do carregamento da função de carga, com variação tempo e espacial pelo alinhamento da caminhada do pedestre na passarela.

Na sequência serão apresentados os modelos de carregamentos dinâmicos propostos por diferentes autores e que foram utilizados neste trabalho de pesquisa. É importante salientar que a função de carregamento dinâmico $F(t)$ que representa o caminhar do pedestre sobre a passarela teve sua aplicação objetivando a máxima aproximação da representatividade dos modelos numéricos com os projetos das passarelas. As aplicações dos modelos de cargas dinâmicas se deram nas direções transversal vertical e transversal horizontal na simulação da caminhada de pedestres sobre os modelos em elementos finitos das passarelas, visando incorporar os efeitos das respostas dinâmicas induzidas por pessoas caminhando sobre as estruturas das passarelas, objetos de análises deste trabalho.

3.2.1 Modelo de carga dinâmica proposto por Bachmann e Ammann (1987) [1]

Os pesquisadores Bachmann e Ammann [1] pesquisaram questões concernentes aos carregamentos originados de atividades humanas, como: andar, correr, pular e dançar. O modelo de carregamento proposto leva em conta que todos os pedestres em sua ação dinâmica de caminhada, produzem a mesma força no desenvolvimento do passo e que a força dinâmica possui uma natureza periódica. Este modelo de carregamento implementado nas análises tem a representação da carga por uma parcela estática correspondente ao peso de um indivíduo e por outra parcela associada à combinação de cinco forças harmônicas, com frequências ou harmônicos que são múltiplos da frequência fundamental da força, no caso a frequência de passo f_p para a atividade humana de caminhada. O modelo proposto considera uma variação espacial e temporal da carga dinâmica. A função que expressa a ação do caminhar humano tem representação por uma série de componentes senoidais, denominado série de Fourier, representando matematicamente na equação (22) a ação dinâmica na direção transversal vertical e na equação (23) referente à direção transversal horizontal.

$$F(t) = P.[1 + \sum \alpha_i \cdot \cos(2\pi i \cdot f_p \cdot t + \phi_i)] \quad (22)$$

$$F(t) = P.[\sum \alpha_i \cdot \sin(2\pi i \cdot f_p \cdot t - \phi_i)] \quad (23)$$

Onde:

F(t): função de carregamento dinâmico;

P: Peso de um pedestre;

α_i : coeficiente dinâmico para a força harmônica;

i: múltiplo do harmônico (1, 2, 3, etc.);

f_p : frequência de passo do pedestre;

Φ_i : ângulo de fase para o harmônico i;

t: tempo.

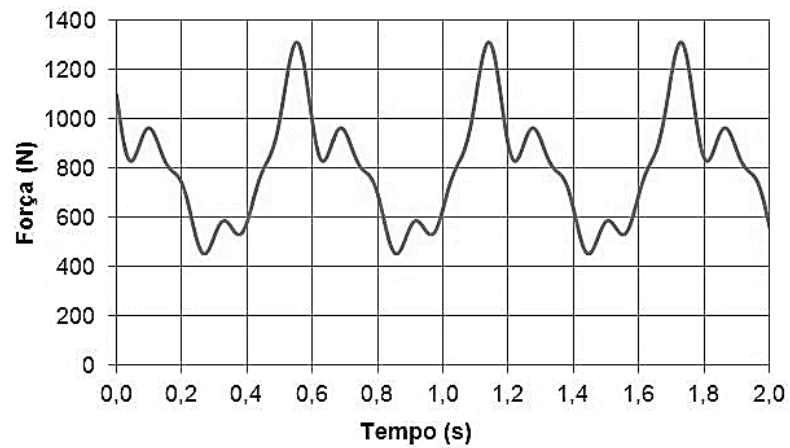
O peso de um pedestre foi tomado como igual a 800 N Bachmann et al. [56].

De acordo com o proposto por Bachmann e Ammann [1] cinco harmônicos foram considerados na composição do carregamento dinâmico associada à ação humana da caminhada e estão presentes na Tabela 37 abaixo:

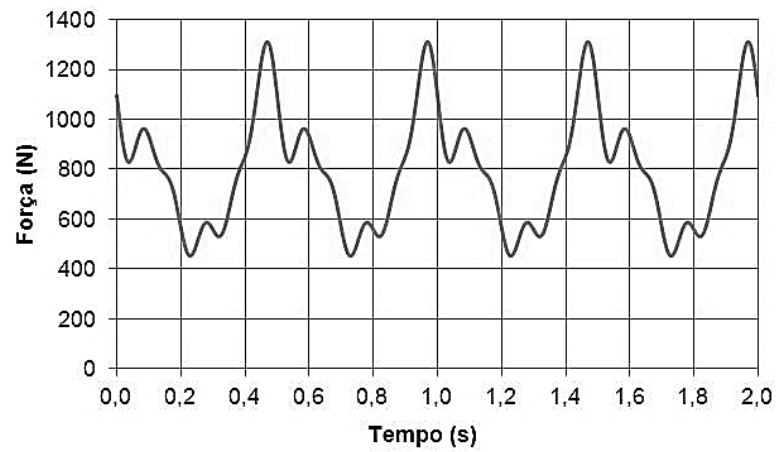
Tabela 37 – Coeficientes dinâmicos [1].

Harmônico i	Coeficiente dinâmico (α_i)		Ângulo de Fase (Φ_i)
	Transversal vertical	Transversal horizontal	
1	0,37	0,039	0
2	0,10	0,010	$\pi/2$
3	0,12	0,042	$\pi/2$
4	0,04	0,012	$\pi/2$
5	0,08	0,015	$\pi/2$

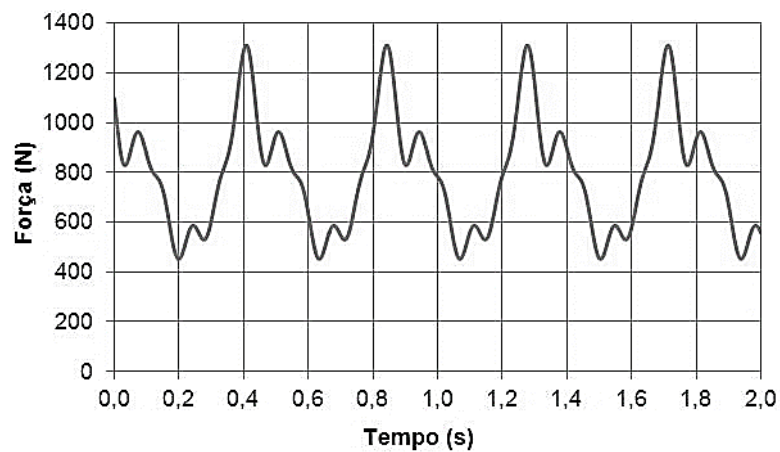
As representações gráficas da função de carregamento dinâmico transversal vertical, na simulação de um pedestre em caminhada sobre a estrutura da passarela é ilustrada na Figuras 26 a seguir:



a) Caminhada lenta com $f_p=1,70$ Hz



b) Caminhada normal com $f_p=2,00$ Hz



c) Caminhada rápida com $f_p=2,30$ Hz

Figura 26 – Função de carregamento dinâmico transversal vertical para pedestre em caminhada [1].

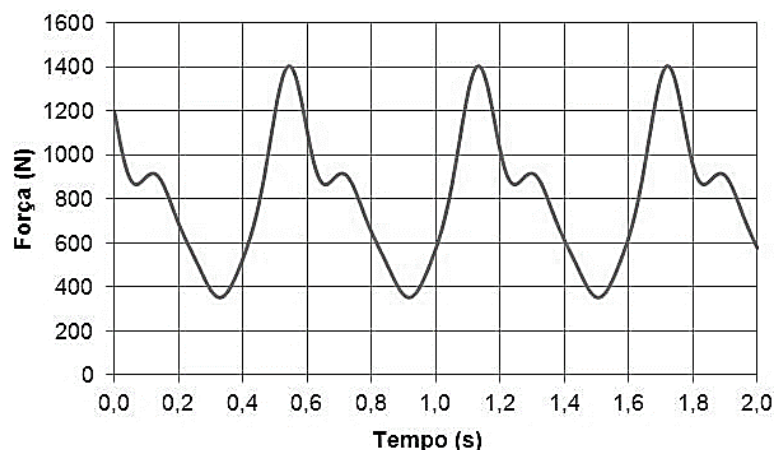
3.2.2 Modelo de carga dinâmica proposto por AISC/2003 [22]

No segundo modelo de carregamento adotado neste estudo, a ação cíclica da força é dependente do tempo, também tem uma representação por uma série de Fourier, como expresso na equação (22), onde quatro harmônicos foram considerados como representação da ação dinâmica humana do caminhar.

Este modelo também leva em conta a variação espacial e temporal da ação dinâmica sobre o sistema estrutural da passarela. A Tabela 38 mostra os coeficientes dinâmicos e ângulos de fase utilizados. Na Figura 27 tem-se a representação gráfica da função de carregamento dinâmico transversal vertical, na simulação de um pedestre em caminhada sobre a estrutura da passarela.

Tabela 38 – Coeficientes dinâmicos [22].

Harmônico i	Coeficiente dinâmico (α_i)	Ângulo de fase (Φ_i)
1	0,50	0
2	0,20	$\pi/2$
3	0,10	π
4	0,05	$3\pi/2$



a) Caminhada lenta com $f_p = 1,70$ Hz

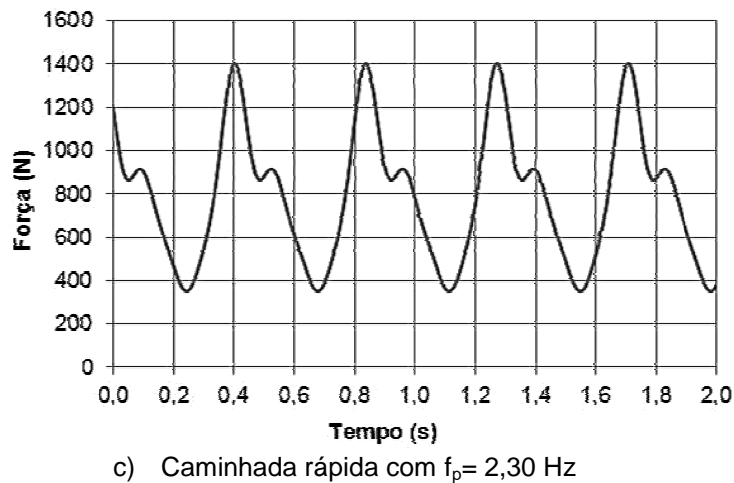
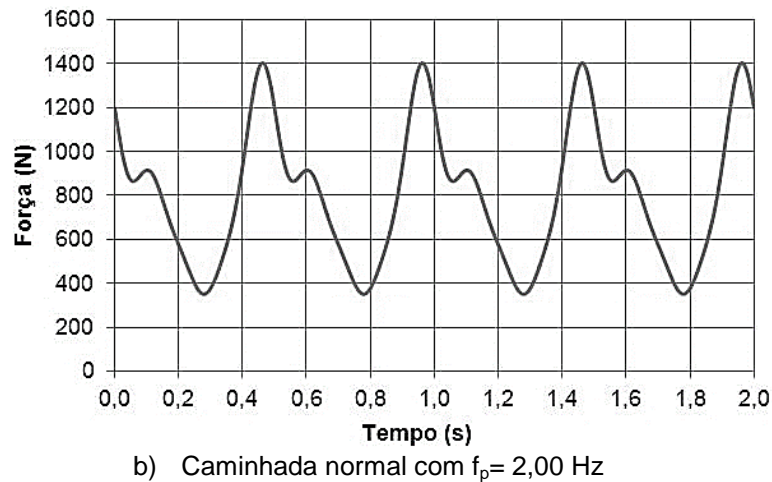


Figura 27 – Função de carregamento dinâmico transversal vertical para pedestre em caminhada [22].

3.2.3 Modelo de carga dinâmica proposto pelo CEB (1991) [43]

O terceiro modelo de carregamento dinâmico e determinístico no domínio do tempo, foi elaborada pelo Comitê Euro-Internacional do Betón (CEB). Este modelo foi adotado para uso neste trabalho objetivando a representação da excitação produzida por uma pessoa em caminhada pela passarela. Estas cargas são geradas como uma função de uma parcela estática associado com o peso do pedestre e três harmônicos são levados em conta na ação dinâmica para representar a parcela relacionada com o caminhar do pedestre, como expresso na equação (24). Este modelo também considera uma variação espacial e temporal da carga ao longo da passarela e a função de carregamento dinâmico transversal vertical para a

simulação da ação do caminhar do pedestre é uma função periódica expressa por uma série de Fourier.

$$F(t) = P + \Delta P_1 \cdot \text{sen}(2\pi \cdot f_p \cdot t - \phi_1) + \Delta P_2 \cdot \text{sen}(4\pi \cdot f_p \cdot t - \phi_2) + \Delta P_3 \cdot \text{sen}(6\pi \cdot f_p \cdot t - \phi_3) \quad (24)$$

Onde:

F(t): função de carregamento dinâmico com variação temporal;

P: Peso de um pedestre;

ΔP_i : amplitude da força do harmônico;

i: múltiplo do harmônico (1,2,3, etc.);

f_p : frequência de passo do pedestre;

Φ_i : ângulo de fase para o harmônico i;

t: tempo.

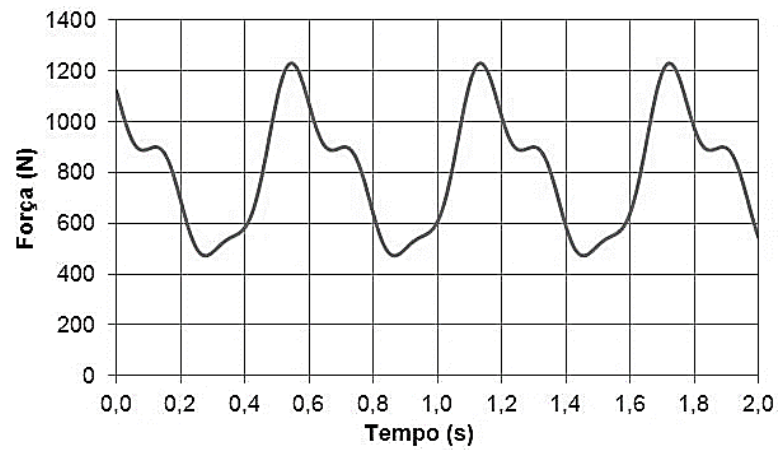
O peso de um pedestre foi tomado como igual a 800 N Bachmann et al. [56].

A expressão matemática recomendada pelo Comité Euro-Internacional du Béton (CEB) considera apenas três harmônicos na representação da ação dinâmica da caminhada e os coeficientes dinâmicos que se ligam a estes harmônicos são apresentados na Tabela 39.

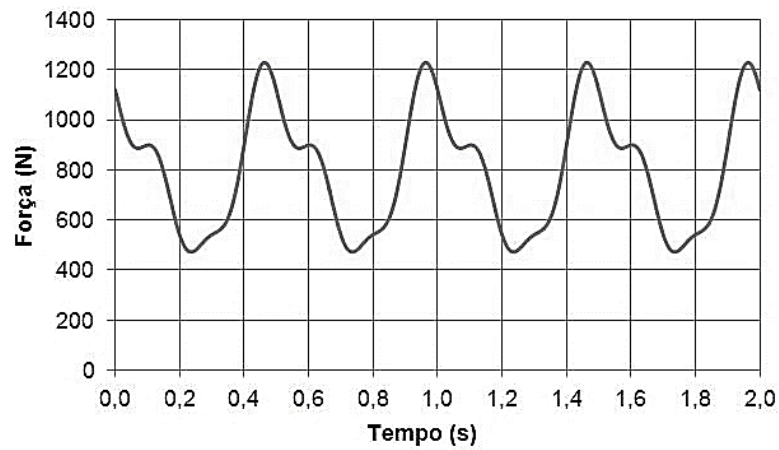
Tabela 39 – Coeficientes dinâmicos [41].

Harmônico i	Coeficiente dinâmico (α_i)	Ângulo de fase (Φ_i)
1	0,40	0
2	0,10	$\pi/2$
3	0,10	$\pi/2$

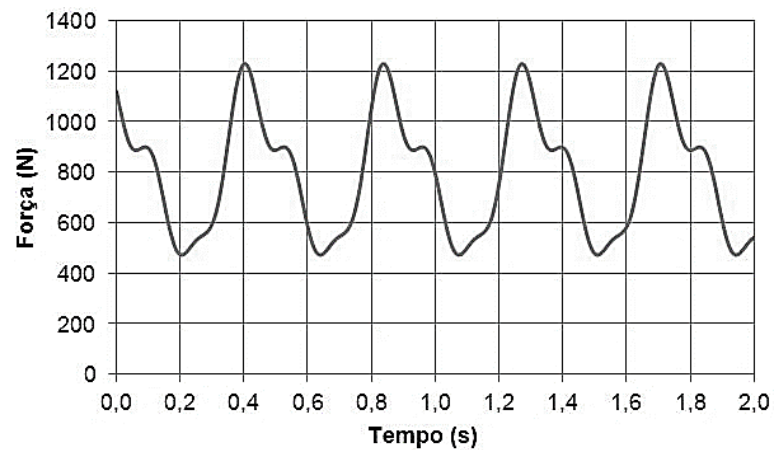
A Figura 28 ilustra a representação gráfica da função de carregamento dinâmico transversal vertical ao longo do tempo, na simulação de um pedestre em caminhada sobre a estrutura da passarela.



a) Caminhada lenta com $f_p = 1,70$ Hz



b) Caminhada normal com $f_p = 2,00$ Hz



c) Caminhada rápida com $f_p = 2,30$ Hz

Figura 28 – Função de carregamento dinâmico transversal vertical para pedestre em caminhada [43].

4 CONTROLE DE VIBRAÇÃO ESTRUTURAL

Dos avanços das técnicas de construção, as estruturas das passarelas se apresentam mais esbeltas e vencem vãos cada vez maiores, em função das melhorias qualitativas dos materiais empregados na construção civil, bem como, das demandas arquitetônicas atuais com concepções mais ousadas. Nesse quadro as estruturas se apresentam com uma massa, rigidez e amortecimento mais reduzidos e como consequência, mais suscetíveis a vibrações originadas até mesmo por pequenas massas com característica periódicas, como por exemplo, o caminhar humano.

Com a obtenção da resposta da estrutura por meio de uma análise dinâmica e posterior comparação dos resultados aos limites normativos direcionados ao aspecto do conforto humano e dos critérios de “*lock in*”, o não atendimento a esses limites e critérios, conduz a necessidade de uma ação no intuito de reduzir as vibrações estruturais excessivas a níveis satisfatórios. Diante dessa problemática vibratória as ações preventivas, quando ainda em fase de projeto, ou corretivas, quando em estruturas já existentes, mais usuais em passarelas são: alteração da massa, enrijecimento estrutural e alteração do amortecimento estrutural.

Embora este trabalho de pesquisa vise a análise dinâmica de estruturas de passarelas no aspecto do conforto de seus usuários, vale ressaltar, que além do desconforto ocasionado pelas elevadas respostas das estruturas em termos de acelerações, situações de ressonâncias podem conduzir a respostas com elevadas amplitudes de vibrações, causando a fadiga dos materiais da estrutura e danos nos componentes estruturais ao longo do tempo.

Neste capítulo serão abordadas algumas técnicas de uso corrente, em situações de controle estrutural de vibrações excessivas em estruturas civis. Nesse enfoque e como referências de ações corretivas ou preventivas e no controle de vibração estrutural citam-se alguns autores e guias de projeto: Bachmann [57], Kobori et al. [58,59,60], Fujino et al. [61], Magluta [21], Battista e Magluta [62] Koike et al. [63], Murray et al. [22], Kurata et al. [64], Newland [3], Liao et al. [65], Varela [66,67], Butz et al. [12], Battista e Pfeil [68], King e Vickery [69], Sétra [5], Moutinho [70], Guerreiro [71], HIVOSS [18] e Caetano et al. [14,15].

4.1 Alteração da massa

Em casos de passarelas leves o incremento de massa, pelo uso de pisos em concreto armado como tabuleiro pode contribuir para uma melhor resposta dinâmica da estrutura diante da excitação por parte de pedestres em caminhada na passarela, consequência do acréscimo da massa modal [18]. Contudo, um aumento de massa expressivo pode se tornar necessário e com isso tornar a estrutura da passarela suscetível de ser excitada por ações dinâmicas de ventos, pela redução das frequências naturais [72].

4.2 Enrijecimento estrutural

Classicamente a alteração na rigidez da estrutura se dá com o objetivo de se fazer com que a frequência natural da estrutura não recaia no intervalo crítico tanto das vibrações no sentido vertical, como horizontal, relacionados às atividades humanas, evitando-se a ocorrência do fenômeno da ressonância. Nas situações em que estrutura da passarela já esteja construída, mudanças necessárias na rigidez estrutural se apresentam muitas das vezes impraticáveis, devido às significativas alterações estruturais e arquitetônicas. Por outro lado, esta é uma medida muito válida na fase de projeto da passarela [18]. Em seu trabalho Zivanovic et al. [30] exemplificam como medida para o aumento de rigidez na estrutura de uma passarela, a instalação de tirantes ou de guarda-corpos mais rígidos. Como outras medidas que conferem uma maior rigidez estrutural estão a substituição de pisos em concreto armado constituído de placas descontínuas por uma laje contínua; aumento da altura de vigas caixão metálicas; incremento na espessura do banzo inferior de vigas mistas; acréscimo na altura de vigas treliçadas; aumento da largura do tabuleiro [18].

4.3 Alteração do amortecimento estrutural

Nas estruturas já construídas, são recomendáveis na busca da redução dos efeitos dinâmicos de pedestres em uma passarela existente, medidas que forneçam adição de amortecimento estrutural. Estas medidas objetivam a absorção de parte da energia envolvida nas vibrações. Como medidas simples citam-se o uso dos guarda-corpos, sobretudo em estruturas bem flexíveis; o uso de malhas de alumínio, através do atrito entre fios durante as vibrações; o uso de elastômeros nos apoios e revestimentos, estando atento para a maior necessidade de uma manutenção mais regular motivada pela deterioração com o tempo de suas propriedades; opção por ligações parafusadas dos elementos estruturais em vez das soldadas, contribuindo para um maior amortecimento estrutural pelo atrito na transferência de carga entre elementos que compõe o sistema estrutural da passarela [18].

Como alternativa para o acréscimo de amortecimento estrutural e que se tem mostrado mais eficaz e menos custoso é a implantação de um dispositivo externo de amortecimento estrutural. Estes dispositivos se dividem em diferentes técnicas, como: os passivos, ativos, semiativos e os híbridos. A seguir são apresentados cada uma destas diferentes técnicas.

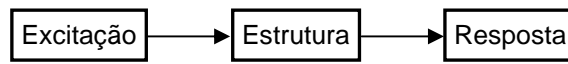
4.4 Controle passivo

O controle estrutural utilizando dispositivos mecânicos que só entram em funcionamento com a vibração da estrutura é denominado controle passivo. Um dispositivo de controle passivo não necessita de uma fonte externa de energia para a sua operação. Segundo Thenozi e Yu [73] o dispositivo de controle passivo utiliza o próprio movimento vibratório da estrutura para desenvolver as forças de controle e reduzir os níveis de vibrações da estrutura por meio da absorção parcial da energia envolvida na dinâmica vibracional.

Os dispositivos de controle passivos e apresentam como opção vantajosa quando se consideram os aspectos de custo, manutenção e a experiência adquirida na prática. Os principais dispositivos de controle passivo são: Isolamento de base e

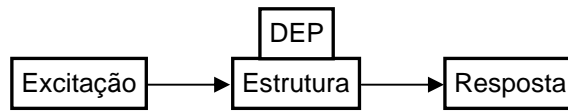
amortecedores: visco-elástico, friccional, metálico, visco-fluido, líquido sintonizado, coluna líquida sintonizada e atenuador dinâmico sintonizado.

No controle passivo, o dispositivo de controle atenua a resposta da vibração de uma estrutura sem o uso de qualquer *feedback*, conforme pode ser visto na Figura 29 abaixo.



a) Sistema estrutural

Dissipação de Energia Passiva (DEP)



b) Controle passivo

Figura 29 – Esquema de controle passivo [74].

4.4.1 Isolamento de base

A técnica se utiliza da interposição entre a estrutura e a fundação de dispositivos de apoio que se caracterizam por apresentarem elevada rigidez na direção vertical e reduzida rigidez na direção horizontal. A elevada rigidez vertical do sistema de isolamento é necessário para conferir estabilidade necessária a estrutura em sua capacidade de suporte, já com a reduzida rigidez horizontal é possível tornar a estrutura mais independente do movimento horizontal do solo. Com isso a técnica é corrente no controle de vibrações de estruturas em situações de sismos. Na Figura 30 são exemplificados alguns isoladores de base instalados entre a estrutura e fundação de um edifício.



Figura 30 – Isoladores de base [75].

4.4.2 Amortecedor visco-elástico

Os materiais visco-elásticos utilizados na fabricação dos amortecedores apresentam características elásticas e viscosas, ou seja, apresentam a capacidade de retornar ao seu estado inicial o qual se encontrava antes da deformação sofrida e dissipam na forma de calor parte da energia no sistema originada de uma ação externa [76]. Os amortecedores visco-elásticos dissipam energia através da deformação de cisalhamento. Na Figura 31 é ilustrado um dispositivo de uso em contraventamento estrutural.

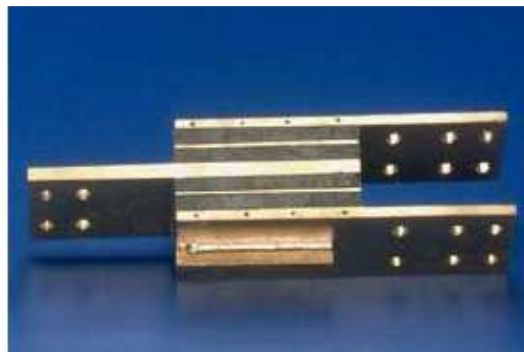


Figura 31 – Amortecedor visco-elástico [77].

4.4.3 Amortecedor friccional

São dispositivos que utilizam o mecanismo de atrito entre sólidos, por meio do deslizamento da superfície de um elemento sobre o outro, com isso ocorre a dissipação de energia no sistema e por consequência a redução das vibrações. Mostra-se na Figura 32 um destes tipos de amortecedores friccionalis.



Figura 32 – Amortecedor friccional [77].

4.4.4 Amortecedor metálico

Os amortecedores metálicos dissipam a energia através da deformação inelástica dos metais. A Figura 33 mostra um atenuador metálico em forma de um “X”.

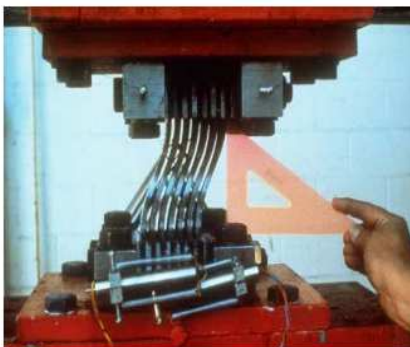


Figura 33 – Amortecedor metálico [77].

4.4.5 Amortecedor visco-fluido

Este dispositivo é dotado de um pistão móvel imerso em um cilindro que contém algum fluido altamente viscoso. O êmbolo possui um número de orifícios, através dos quais o fluido passa de um lado para outro resultando em absorção de energia vibratória da estrutura o qual está instalado, o efeito se dá por meio da transformação da energia cinética em calor. A seguir na Figura 34 é ilustrada a instalação de um amortecedor visco-fluido.



Figura 34 – Amortecedor visco-fluido [4].

4.4.6 Tuned mass damper (TMD)

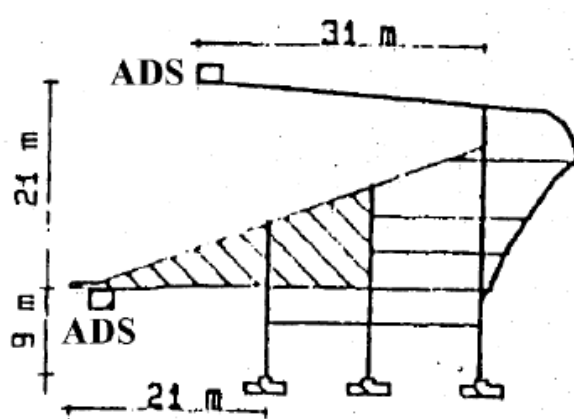
O sistema de absorção de vibração com uso do atenuador dinâmico sintonizado (ADS, em inglês TMD – *Tuned Mass Damper*) tem sido amplamente difundido para o controle de sistemas estruturais submetidos a ações que desencadeiam um quadro vibratório. De forma sucinta, trata-se de um dispositivo que consiste de uma massa ligada à estrutura, onde o dispositivo oscila em sintonia com a frequência da estrutura, ocasionando uma dissipação de parte da energia vibratória envolvida e como consequência a redução da resposta dinâmica da estrutura em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações.

Para um bom desempenho do ADS é necessário que ele esteja sintonizado próximo à frequência natural do respectivo modo de vibração que se intenta controlar. Esse processo de atenuação das vibrações por meio do ADS ocorre por influência dos parâmetros de rigidez, massa e amortecimento do ADS. Varela [66] cita que os atenuadores passivos mostram-se eficientes quando sujeitos a carregamentos com características harmônicas e periódicas e, sobretudo na situação em que a resposta dinâmica da estrutura se apresenta no regime permanente. Já em uma situação contrária, como nos casos de carregamentos impulsivos ou repentinos, os atenuadores passivos não apresentam desempenho eficiente. Isto se deve pelo fato dos atenuadores passivos necessitarem de certo tempo para responder a solicitação, não sendo, portanto, no mesmo instante a sua resposta quando solicitado.

Inúmeros pesquisadores (Magluta [21], Murray et al. [22], Nakamura e Fujino [8], Battista e Pfeil [68], Krenk et al. [78], Karásek et al. [31], Varela [66,67], Weber e Feltrin [36], Caetano et al. [14,15], Varela e Battista [38], Araújo et al., [79], Chen et al. [80], etc.) desenvolveram trabalhos de análises referente ao uso do ADS em diversas estruturas como em pisos, passarelas, pontes e estádios de futebol. Nestes casos as fontes de vibrações referem-se a atividades humanas e a ação do vento nas estruturas. Além destas referências citadas acima, muitas outras produziram trabalhos com aplicabilidade do ADS em outras estruturas especiais como prédios altos, torres, etc. Nas Figuras 35 a 40 são ilustradas a aplicabilidade dos ADSs em distintas estruturas.



Figura 35 – ADSs projetados por Battista [68] e instalados na ponte Rio-Niterói, Brasil. Acervo pessoal, 2013.

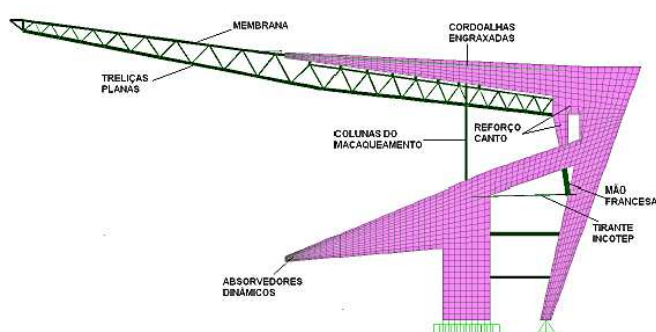


a) Esquema estrutural



b) Atenuador dinâmico sintonizado

Figura 36 – Emprego dos ADSs no estádio do Macaranã por Battista et al. [81,82] apud Varela [66,67].



a) Esquema estrutural



b) ADS locado no balanço da arquibancada

Figura 37 – Emprego dos ADSs no estádio do Mineirão por Araújo et al. [79].



a) ADSs em piso de teste



b) ADSs em piso residencial

Figura 38 – Emprego dos ADSs em pisos por Varela [66] e Varela e Battista [38].



a) Vista da passarela Britzer Damm



b) Um dos dois ADSs de 520kg instalados

Figura 39 – Emprego de ADSs na passarela Britzer Damm em Berlim [83].



a) Passarela em Pequim - China



b) ADS na passarela

Figura 40 – Emprego dos ADSs em uma passarela [80].

4.4.7 Amortecedor líquido sintonizado

É um sistema simples e eficaz no incremento de amortecimento de forma indireta na estrutura em que esteja instalado. O amortecedor líquido sintonizado, conhecido como *Tuned Liquid Damper* (TLD), ilustrado na Figura 41, apresenta o princípio de funcionamento semelhante ao de um amortecedor de massa sintonizada, pela dinâmica de uma massa secundária, onde a massa é substituída por um líquido, geralmente água, que é armazenado em um recipiente. De acordo com Weber [84] o amortecimento se dá pela absorção de energia através da ação viscosa e pelo movimento das ondas quando a estrutura excitada por uma ação externa na direção horizontal.

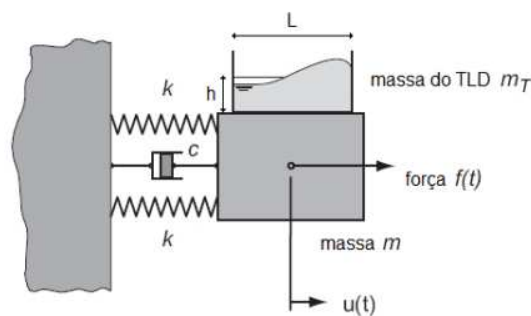


Figura 41 – Amortecedor líquido sintonizado [84].

O amortecedor de coluna líquida sintonizada, denominado *Tuned Liquid Column Damper* (TLCD) é um tipo especial de TLD que por meio do movimento de uma coluna de líquido em um tubo no formato de “U” como recipiente se opõe as forças externas que agem na estrutura. Através da passagem da coluna de líquido em oscilação em um orifício no tubo é que o amortecimento é introduzido na estrutura. No aspecto do amortecimento, o TLCD diverge ao do obtido por um amortecedor de massa sintonizada por ser dependente da amplitude da vibração e por este motivo a dinâmica se torna não-linear, com isso, a frequência do amortecedor aumenta não linearmente com a amplitude da excitação. Em seguida é exibido na Figura 42 um TLCD.

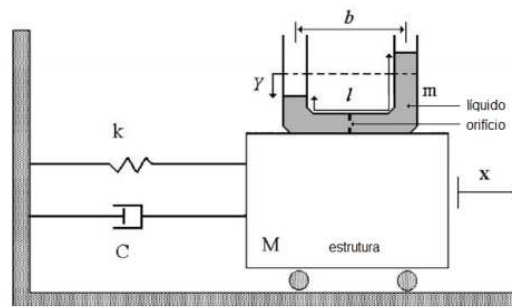


Figura 42 – Amortecedor de coluna líquida sintonizada [84].

4.5 Controle ativo

A ideia de controle ativo tem origem no início do ano de 1970 e a sua aplicação em larga escala foi realizada em 1989 Spencer e Sain [85]. O sistema de controle ativo diferentemente do sistema de controle passivo necessita de uma fonte de energia externa para alimentar o funcionamento do atuador eletrohidráulico, eletromecânico ou eletromagnético, componente do sistema responsável por conferir um aumento de rigidez ou amortecimento na estrutura, por meio da aplicação da força necessária ao controle definido previamente pelo controlador Thenozhi e Yu [73].

O sistema de controle ativo faz uso de sensores que medem a excitação e as respostas da estrutura. Considerando o princípio de funcionamento do sistema de controle ativo, que se desenvolve com referência a resposta dinâmica da estrutura captada pelos sensores e enviada ao controlador, por meio de um algoritmo desenvolvido a partir de uma determinada estratégia de controle gera o sinal de controle que enviado ao atuador, disposto em local adequado, determina a força de controle necessária a ser aplicado na estrutura para redução da vibração Soong [86]. A Figura 43 ilustra um esquema de controle ativo, onde os sensores por meio de um monitoramento da excitação e resposta da estrutura captam e enviam dados ao controlador, esse por sua vez, por meio de uma estratégia de controle previamente definida toma a decisão que é encaminhada para atuador que por sua vez aplica a força de controle definida.

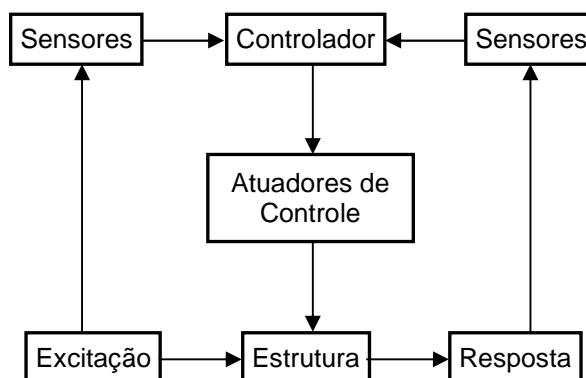


Figura 43 – Esquema de controle ativo [74].

De acordo com Yi e Dyke [87], são considerados atuadores ideais os capazes de fornecer de forma instantânea e precisa a intensidade da força comandada pelo algoritmo do controlador. Inúmeros dispositivos de controle ativo vêm sendo desenvolvidos para uso no controle de estruturas. Fisco e Adeli [88] apresentam por meio de um trabalho recente de pesquisa uma abordagem sobre os dispositivos de controle ativo.

Contudo, os sistemas em controle ativo não são uma boa solução para inúmeros problemas dinâmicos em estruturas, principalmente em casos de grandes estruturas. Os motivos são pela necessidade de uma tecnologia mais avançada, custos mais expressivos para implantação, menor robustez e elevado consumo de energia Preumont [89]. Fatos que tem contribuído para uma um número ainda reduzido de casos aplicados em estruturas de engenharia civil. Segundo Moutinho et al. [90] embora as desvantagens comentadas anteriormente, o controle ativo pode ser, em comparação a uma solução em controle passivo, uma alternativa atraente em alguns casos de passarelas. Por exemplo, na situação de uso do amortecedor de massa ativo (AMA) não se faz necessário uma sintonização do dispositivo de controle com a frequência natural do modo de vibração estrutural a ser controlado, pois o AMA trabalha com a resposta medida do sistema, conforme ilustrado na Figura 43. Combinando esta vantagem com outra, que é a possibilidade de locar os dispositivos nos pontos mais adequados da estrutura, a fim de acionar as secções que têm componentes mais importantes do modo de vibração crítico, é possível que um único dispositivo possa controlar simultaneamente vários modos de vibração. Em situações de pequenas estruturas que requerem uma reduzida força de controle há a possibilidade do uso de atuadores elétricos contribuindo para uma redução do

custo, manutenção e ruídos no funcionamento. Os sistemas de controle ativo podem ser robustos e adaptáveis às variações dos parâmetros dinâmicos da estrutura, o que para o controle de pequenas vibrações, se tornam mais eficazes.

4.6 Controle semiativo

O sistema de controle semiativo se caracteriza por combinar as características e vantagens dos sistemas de controle passivo e ativo. Segundo Symans e Constantinou [91] geralmente o sistema de controle semiativo faz uso de uma reduzida fonte de energia para uso em seu funcionamento e aproveita o movimento da estrutura na vibração para produzir a força de controle, onde por meio de uma fonte de alimentação externa a magnitude da força de controle é ajustada.

Sua vantagem sobre o sistema de controle ativo está na necessidade de menor quantidade de energia para o seu funcionamento, podendo até mesmo fazer uso de baterias, o que se tornar muito relevante em situações de sismos onde a fonte de energia principal pode não funcionar Spencer et al. [92]. O sistema de controle semiativo não apresenta a capacidade de introduzir diretamente energia mecânica para o controle do sistema estrutural, mais possuem propriedades que podem ser controlados de forma ótima para atenuar as repostas da estrutura Spencer et al. [92]. O controle de forma ótima de propriedades se dá pelas modificações instantâneas nas propriedades de amortecimento e ou rigidez, característica do sistema de controle ativo. Embora seja um sistema semiativo controlado ele age na estrutura de forma passiva. Na Figura 44 é apresentado um esquema do controle semiativo.

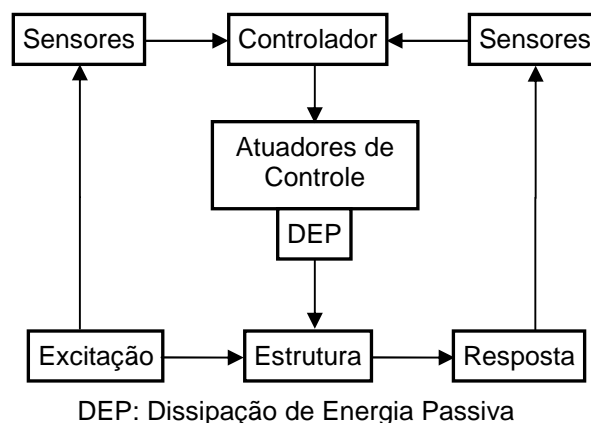


Figura 44 – Esquema de controle semiativo [74].

4.7 Controle híbrido

O sistema de controle híbrido mescla capacidades de controle passivo e ativo. De acordo com Xue et al. [93] a parte correspondente ao controle ativo só entra em funcionamento quando a resposta da estrutura a ser controlada ultrapassa capacidade passiva do sistema híbrido de absorção da energia envolvida na vibração.

O sistema de controle híbrido é uma alternativa diante das principais desvantagens isoladas dos sistemas passivos e ativos. A principal desvantagem do sistema de controle passivo é a perda da sua capacidade de funcionamento, quando das situações de excitações fora da faixa de frequência para o qual foi projetado, enquanto que para o sistema de controle ativo é a necessidade de elevada quantidade de energia para a geração da força de controle Beneveli [94].

Segundo Soong e Spencer [74] considerando que primeiramente uma parte do objetivo do sistema de controle híbrido é realizado pela parcela passiva a ação exigida da parcela ativa de controle é menor, com isso o consumo de energia é reduzido. E na situação de falta de energia elétrica, a parcela de controle passivo ainda disponibiliza proteção, o que não ocorreria em uma situação de um sistema unicamente ativo de controle. Abaixo segue na Figura 45 um esquema de controle híbrido.

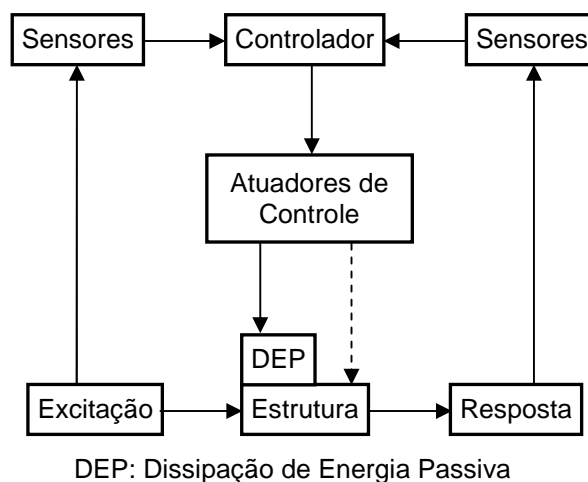


Figura 45 – Esquema de controle híbrido [74].

5 CONCEPÇÃO MATEMÁTICA DE UM ATENUADOR DINÂMICO SINTONIZADO (ADS)

Neste capítulo será abordado o desenvolvimento matemático de um atenuador dinâmico sintonizado (ADS) quando implementado em uma estrutura. A opção pelo ADS neste trabalho, dentre outras apresentadas como alternativas para o controle de vibrações em estruturas e que foram abordados no capítulo anterior, está justificada pelos bons resultados alcançados na atenuação de vibrações estruturais induzidas por atividades humanas, pelo processo de fabricação e instalação ser de baixo custo e por não provocar impacto significativo na arquitetura Varela [66].

O uso de atenuadores pode ser uma alternativa de solução até mesmo na fase de elaboração de projeto, quando por meio de uma análise prévia se percebe a necessidade de ajustes, a fim de se evitar problemas dinâmicos com a estrutura já construída, como por exemplo, quando o enrijecimento da estrutura se torne uma solução onerosa.

O ADS que será considerado neste trabalho é um dispositivo de simples concepção e formado por um sistema de massa-mola-amortecedor. O ADS é um dispositivo que se liga a um sistema estrutural, a fim de reduzir a resposta dinâmica da estrutura. A frequência do ADS é sintonizada em uma frequência próxima a frequência natural de um modo de vibração da estrutura. Quando a estrutura é excitada, a partir de uma força externa e na frequência do particular modo de vibração, o ADS irá oscilar e parte da energia vibratória será dissipada pelo ADS instalado na estrutura.

Neste sistema de controle passivo a massa contribui com sua inércia para a dissipação de energia, por meio do surgimento de forças inerciais que se opõem as forças inerciais da estrutura excitadas por forças externas, o que reduz a resposta estrutural. O ADS aplicado neste trabalho não apresenta um amortecedor físico acoplado em seu sistema. Seu amortecimento se dá pelo atrito existente entre as partes constituintes (peças) do sistema massa-mola-amortecedor, como será mais detalhado no capítulo 8.

O conceito de um atenuador foi apresentado pela primeira vez por Frahm [95] em 1909 e ilustrado esquematicamente na Figura 46, onde inicialmente era formado

por um sistema massa-mola. O objetivo pioneiro na aplicação deste atenuador era o de reduzir o movimento de rolamentos de navios, bem como, as vibrações dos cascos dos navios em manutenção e construção Connor [96]. Anos mais tarde uma teoria para o funcionamento dos atenuadores foi apresentada no trabalho de Ormondroyd e Den Hartog [97]. Den Hartog [98] obteve expressões que permitem obter os parâmetros teóricos de um atenuador dinâmico sintonizado (ADS). Tais resultados se desenvolveram por meio da otimização dos parâmetros de projeto de um ADS com o intuito de reduzir o deslocamento de uma estrutura não amortecida e excitada por uma carga harmônica senoidal.

5.1 Emprego de um absorvedor de vibrações em uma estrutura sem amortecimento

A solução proposta de Den Hartog [98] em seu primeiro estudo partiu da consideração de uma estrutura principal em oscilação e sem amortecimento, onde um grau de liberdade foi adicionado pela instalação de atenuador na estrutura principal que é excitado por uma força harmônica externa $F_e(t)$. A ilustração desta situação inicial se encontra na Figura 46 abaixo:

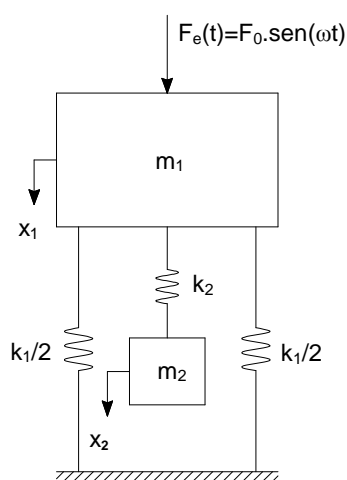


Figura 46 – Diagrama característico de um ADS inventado por Frahm [95] em 1909 e implementado em uma estrutura sem amortecimento excitado por uma força harmônica.

Como pode ser observado na Figura 46, inicialmente tanto o atenuador como a estrutura principal não apresentam amortecimento, com isso têm-se as equações dinâmicas (25) e (26) para cada grau de liberdade.

$$m_1 \ddot{x}_1 + (k_1 + k_2)x_1 - k_2 x_2 = F_0 \cdot \text{sen}(\omega t) \quad (25)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 + k_2 \cdot (x_2 - x_1) = 0 \quad (26)$$

Onde:

m_1 : massa da estrutura principal;

m_2 : massa do atenuador;

k_1 : rigidez da estrutura principal;

k_2 : rigidez do atenuador;

x_1 : deslocamento da estrutura principal;

x_2 : deslocamento do atenuador;

F_0 : força externa;

ω : frequência angular da força externa;

t : tempo.

Por meio da ação na estrutura principal da força harmônica $F_e(t) = F_0 \cdot \text{sen}(\omega \cdot t)$, a amplitude da resposta dinâmica para cada grau de liberdade são expressas na equação (27) para a massa da estrutura principal e na equação (28) relacionado a massa do atenuador Kelly [99].

$$\frac{k_1 \cdot x_1}{F_0} = \frac{x_1}{x_{est}} = \frac{1 - r_2^2}{r_1^2 \cdot r_2^2 - r_2^2 - (1 + \mu) \cdot r_1^2 + 1} \quad (27)$$

$$\frac{k_1 \cdot x_2}{F_0} = \frac{x_2}{x_{est}} = \frac{1}{r_1^2 \cdot r_2^2 - r_2^2 - (1 + \mu) \cdot r_1^2 + 1} \quad (28)$$

Onde:

x_{est} : deslocamento estático da estrutura principal, conforme equação (29);

r_1 : relação entre a frequência da excitação e a frequência da estrutura principal, expresso na equação (30);

r_2 : relação entre a frequência da excitação e a frequência do atenuador, expresso na equação (31);

μ : relação entre as massas do atenuador e da estrutura principal, expresso na equação (32).

$$x_{est} = \frac{F_0}{k_1} \quad (29)$$

$$r_1 = \omega \cdot \sqrt{\frac{m_1}{k_1}} = \frac{\omega}{\omega_1} \quad (30)$$

$$r_2 = \omega \cdot \sqrt{\frac{m_2}{k_2}} = \frac{\omega}{\omega_2} \quad (31)$$

$$\mu = \frac{m_2}{m_1} \quad (32)$$

Na situação de ressonância, em que a frequência do atenuador (ω_2) torna-se igual a frequência de excitação (ω) e a frequência da estrutura (ω_1), observa-se na equação (27) que o deslocamento da estrutura principal é igual a zero e com isso a energia envolvida no sistema é absorvida pelo atenuador.

A estrutura principal que anteriormente à adição do atenuador apresentava uma referida frequência natural passa a ter duas frequências naturais, uma abaixo e outra a cima da frequência inicialmente considerada. Para se obter as frequências naturais do sistema de dois graus de liberdade (estrutura + atenuador), iguala-se a zero os mesmos denominadores das equações (27) e (28) resultando em duas raízes que são função da relação de massas (μ), onde o deslocamento da estrutura principal (x_1) e o deslocamento do atenuador (x_2) tendem ao infinito. As amplitudes da estrutura principal e do atenuador desenvolvido por Den Hartog [98] são mostradas na Figura 47 para uma relação de massas igual a 1/5 e tomando a relação entre a frequência de excitação (ω) e a frequência natural da estrutura (Ω_n).

Da Figura 47 Den Hartog [98] apud Gaspar [100] conclui-se ser possível anular o deslocamento da estrutura, com a adição de um atenuador que entra em funcionamento concomitantemente com a excitação. Pode-se também notar que pela proximidade das duas novas frequências naturais do sistema global, o valor da

frequência de excitação a ser considerado se torna restrito, e que na hipótese da frequência de excitação coincidir com uma das duas novas frequências do sistema dois graus de liberdade, ocorreria uma amplificação das vibrações. Com isso esse sistema é adequado para situações de frequências de excitações constantes ou com pouca variação.

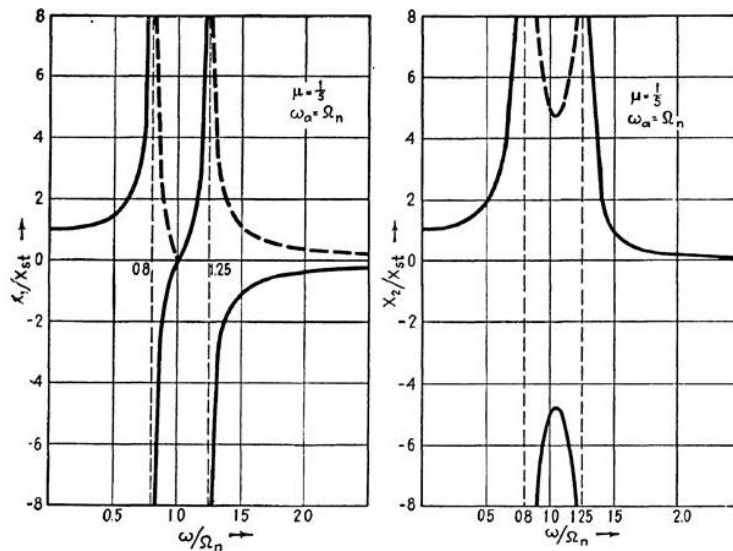


Figura 47 – Amplitudes da estrutura principal e do atenuador [98].

5.2 Emprego de um ADS em uma estrutura sem amortecimento

Em comparação ao abordado no item anterior, será agora tomado o emprego de um atenuador dinâmico sintonizado (ADS), que agrega amortecimento em seu sistema próprio, com isso se objetiva a redução das amplitudes das duas novas frequências obtidas com a implementação do sistema de controle, evitando a amplificação das vibrações com amplitudes tendendo ao infinito na coincidência da frequência de excitação com uma destas frequências naturais. Para isso, um ADS foi incorporado a um sistema estrutural sem amortecimento, conforme ilustrado na Figura 48.

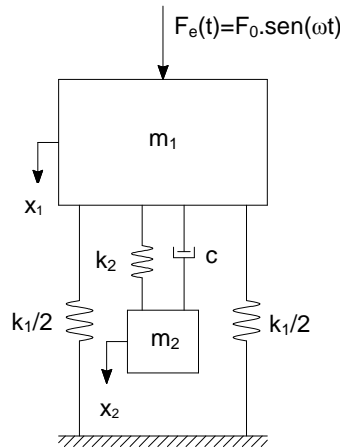


Figura 48 – Diagrama característico de um ADS desenvolvido por Den Hartog [98] e implementado em uma estrutura sem amortecimento excitado por uma força harmônica.

A abordagem inicia-se considerando novamente a ação de uma força harmônica $F_e(t)=F_0.\text{sen}(\omega.t)$ na estrutura principal com um ADS incorporado. Aplicando-se o equilíbrio dinâmico no sistema obtêm-se as equações dinâmicas (33) e (34) para cada grau de liberdade.

$$m_1.\ddot{x}_1 + k_1.x_1 + k_2.(x_1 - x_2) + c.(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) = F_0.\text{sen}(\omega t) \quad (33)$$

$$m_2.\ddot{x}_2 + k_1.(x_2 - x_1) + c.(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) = 0 \quad (34)$$

Segundo Moutinho [101], as amplitudes do movimento permanente da massa da estrutura principal e da massa do ADS, com a consideração da ação de uma força senoidal $F_e(t)=F_0.\text{sen}(\omega.t)$ atuando na estrutura principal, são descritas respectivamente pelas equações (35) e (36) abaixo:

$$\frac{k_1.x_1}{F_0} = \frac{x_1}{x_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2.\xi_2.r_1.q)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\} + (2.\xi_2.r_1.q)^2 [1 - r_1^2(1 + \mu)]^2}} \quad (35)$$

$$\frac{k_1.x_2}{F_0} = \frac{x_2}{x_{1,est}} = \sqrt{\frac{q^4 + (2.\xi_2.q)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\} + (2.\xi_2.r_1.q)^2 [1 - r_1^2(1 + \mu)]^2}} \quad (36)$$

Onde:

q : relação entre a frequência do ADS e a frequência da estrutura principal;

ξ_2 : coeficiente de amortecimento do ADS, conforme a equação (37).

$$\xi_2 = \frac{c}{2\sqrt{k_2 \cdot m_2}} \quad (37)$$

Segundo Bachmann e Weber [102], no caso de amortecimento estrutural reduzido ($\xi_1 \leq 1\%$) é recomendado a utilização das equações concebidas para amortecimentos estruturais nulos. Para amortecimentos estruturais mais elevados estas equações conduzem a erros relevantes, recorrendo para estes casos usos de ábacos.

Na Figura 49 é ilustrada a variação da amplitude do movimento da estrutura principal em função de r_1 (relação entre a frequência da excitação e a frequência da estrutura principal) de acordo com a equação (35) para diferentes coeficientes de amortecimentos do ADS. Observa-se na Figura 49 que com a implementação do ADS a estrutura principal passa a ter dois picos de frequências em ressonância, uma frequência será menor e a outra maior em relação à única frequência em ressonância na situação inicial, sem o ADS na estrutura principal. Outra constatação da Figura 49 é de que para adoção de coeficientes de amortecimentos do ADS mais elevados, obtêm-se menores deslocamentos máximos da estrutura principal. Nota-se ainda que todas as curvas para diferentes coeficientes de amortecimentos do ADS passam pelos mesmos pontos P e Q e que apresentam relação de dependência com as variáveis q e μ .

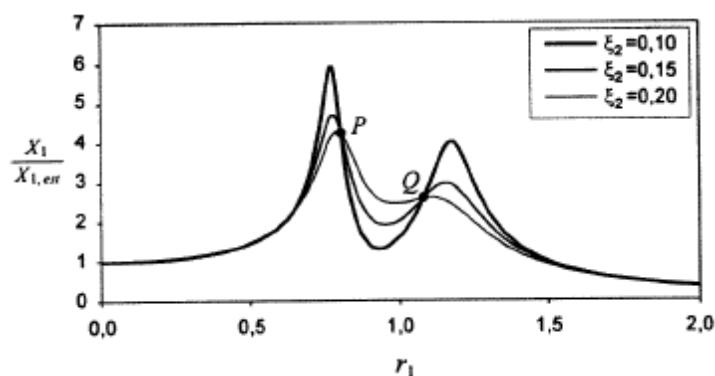


Figura 49 – Amplitude do movimento da estrutura principal para $q=0,9$ e $\mu=0,2$ para distintos valores do coeficiente de amortecimento do ADS [101].

Na busca por uma sintonização mais eficiente do ADS é realizada a escolha de seus parâmetros de forma a se obter os menores valores possíveis para a amplitude dos deslocamentos. Outro aspecto desejável para uma boa sintonização é

se alcançar um valor teórico de q para que os dois picos de frequências ressonantes se igualem.

Tomando duas condições, uma relacionada ao ajuste do valor de q e o segundo ao acerto do ξ_2 para que os dois pontos fixos P e Q correspondam aos máximos da amplitude do movimento da estrutura principal é possível definir os parâmetros teóricos do ADS a partir da solução desenvolvida por Den Hartog [98].

De acordo com os estudos de Den Hartog [98] ao se impor que os dois pontos fixos P e Q apresentem a mesma amplitude de deslocamento, é possível obter a equação (38) que define a frequência ótima do ADS em relação à frequência natural do modo de vibração da estrutura. Para se determinar o amortecimento teórico do ADS foi também imposto que os pontos fixos P e Q se refiram aos máximos da amplitude dos deslocamentos expressa na equação (39).

$$f_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \quad (38)$$

$$\xi_{2,opt} = \sqrt{\frac{3 \cdot \mu}{8 \cdot (1 + \mu)^3}} \quad (39)$$

Onde:

f_{opt} : relação ótima entre a frequência do ADS e da estrutura principal;

$\xi_{2,opt}$: relação de amortecimento teórico do ADS.

Por meio da equação (38) é alcançada uma sintonização ótima do ADS em função da relação entre as massas do atenuador e da estrutura principal (μ) respondendo pelo equilíbrio dos dois picos das frequências naturais divididas com a presença do ADS. Já a equação (39) expressa a relação de amortecimento teórico do ADS para que as grandezas dos picos das duas frequências naturais divididas apresentem os mínimos valores possíveis.

É importante salientar que a abordagem desenvolvida por Den Hartog [98] refere-se a uma estrutura principal com um grau de liberdade (1 G.L). Porém as equações (38) e (39) podem ser aplicadas em estruturas com inúmeros graus de liberdade, basta para isso, o uso de um sistema de 1G.L equivalente.

Na situação de modelagem de estruturas reais com vários graus de liberdade, faz-se necessário criar um sistema equivalente a 1G.L que transcreva aproximadamente o comportamento dinâmico da estrutura sob análise. Com isso, para cada modo de vibração é essencial definir os respectivos valores de massa, rigidez e amortecimento modais. Além disso, é possível obter uma infinidade de configurações para cada modo de vibração e pela mesma razão uma infinidade de valores de massa modal pode ser obtida pelo produto expresso na equação (40).

Objetivando-se obter um sistema equivalente de 1G.L que apresente um comportamento dinâmico semelhante a um sistema com inúmeros graus de liberdade é necessário calcular a massa modal (m_n) e da rigidez modal (k_n) para cada modo de vibração, conforme expresso nas equações (40), (41) e (42).

$$\omega_n = \sqrt{(k_n / m_n)} \quad (40)$$

$$m_n = \{\phi_n\}^T \cdot [M] \cdot \{\phi_n\} \quad (41)$$

$$k_n = \{\phi_n\}^T \cdot [K] \cdot \{\phi_n\} \quad (42)$$

Onde:

ω_n : frequência natural para o modo “n”;

Φ_n : modo de vibração “n”;

M: matriz de massa;

K: matriz de rigidez.

6 DESCRIÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS DAS PASSARELAS INVESTIGADAS

Neste capítulo será realizada a descrição das características dos projetos estruturais de três passarelas de pedestres em estruturas mistas (aço e concreto) construídas no Estado do Rio de Janeiro. Estas estruturas foram tomadas como casos para a investigação do comportamento dinâmico quando submetidas ao tráfego de pedestres.

6.1 Modelo estrutural I (ME-I)

O primeiro modelo estrutural I investigado é constituído por perfis metálicos laminados e uma laje de concreto armado. A estrutura biapoiada da passarela de pedestres apresenta sua estrutura metálica formada através de ligações soldadas, constituída por duas treliças metálicas com comprimento de 32 m, altura de 2,5 m e interligadas por contraventamentos horizontais pelos banzos superiores e inferiores das treliças e um piso em laje de concreto com espessura de 0,1 m e largura de 2,0 m. Através de conectores metálicos dispostos nos contraventamentos entre os banzos inferiores, têm-se um sistema de estrutura mista (aço e concreto) com interação completa entre o piso em concreto armado e a estrutura metálica. A passarela é ilustrada na Figura 50.

A estrutura metálica da passarela é formada por perfis laminados de aço ASTM A572, resistência ao escoamento do aço (f_y) de 345 MPa, módulo de elasticidade (E) igual a 205 GPa, massa específica (ρ_a) de 7850 kg/m³ e coeficiente de Poisson do aço estrutural (ν_a) igual a 0,3 NBR 8800 [42]. A laje de concreto armado apresenta uma espessura de 10 cm, uma resistência característica à compressão (f_{ck}) especificada de 30 MPa, módulo de elasticidade secante (E_{cs}) de 26 GPa, massa específica (ρ_c) de 2500 Kg/m³, coeficiente de Poisson para o concreto (ν_c) igual a 0,2 NBR 6118 [2]. O sistema estrutural representado atende ao estado limite último (ELU) e ao estado limite de serviço (ELS) – deformação excessiva, segundo a NBR 8800 [42].

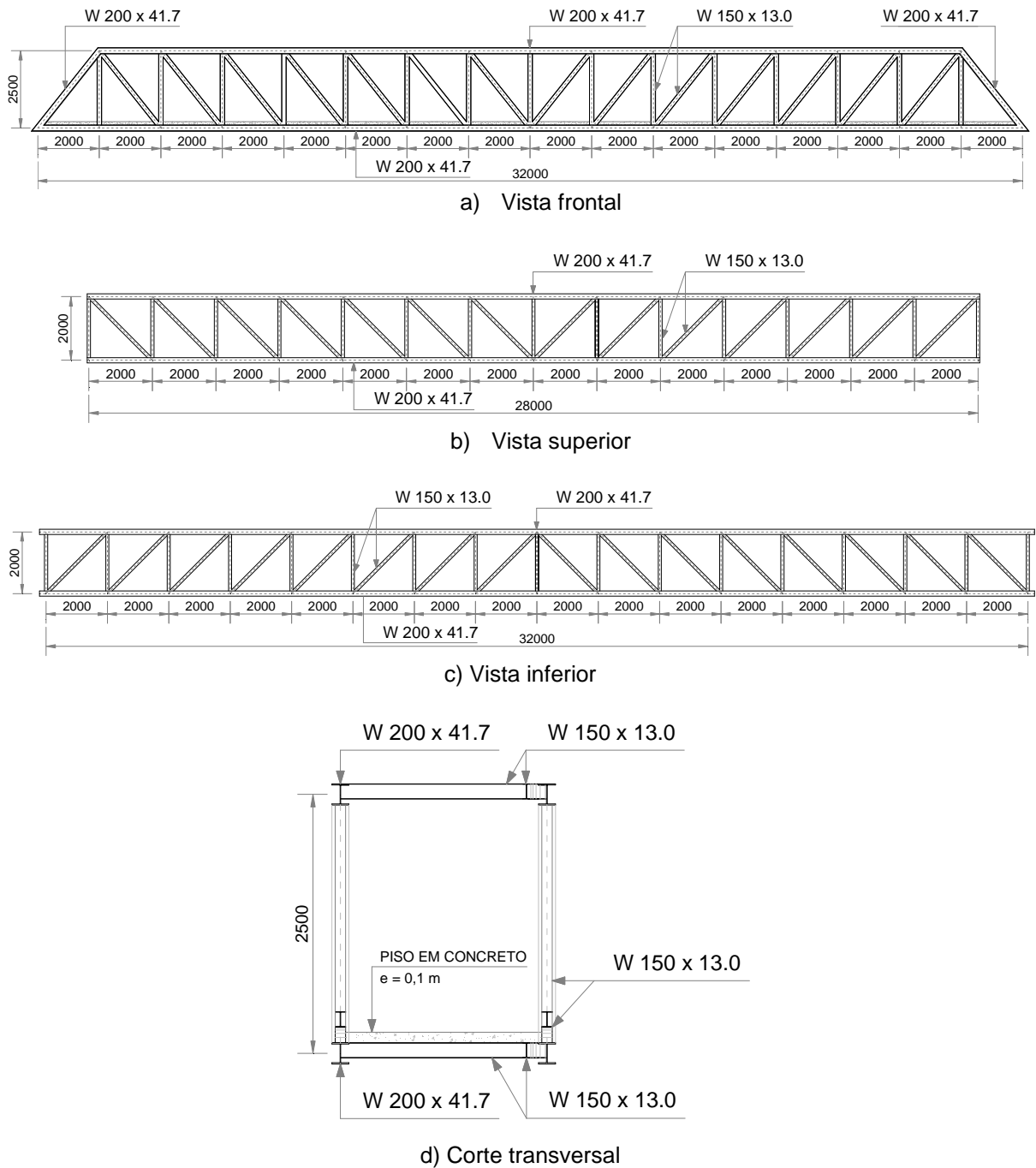


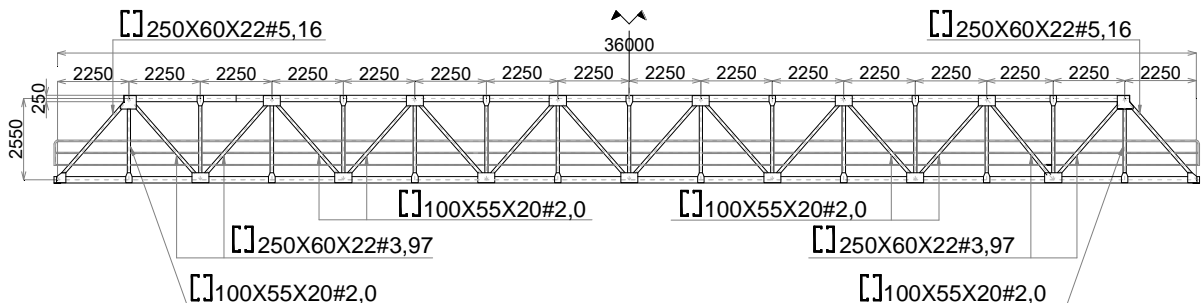
Figura 50 – Modelo estrutural I. Dimensões em mm.

6.2 Modelo estrutural II (ME-II)

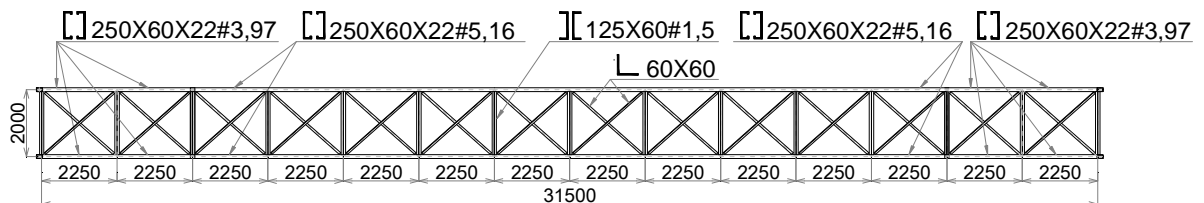
O modelo estrutural II investigado é constituído por perfis de aço formados a frio e uma laje de concreto armado. A estrutura biapoiada da passarela de pedestres apresenta sua estrutura metálica formada através de ligações soldadas, constituída

por duas treliças metálicas com comprimento de 36 m, altura de 2,55 m e interligadas por contraventamentos horizontais pelos banzos superiores e inferiores das treliças e um piso em laje de concreto com espessura de 0,1 m e largura de 2,0 m. Através de conectores metálicos dispostos nos contraventamentos entre os banzos inferiores, têm-se um sistema de estrutura mista (aço e concreto) com interação completa entre o piso em concreto armado e a estrutura metálica. A passarela é ilustrada na Figura 51.

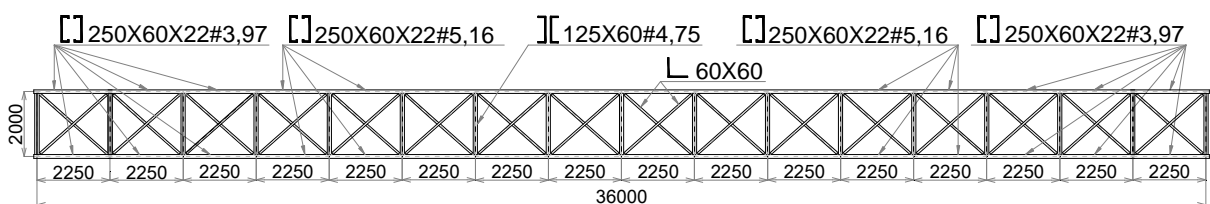
A estrutura metálica da passarela é formada por perfis de aço formados a frio USIC SAC 300, resistência ao escoamento do aço (f_y) de 300 MPa, módulo de elasticidade (E) igual a 205 GPa, massa específica (ρ_a) de 7850 kg/m³ e coeficiente de Poisson do aço estrutural (ν_a) igual a 0,3 NBR 14762 [103]. A laje de concreto armado apresenta uma espessura de 10 cm, uma resistência à compressão (f_{ck}) especificada de 20 MPa, módulo de elasticidade secante (E_{cs}) de 21 GPa, massa específica (ρ_c) de 2500 Kg/m³, coeficiente de Poisson para o concreto (ν_c) igual a 0,2 NBR 6118 [2]. O sistema estrutural representado atende ao estado limite último (ELU) e ao estado limite de serviço (ELS) – deformação excessiva, segundo a NBR 14762 [103].



a) Vista frontal



b) Vista superior



c) Vista inferior

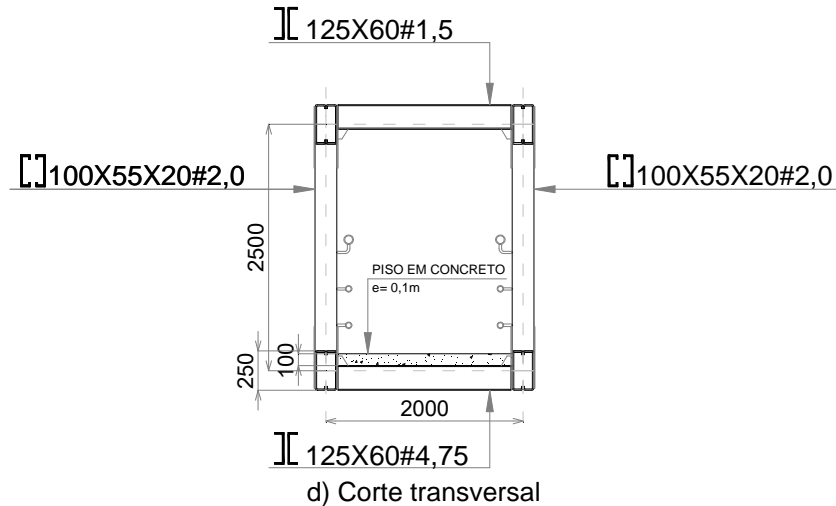


Figura 51 – Modelo estrutural II. Dimensões em mm.

6.3 Modelo estrutural III (ME-III)

O modelo estrutural III investigado é constituído por perfis de aço formados a frio e uma laje de concreto armado. A estrutura biapoiada da passarela de pedestres apresenta sua estrutura metálica formada através de ligações soldadas, constituída por duas treliças metálicas com comprimento de 27,2 m, altura de 1,4 m e interligadas por meio de transversinas horizontais pelos banzos inferiores das treliças. O piso em laje de concreto com espessura de 0,1 m e largura de 2,0 m se apoia sobre as transversinas. Através de conectores metálicos dispostos nas transversinas, têm-se um sistema de estrutura mista (aço e concreto) com interação completa entre o piso em concreto armado e a estrutura metálica. A passarela é ilustrada na Figura 52.

A estrutura metálica da passarela é formada por perfis de aço formados a frio USIC SAC 300, resistência ao escoamento do aço (f_y) de 300 MPa, módulo de elasticidade (E) igual a 205 GPa, massa específica (ρ_a) de 7850 kg/m³ e coeficiente de Poisson do aço estrutural (ν_a) igual a 0,3 NBR 14762 [103]. A laje de concreto armado apresenta uma espessura de 10 cm, uma resistência à compressão (f_{ck}) especificada de 20 MPa, módulo de elasticidade secante (E_{cs}) de 21 GPa, massa específica (ρ_c) de 2500 Kg/m³, coeficiente de Poisson para o concreto (ν_c) igual a 0,2 NBR 6118 [2]. O sistema estrutural representado atende ao estado limite último

(ELU) e ao estado limite de serviço (ELS) – deformação excessiva, segundo a NBR 14762 [103].

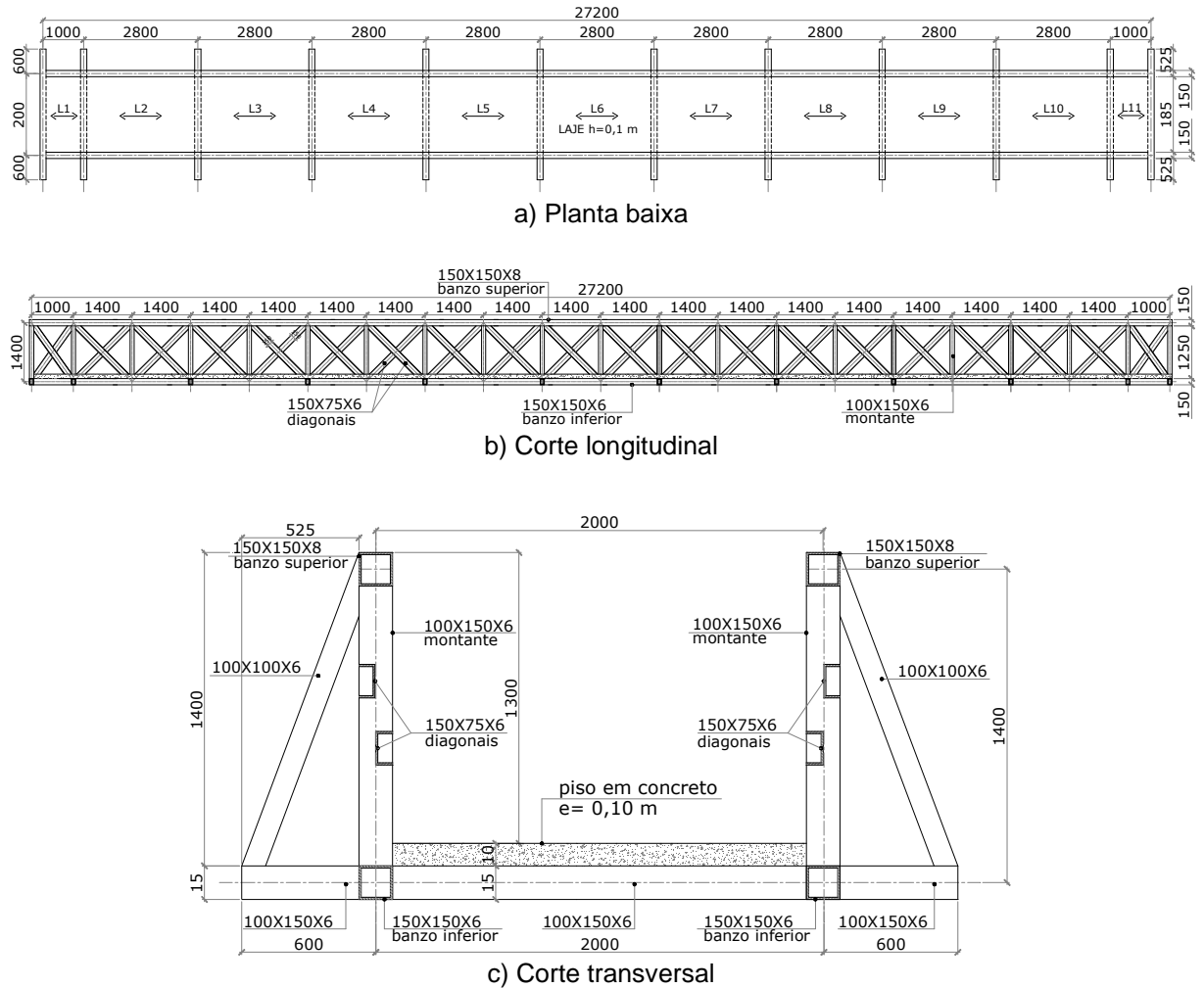


Figura 52 – Modelo estrutural III. Dimensões em mm.

7 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL DAS PASSARELAS INVESTIGADAS

7.1 Modelagem numérico-computacional

Com a caracterização dos projetos estruturais das passarelas a serem analisadas neste trabalho, neste capítulo será comentado o processo de modelagem numérico-computacional realizado. Com o objetivo de se realizar as análises dinâmicas dos modelos estruturais foram aplicadas técnicas usuais de discretização, por meio do método de elementos finitos com o uso do programa ANSYS [104]. Com isso, foram desenvolvidos modelos numérico-computacionais tridimensionais representativos por simulação computacional do comportamento das estruturas investigadas. No processo de modelagem das estruturas na representação das vigas, elementos de treliças (banzos, montantes, diagonais e transversinas) foi utilizado para a simulação o elemento finito BEAM44. Já para a simulação da laje de concreto armado foi utilizado o elemento finito de casca SHELL63. Na sequência da investigação, no intuito de propor um controle de vibrações das estruturas com a implementação de um ADS, sua simulação ocorreu com o uso combinado dos elementos finitos COMBIN14 e MASS21.

Na representação das estruturas nos modelos computacionais considerou-se a hipótese de Bernoulli em que diante de um carregamento as seções transversais dos elementos finitos permanecem planas em sua deformada.

Considera-se que os materiais aço e concreto, utilizados nas estruturas investigadas, trabalham no regime linear-elástico e são dotados de isotropia.

As condições de contorno dos modelos em elementos finitos foram tomadas nos extremos dos banzos inferiores, como apoiados, não havendo restrição aos graus de liberdade referentes à rotação.

Na modelagem das estruturas foram utilizadas ligações rígidas, entre os elementos de aço e concreto, do tipo “off set”, garantido a compatibilidade de deformações entre os nós da malha em elementos finitos dos elementos de casca e os elementos de vigas tridimensionais, o que confere a simulação do comportamento de um sistema estrutural misto, na interação entre os elementos de aço e a laje de concreto armado.

A malha de elementos finitos adotada na discretização dos modelos numérico-computacionais apresenta o tamanho de 0,25m para todos os elementos e modelos, conferindo um grau de refinamento apropriado e contribuindo em uma adequada reprodução do comportamento estrutural na simulação.

O elemento finito tridimensional BEAM44 possui a capacidade de absorver esforços normais, transversais, além de levar em conta, os efeitos de flexão e torção. O BEAM44 apresenta 6 graus de liberdade por cada nó nas três direções x, y e z, tanto para as translações, como também, para as rotações, com a orientação do elemento partindo do nó I para o nó J, conforme representado na Figura 53. O Elemento permite ainda, através da definição do usuário, o uso de uma seção transversal de qualquer geometria. Outra importante característica do elemento BEAM44 é a de aceitar o uso de distintas geometrias em cada extremidade e com isso um distanciamento dos nós com relação ao eixo do centroide da viga representada, o que confere mais realismo na simulação por permitir a consideração da excentricidade entre a laje e viga.

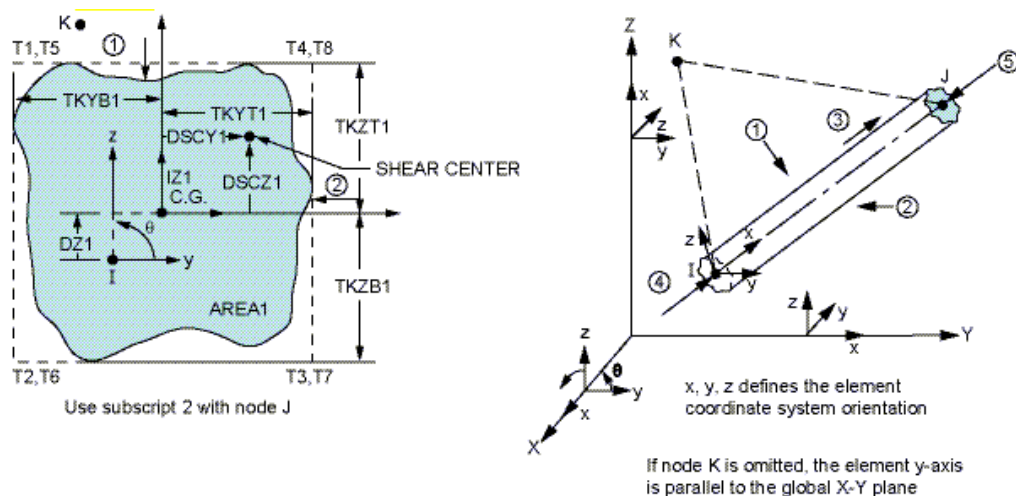


Figura 53 – Elemento finito BEAM44 [104].

As lajes dos pisos das passarelas foram modeladas através do elemento finito tridimensional SHELL63 por levar em conta os efeitos de flexão, permite carregamentos no seu plano e também normal a ele, além de ser adequado para a simulação de membrana. O elemento SHELL63 apresenta seis graus de liberdade em cada nó nas três direções x, y e z tanto para as translações, como também, para as rotações, conforme visto na Figura 54. O elemento tem sua definição através de quatro nós, além de possibilitar o uso de propriedades ortotrópicas dos materiais.

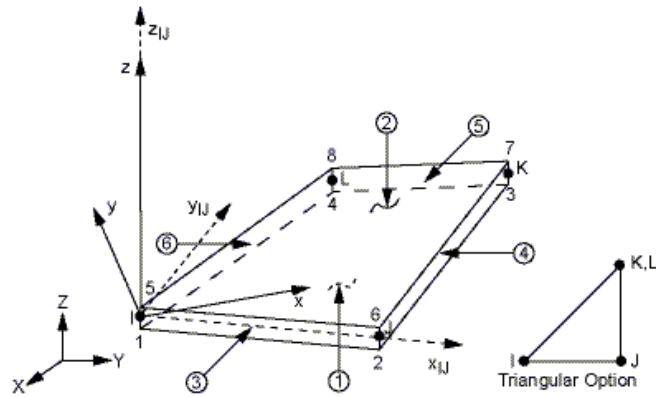


Figura 54 – Elemento finito SHELL63 [104].

O elemento finito uniaxial COMBIN14 simula a combinação de rigidez e amortecimento, com propriedades longitudinais ou torcionais podendo ser aplicado em 1D, 2D ou 3D. O elemento atua à tração ou compressão com até três graus de liberdade de translação por nó, quando atuando longitudinalmente não é considerada nenhuma flexão ou torção. Na atribuição da propriedade de torção, o elemento atua exclusivamente à torção em até três graus de liberdade rotacionais em cada nó, nesta opção carregamentos axiais ou de flexão não são considerados. Para este trabalho de pesquisa restringiu-se o elemento a atuar apenas longitudinalmente. A Figura 55 ilustra o elemento finito COMBIN14.

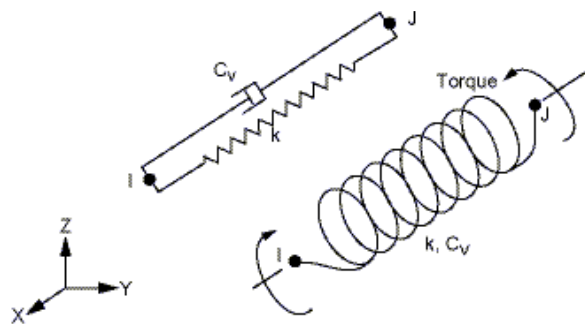


Figura 55 – Elemento finito COMBIN14 [104].

O elemento finito MASS21 é dotado de uma massa pontual, que com suas características é adequado para simular massa e inércia na translação e rotação. O elemento apresenta a possibilidade de ter até três graus de liberdade para a translação e três para a rotação. Podem ser definidos valores de massa e inércia rotacional a cada direção das coordenadas. Nesta investigação não foi considerado a inércia de rotação. Na Figura 56 segue ilustrado o elemento MASS21.

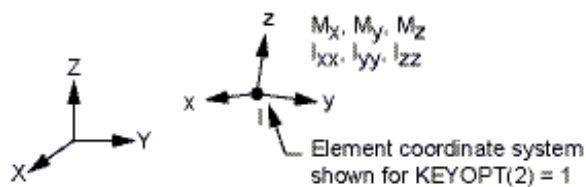


Figura 56 – Elemento finito MASS21 [104].

O uso combinado dos elementos finitos COMBIN14 e MASS21 do programa ANSYS [104] possibilita a simulação de um atenuador dinâmico sintonizado (ADS). Esta simulação teve uso nos trabalhos elaborados por Gaspar [100] e Gomes [105].

A técnica de modelagem computacional foi realizada para os modelos estruturais (ME-I), (ME-II) e (ME-III) apresentados no capítulo 6 e os modelos computacionais em elementos finitos obtidos são ilustrados nas Figuras 57, 58 e 59.

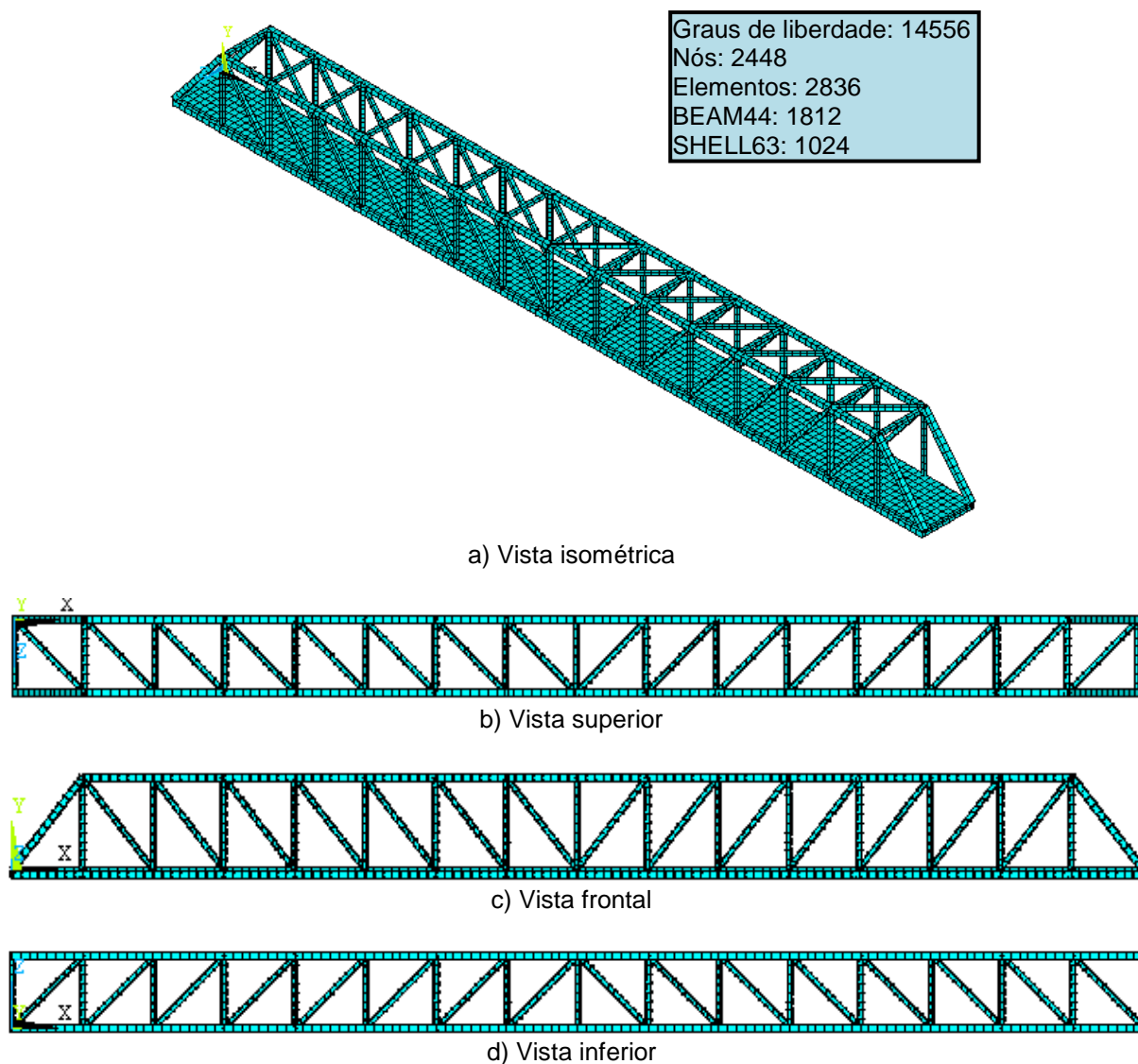
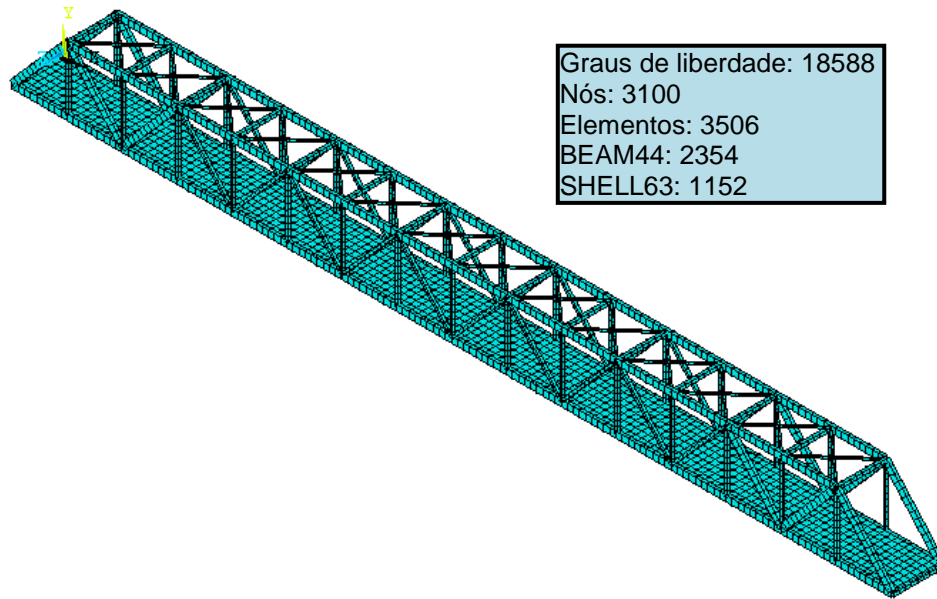
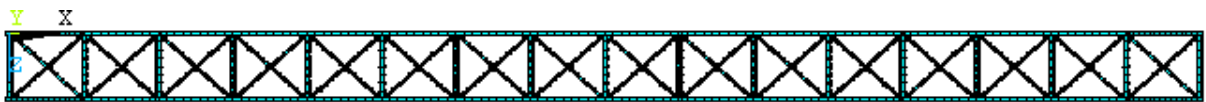


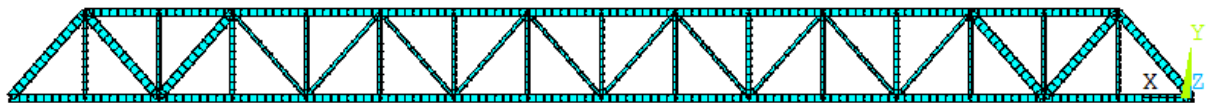
Figura 57 – Modelo computacional em elementos finitos - passarela (ME-I) [104].



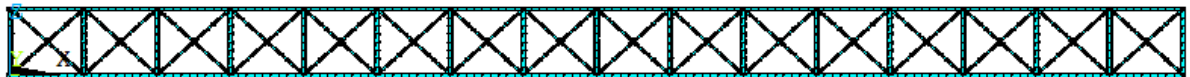
a) Vista isométrica



b) Vista superior



c) Vista frontal



d) Vista inferior

Figura 58 – Modelo computacional em elementos finitos - passarela (ME-II) [104].

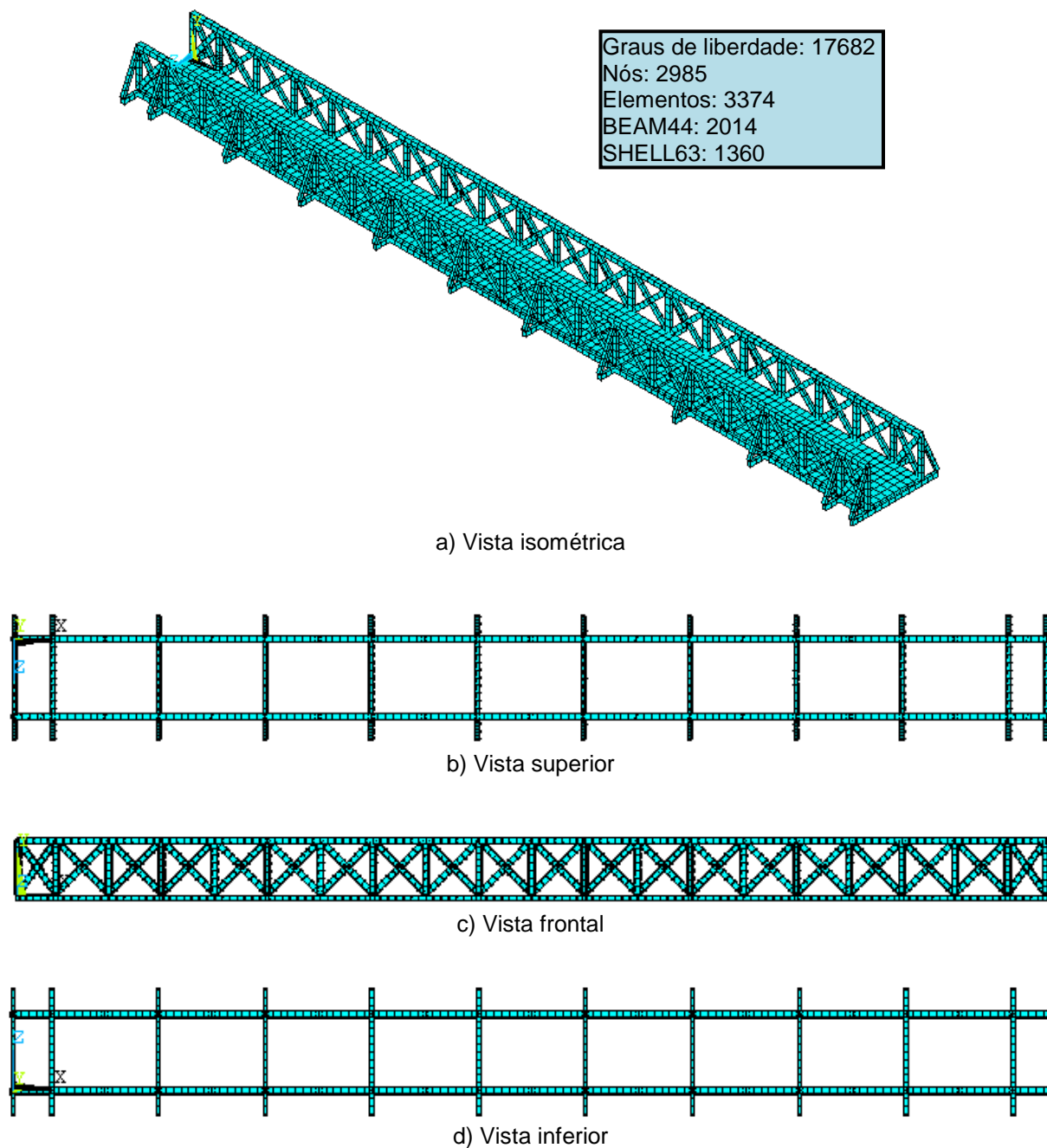


Figura 59 – Modelo computacional em elementos finitos - passarela (ME-III) [104].

7.2 Modelagem do amortecimento estrutural

Segundo Bachmann et al. [56] na situação de uma estrutura em vibração, o amortecimento está relacionado com a dissipação da energia mecânica, por meio da conversão em energia térmica. A representação do amortecimento de um sistema estrutural torna-se mais conveniente através de taxa de amortecimento modal, na

comparação ao uso de matriz de amortecimento, dada a sua complexidade de determinação e avaliação física. A taxa de amortecimento modal é obtida experimentalmente ou com estimativa em apropriada precisão, conforme Clough e Penzien [106].

Através da superposição modal, recurso utilizado para inúmeros casos na determinação da resposta dinâmica de uma estrutura, faz-se necessário a obtenção de maneira clara e objetiva da matriz de amortecimento. Esta situação se enquadra neste trabalho por meio da análise dinâmica transiente com o uso do método de integração numérica de Newmark.

Levando em conta que as estruturas da engenharia civil geralmente são estruturas que apresentam reduzido amortecimento estrutural e desenvolvem baixos níveis de tensões submetidas às ações de serviço, em ambas as considerações a hipótese de distribuição de amortecimento ao longo da estrutura sendo definida por uma matriz de amortecimento C (amortecimento de Rayleigh) proporcional às matrizes de massa e rigidez, HIVOSS [18]. A maneira mais simples de expressar uma matriz de amortecimento proporcional é torná-la proporcional tanto à matriz de massa e a matriz de rigidez, pelo fato dos modos de vibração não amortecidos, serem ortogonais em relação a cada uma delas, Clough e Penzien [106] e Chopra [107]. Assim, a matriz de amortecimento é expressa pela equação (43) abaixo:

$$C = \alpha M + \gamma K \quad (43)$$

Onde:

C : matriz de amortecimento;

α : parâmetro que considera a contribuição da matriz de massa;

γ : parâmetro que considera a contribuição da matriz de rigidez;

M : matriz de massa;

K : matriz de rigidez.

Por meio da equação (43) torna-se possível um desacoplamento das equações de equilíbrio dinâmico e uso da análise por meio da sobreposição modal na análise dos efeitos dinâmicos induzidos por pedestres HIVOSS [18].

A taxa de amortecimento modal, que representa a fração do amortecimento para um i -ésimo modo em relação ao amortecimento crítico, é função da massa

modal e da frequência circular, conforme equação (44).

$$\xi_i = \frac{C_i}{2.m_i.\omega_i} \quad (44)$$

Onde:

ξ_i : taxa de amortecimento modal para um i-ésimo modo de vibração;

C_i : amortecimento para um i-ésimo modo de vibração;

m_i : massa modal;

ω_i : frequência natural angular, em rad/s.

Relacionando os parâmetros α e γ com a equação (44), obtêm-se a equação (45) abaixo:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2.\omega_i} + \frac{\gamma.\omega_i}{2} \quad (45)$$

Ao se isolar os parâmetros α e γ na equação (45) para as duas primeiras frequências naturais do sistema (ou os mais relevantes), têm-se as equações (46) e (47) abaixo:

$$\alpha = 2.\xi_1.\omega_1 - \gamma.\omega_1^2 \quad (46)$$

$$\gamma = \frac{2.(\xi_2.\omega_2 - \xi_1.\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (47)$$

Assim, a partir de duas frequências naturais conhecidas e que são de grande importância para a resposta estrutural do sistema investigados, é possível determinar o valor dos parâmetros α e γ e a taxa de amortecimento.

Diversos pesquisadores, normas e guias recomendam valores de taxas de amortecimento para distintos tipos de materiais empregados nos sistemas estruturais. Neste trabalho de pesquisa foi adotado o valor a taxa de 1% ($\xi_1 = 1\%$) para o amortecimento estrutural, conforme recomendado pelo guia AISC [22].

8 ESTUDO DE CASOS

Este capítulo objetiva a análise dinâmica, no aspecto do conforto humano, dos modelos estruturais das passarelas descritas neste trabalho, na interação destas estruturas com ações de pedestres relacionadas ao caminhar. Na avaliação dinâmica dos modelos estruturais, foram tomados como referências recomendações e normas de projeto que foram abordados no capítulo 2, neste contexto busca-se identificar inicialmente a situação dinâmica de cada modelo estrutural na comparação com as referências consideradas. As análises estáticas, modal, harmônica, transiente e controle do nível de vibrações serão desenvolvidos de acordo com os modelos estruturais apresentados no capítulo 6 e os modelos numéricos computacionais em elementos finitos exibidos no capítulo 7. Com relação à proposta de controle de vibrações será exposta uma técnica de controle passivo com a utilização de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs) e que foram relatados no capítulo 5, que com a implementação nos modelos estruturais têm-se como finalidade a redução dos níveis de respostas dinâmicas, para níveis de vibrações que propicie um conforto maior aos usuários destas estruturas.

8.1 Análise estática

Para a análise estática foi tomado como referência a NBR 8800 [42], que em sua introdução menciona que a mesma define os princípios gerais que regem o projeto à temperatura ambiente das estruturas de aço e das estruturas mistas de aço e concreto de edificações, incluindo passarelas de pedestres e suportes de equipamentos.

A análise estática será desenvolvida no estado limite de serviço e as combinações da carga permanente e carga acidental, em consonância com as combinações de serviços de acordo com o prescrito pela NBR 8800 [42]. Para a carga acidental foi considerado o definido pela NBR 7188 [108], o qual na situação de passarelas define como carga móvel de pedestres uma carga uniformemente distribuída de intensidade igual a 5 kN/m^2 , não majorado pelo coeficiente de impacto.

Em seu anexo L, que trata de vibrações em pisos a NBR 8800 [42] propõe uma avaliação simplificada em pisos em que as pessoas caminham regularmente o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço não deve superar 20 mm.

8.1.1 Análise estática do modelo estrutural I (ME-I)

Para o modelo ME-I foi efetuado a avaliação proposta e foi obtido o deslocamento no centro da passarela biapoiada, conforme pode ser examinado na Figura 60.

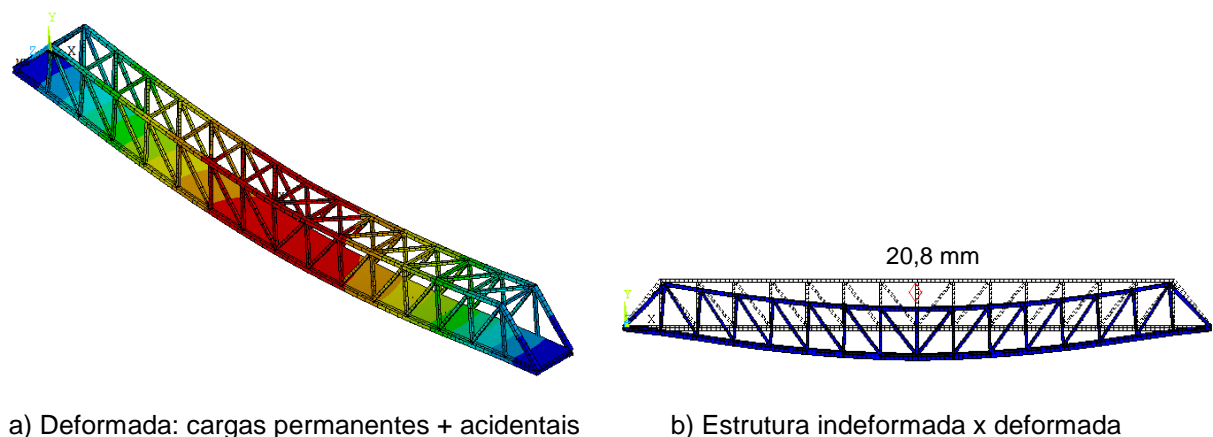


Figura 60 – Deslocamentos estáticos do modelo estrutural I (ME-I).

O Deslocamento central que se obteve no modelo ME-I de 20,8 mm é ligeiramente superior ao limite de 20 mm definido pela NBR 8800 [42] no intuito de se evitar níveis de vibrações que causem desconforto durante a ação de atividades humanas normais nas estruturas. Do confronto do resultado do deslocamento obtido pelo modelo ME-I com o definido pelo estado-limite de serviço da NBR 8800 [42], conclui-se que o modelo ME-I pode estar sensível a experimentar níveis de vibrações desconfortáveis, quando do uso da estrutura pela ação do caminhar de pedestres.

8.1.2 Análise estática do modelo estrutural II (ME-II)

Para o modelo ME-II foi realizada a avaliação recomendada pela NBR 8800 [42] e foi obtido o deslocamento no centro da passarela biapoiada, conforme pode ser observado na Figura 61.

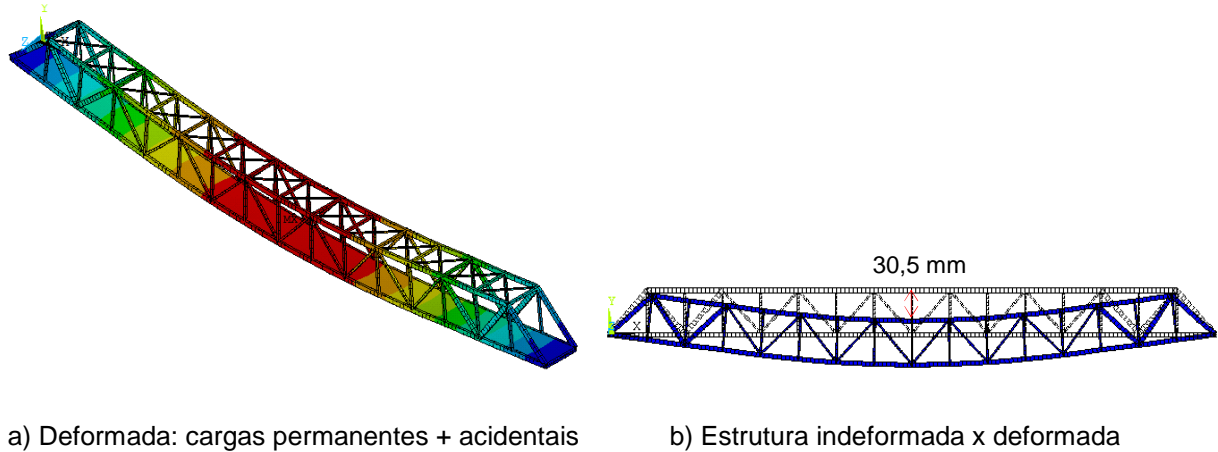


Figura 61 – Deslocamentos estáticos do modelo estrutural II (ME-II).

O Deslocamento que se obteve no centro da estrutura do modelo ME-II foi de 30,5 mm e se mostra superior ao limite de 20 mm determinado pela NBR 8800 [42], com a finalidade de se evitar níveis de vibrações que causem desconforto durante a ação de atividades humanas normais nas estruturas. Na comparação do resultado atingido com o definido pelo estado-limite de serviço da referida norma conclui-se que o modelo ME-II pode estar susceptível a sofrer níveis de vibrações desconfortáveis.

8.1.3 Análise estática do modelo estrutural III (ME-III)

No modelo ME-III foi desenvolvida a avaliação recomendada pela NBR 8800 [42] e foi obtido o deslocamento no centro da passarela biapoiada, conforme é ilustrado na Figura 62.

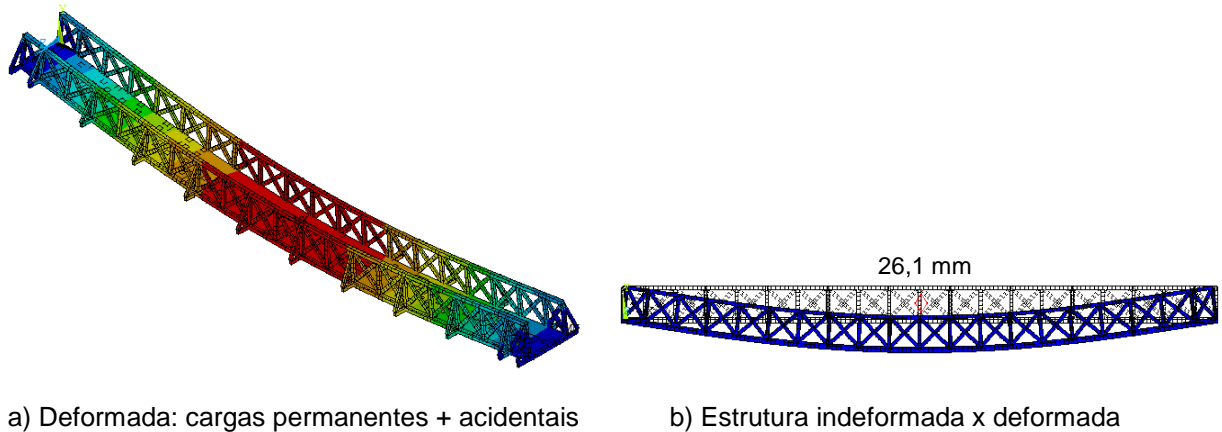


Figura 62 – Deslocamentos estáticos do modelo estrutural III (ME-III).

O Deslocamento obtido no centro da estrutura do modelo ME-III foi de 26,1 mm e se demonstra superior ao limite de 20 mm definido pela NBR 8800 (2008), que objetiva resguardar a estrutura de níveis de vibrações que causem desconforto durante a ação de atividades humanas normais, como o caminhar de pedestre. Na comparação do resultado do deslocamento alcançado no modelo ME III, com o definido pelo estado-limite de serviço da referida norma, conclui-se que o modelo ME-III apresenta a possibilidade de provar níveis de vibrações que causem desconforto aos seus usuários.

8.2 Análise modal

Para uma melhor compreensão comportamental das estruturas em análises sob uma ação dinâmica é de fundamental importância o entendimento de como ela atua na condição de livre vibração. Chopra [107] menciona que uma estrutura é considerada estar submetida em estado de vibração livre quando for perturbada a partir da sua posição de equilíbrio estático e, em seguida, deixada a vibrar, sem qualquer excitação dinâmica externa.

Neste enfoque procedeu-se com análises dos modelos estruturais das passarelas objetos de estudo deste trabalho buscando-se verificar se suas respectivas características como massa e rigidez conduziam a valores de frequências próximos ao intervalo de ressonância. Para isso foi realizado uma análise modal para o conhecimento de suas frequências (autovalores) e de seus

respectivos modos de vibração (autovetores) com o uso do programa computacional ANSYS [104] que na sequência será abordado para cada modelo estrutural.

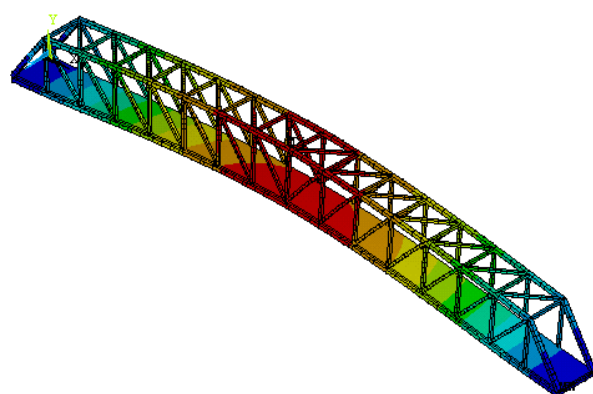
Considerando ser imprescindível o conhecimento das frequências naturais e seus associados modos de vibração da estrutura para o desenvolvimento de um estudo com enfoque no conforto humano e da análise da resposta dinâmica da estrutura quando solicitada por um carregamento, como o caminhar humano, foi apresentado no capítulo 2, na Tabela 31, uma relação de intervalos de frequências críticas recomendadas por diversas normas.

8.2.1 Análise modal do modelo estrutural I (ME-I)

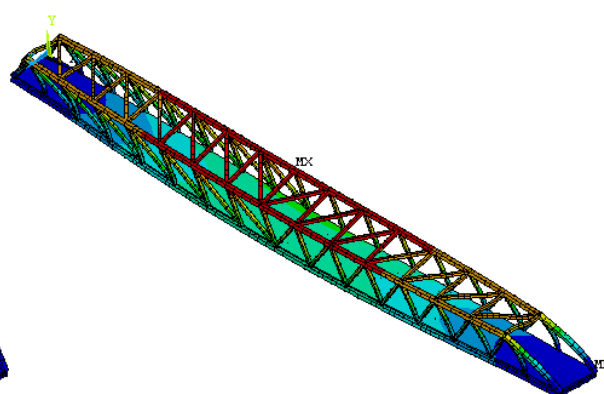
Com a análise modal realizada para modelo ME-I as frequências naturais e seus respectivos modos de vibrações são mostrados, respectivamente, na Tabela 40 e Figura 62 abaixo.

Tabela 40 – Frequências naturais do modelo ME-I.

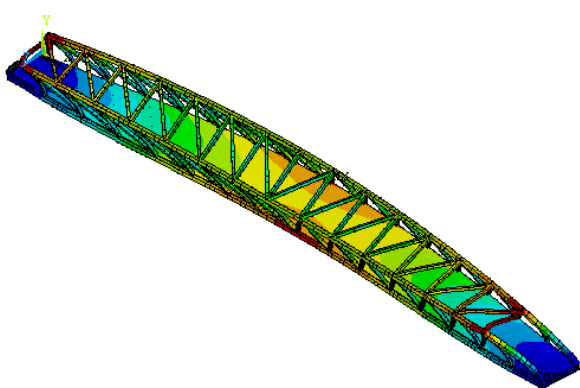
Frequências Naturais (Hz)	Modelo Estrutural I (ME-I)
f_{01}	4,83
f_{02}	6,13
f_{03}	8,33
f_{04}	12,28
f_{05}	13,40
f_{06}	18,80



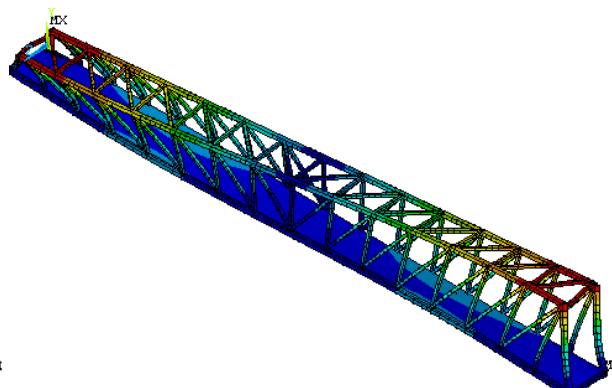
a) Modo de vibração associado à primeira frequência natural ($f_{01}= 4,83$ Hz).



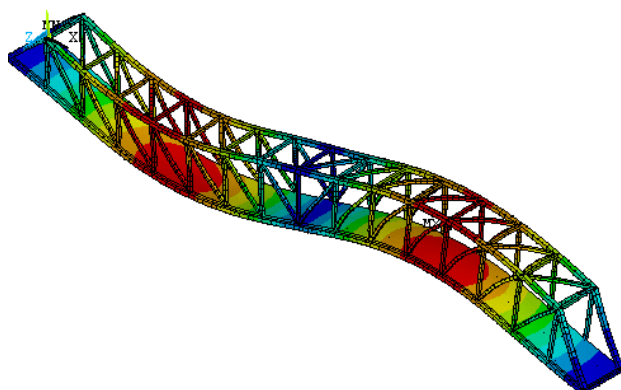
b) Modo de vibração associado à segunda frequência natural ($f_{02}= 6,13$ Hz).



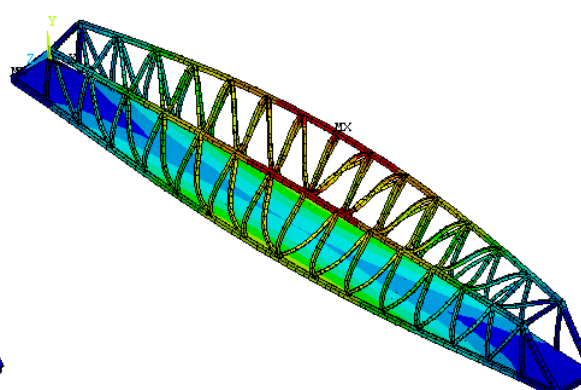
c) Modo de vibração associado à terceira frequência natural ($f_{03}= 8,33$ Hz).



d) Modo de vibração associado à quarta frequência natural ($f_{04}= 12,28$ Hz).



e) Modo de vibração associado à quinta frequência natural ($f_{05}= 13,40$ Hz).



f) Modo de vibração associado à sexta frequência natural ($f_{06}= 18,80$ Hz).

Figura 63 – Modos de vibração do modelo ME-I.

Com relação aos modos de vibração apresentados na Figura 63 observa-se que o primeiro e quinto modos correspondem à flexão vertical em torno do eixo X, o segundo e terceiro modos estão associados a modos laterais com relação do eixo Z, já o quarto e sexto modos de vibração se referem a modos de torção em torno do eixo longitudinal X.

Na comparação da frequência natural relacionado ao primeiro modo vertical de vibração igual a 4,83 Hz, com os valores limites recomendado pelas normas presentes Tabela 31, percebe-se que a frequência natural de 4,83 Hz enquadra-se no intervalo de frequência crítica dos limites propostos por várias normas. Nesta situação conclui-se haver a possibilidade da estrutura alcançar um quadro de desconforto humano ao ser excitado pelo segundo harmônico de um carregamento dinâmico proveniente do caminhar de pedestres, quadro esse relacionado a níveis de vibrações excessivas na passarela.

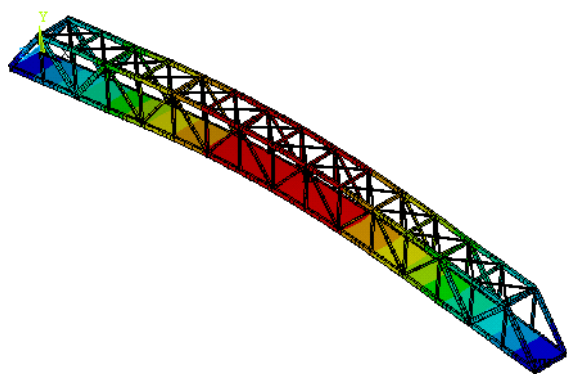
Com relação aos valores limites de frequências críticas para modos na direção horizontal conforme pode ser notado na Figura 63 o segundo e terceiro modos de vibrações laterais transversais de frequências naturais iguais a 6,13 Hz e 8,33 Hz, respectivamente, estão acima dos limites propostas por normas na Tabela 31, abaixo dos quais são frequências críticas para os modos da direção horizontal. Portanto, não havendo riscos de ressonância para estes modos horizontais.

8.2.2 Análise modal do modelo estrutural II (ME-II)

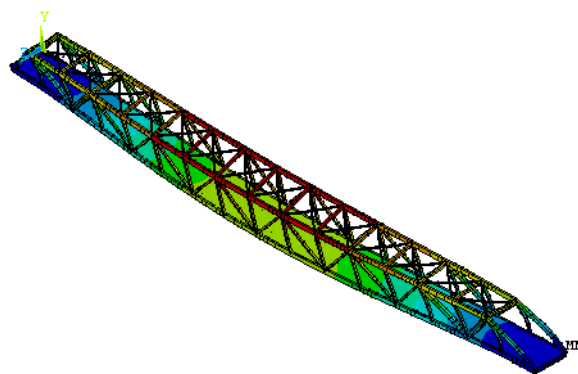
Com a análise modal realizada para modelo ME-II as frequências naturais e seus respectivos modos de vibrações são mostrados, respectivamente, na Tabela 41 e Figura 64 abaixo.

Tabela 41 – Frequências naturais do modelo ME-II.

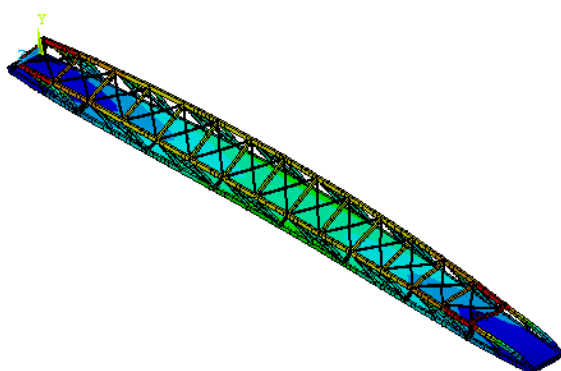
Frequências Naturais (Hz)	Modelo Estrutural II (ME-II)
f_{01}	4,04
f_{02}	5,52
f_{03}	7,49
f_{04}	10,94
f_{05}	11,97
f_{06}	12,18



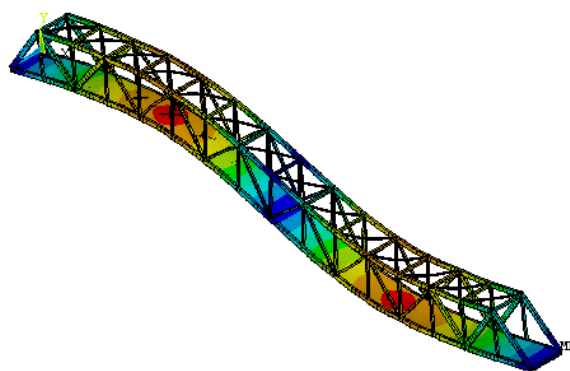
a) Modo de vibração associado à primeira frequência natural ($f_{01} = 4,04$ Hz).



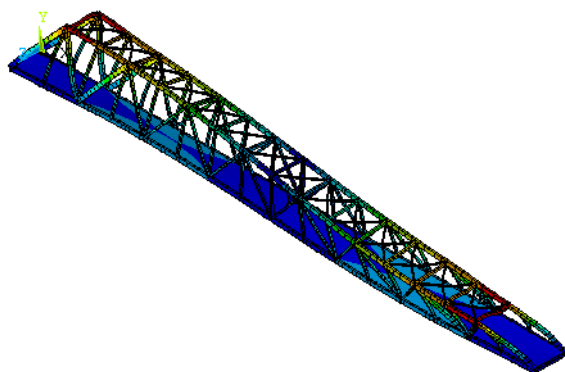
b) Modo de vibração associado à segunda frequência natural ($f_{02} = 5,52$ Hz).



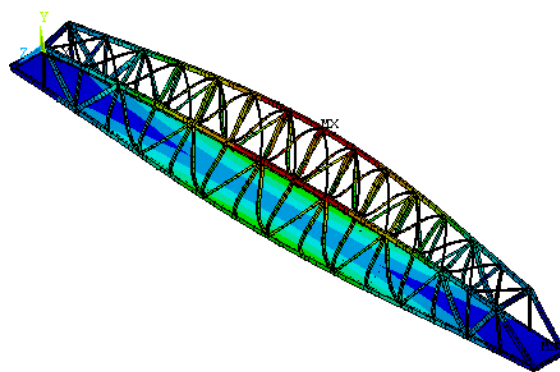
c) Modo de vibração associado à terceira frequência natural ($f_{03} = 7,49$ Hz).



d) Modo de vibração associado à quarta frequência natural ($f_{04} = 10,94$ Hz).



e) Modo de vibração associado à quinta frequência natural ($f_{05} = 11,97$ Hz).



f) Modo de vibração associado à sexta frequência natural ($f_{06} = 12,18$ Hz).

Figura 64 – Modos de vibração do modelo ME-II.

Com relação aos modos de vibração apresentados na Figura 64 observa-se que o primeiro e quarto modos correspondem à flexão vertical em torno do eixo X, o segundo e terceiro modos estão associados a modos laterais com relação do eixo Z, já o quinto e sexto modos de vibração se referem a modos de torção em torno do eixo longitudinal X.

Na comparação da frequência natural relacionada ao primeiro modo vertical de vibração igual a 4,04 Hz, com os valores limites recomendado pelas normas presentes Tabela 31, percebe-se que a frequência natural de 4,04 Hz enquadra-se no intervalo de frequência crítica dos limites propostos por várias normas. Nesta situação conclui-se haver a possibilidade da estrutura alcançar um quadro de desconforto humano ao ser excitado pelo segundo harmônico de um carregamento dinâmico proveniente do caminhar de pedestres, quadro esse relacionado a níveis de vibrações excessivas na passarela.

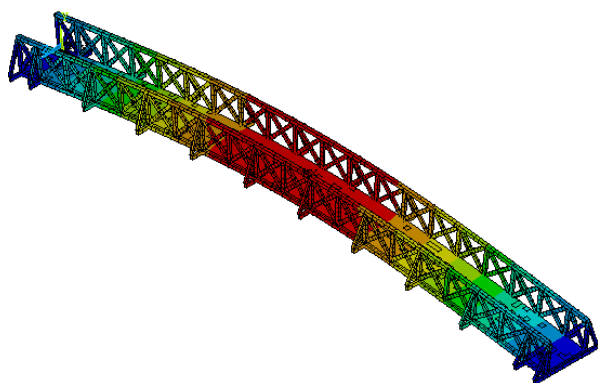
Com relação aos valores limites de frequências críticas para modos na direção horizontal conforme pode ser notado na Figura 63 o segundo e terceiro modos de vibrações laterais transversais de frequências naturais iguais a 5,52 Hz e 7,49 Hz, respectivamente, estão acima dos limites propostos por normas na Tabela 31, abaixo dos quais são frequências críticas para os modos da direção horizontal. Portanto, não havendo riscos de ressonância para estes modos horizontais.

8.2.3 Análise modal do modelo estrutural (ME-III)

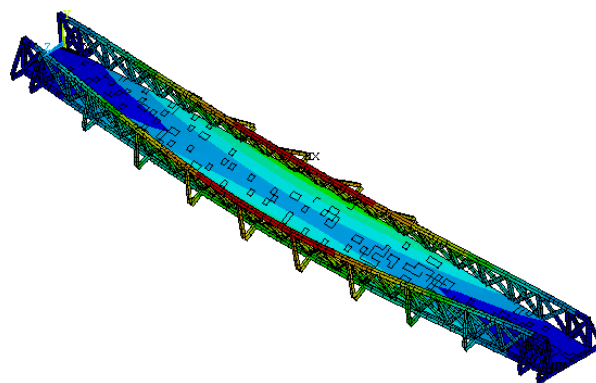
Com a análise modal realizada para modelo ME-III as frequências naturais e seus respectivos modos de vibrações são mostrados, respectivamente, na Tabela 42 e Figura 65 abaixo.

Tabela 42 – Frequências naturais do modelo ME-III.

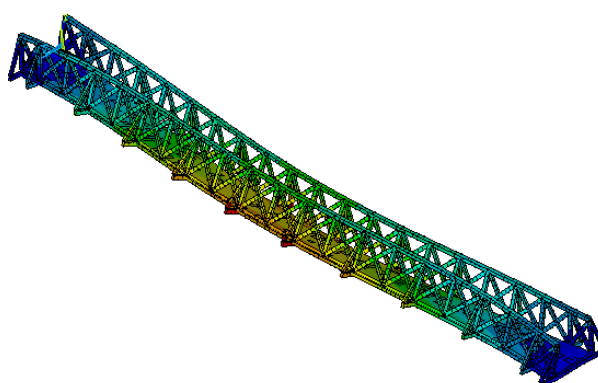
Frequências Naturais (Hz)	Modelo Estrutural III (ME-III)
f_{01}	4,29
f_{02}	5,31
f_{03}	10,23
f_{04}	14,03
f_{05}	14,73
f_{06}	23,38



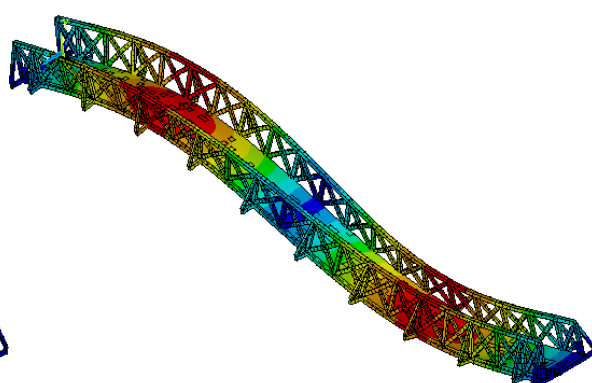
a) Modo de vibração associado à primeira frequência natural ($f_{01}= 4,30$ Hz).



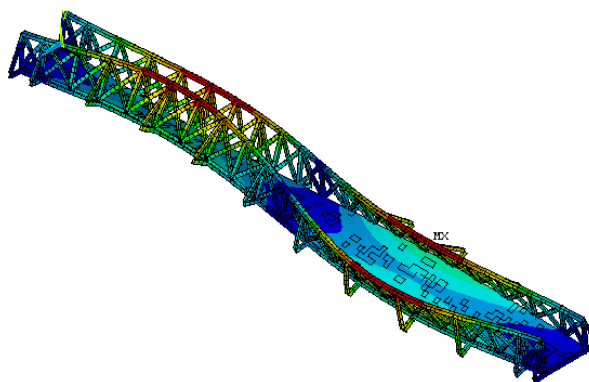
b) Modo de vibração associado à segunda frequência natural ($f_{02}= 5,31$ Hz).



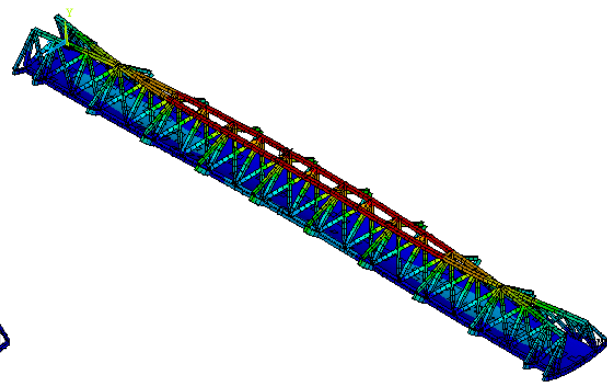
c) Modo de vibração associado à terceira frequência natural ($f_{03}= 10,23$ Hz).



d) Modo de vibração associado à quarta frequência natural ($f_{04}= 14,03$ Hz).



e) Modo de vibração associado à quinta frequência natural ($f_{05}= 14,72$ Hz).



f) Modo de vibração associado à sexta frequência natural ($f_{06}= 23,28$ Hz).

Figura 65 – Modos de vibração do modelo ME-III.

Com relação aos modos de vibração apresentados na Figura 65 observa-se que o primeiro e quarto modos correspondem à flexão vertical em torno do eixo X, o segundo, terceiro e sexto modos estão associados a modos laterais com relação do eixo Z, já o quinto modo de vibração se refere ao modo de torção em torno do eixo longitudinal X.

Na comparação da frequência natural relacionado ao primeiro modo vertical de vibração igual a 4,30 Hz, com os valores limites recomendado pelas normas presentes Tabela 31, percebe-se que a frequência natural de 4,30 Hz enquadra-se no intervalo de frequência crítica dos limites propostos por várias normas. Nesta situação conclui-se haver a possibilidade da estrutura alcançar um quadro de desconforto humano ao ser excitado pelo segundo harmônico de um carregamento dinâmico proveniente do caminhar de pedestres, quadro esse relacionado a níveis de vibrações excessivas na passarela.

Com relação aos valores limites de frequências críticas para modos na direção horizontal conforme pode ser notado na Figura 65 o segundo, terceiro e sexto modos de vibrações laterais transversais de frequências naturais iguais a 5,31 Hz, 10,23 Hz e 23,28 Hz, respectivamente, estão acima dos limites propostos por normas na Tabela 31, abaixo dos quais são frequências críticas para os modos da direção horizontal. Portanto, não havendo riscos de ressonância para estes modos horizontais.

8.3 Análise harmônica

A análise harmônica foi realizada nos três modelos estruturais estudos de caso deste trabalho de pesquisa, com isso, buscou-se reconhecer os modos de vibração com maior contribuição no que se referem à resposta dinâmica da estrutura da passarela, em outras palavras, quais os modos transferem mais energia no sistema estrutural quando sujeito a uma solicitação dinâmica de natureza harmônica. Por meio dos resultados da resposta dinâmica dos modelos estruturais em termos de espectro de frequência dos deslocamentos nodais é obtido o fator de amplificação dinâmica (FAD), através do quociente entre o deslocamento dinâmico e o deslocamento estático. Nas Figuras 66, 67 e 68 são apresentados os gráficos do FAD em função do parâmetro de frequência, β , representativo do quociente entre a frequência de excitação, ω , e a frequência fundamental, ω_0 , das estruturas analisadas.

8.3.1 Análise harmônica do modelo estrutural I (ME-I)

No modelo ME-I foi aplicado uma carga de 800 N, equivalente ao peso de um pedestre, no centro do piso da passarela, com uma frequência de excitação com faixa de variação de 0 à 30 Hz e amortecimento estrutural igual a 1%, conforme recomendado por AISC [22].

Na Figura 66 é ilustrado o resultado da aplicação de um carregamento harmônico senoidal no modelo ME-I, onde se nota que o modo de vibração dominante é o seu modo fundamental ($f_{01}=4,83$ Hz), em função dessa constatação a maior atenção deve ser dada a este modo na sua contribuição de níveis excessivos de vibrações e pela sua frequência poder ser alcançada pelo segundo harmônico de cargas de excitação, no caso deste estudo, pelo caminhar de pedestres.

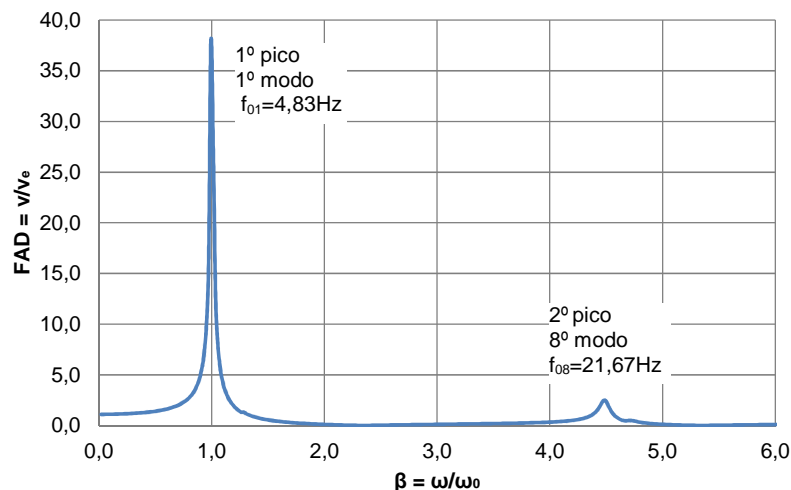


Figura 66 – Fator de amplificação dinâmica, FAD, em função do parâmetro de frequência, β , para o modelo ME-I.

8.3.2 Análise harmônica do modelo estrutural II (ME-II)

No modelo ME-II foi aplicado uma carga de 800 N, equivalente ao peso de um pedestre, no centro do piso da passarela, com uma frequência de excitação com faixa de variação de 0 à 30 Hz e amortecimento estrutural igual a 1%, conforme recomendado por AISC [22].

Na Figura 67 é ilustrado o resultado da aplicação de um carregamento harmônico senoidal no modelo ME-II, onde se nota que o modo de vibração dominante é o seu modo fundamental ($f_{01}=4,04$ Hz), em função dessa constatação a maior atenção deve ser dada a este modo na sua contribuição de níveis excessivos de vibrações e pela sua frequência poder ser alcançada pelo segundo harmônico de cargas de excitação, no caso deste estudo, pelo caminhar de pedestres.

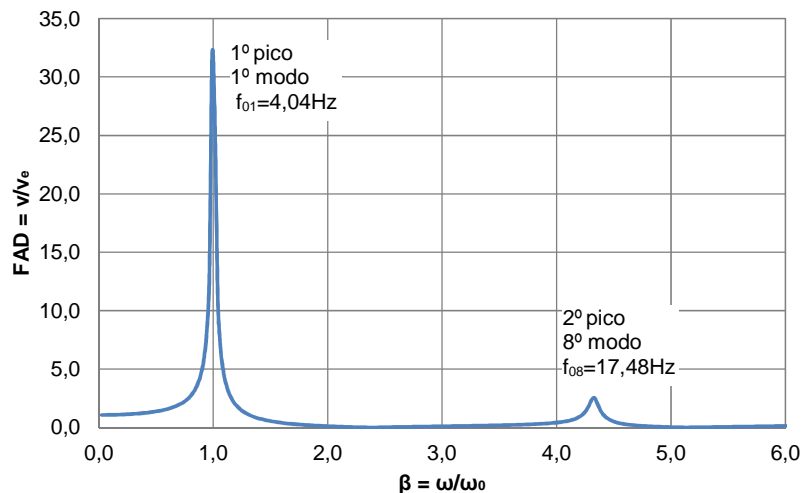


Figura 67 – Fator de amplificação dinâmica, FAD, em função do parâmetro de frequência, β , para o modelo ME-II.

8.3.3 Análise harmônica do modelo estrutural III (ME-III)

No modelo ME-III foi aplicado uma carga de 800 N, equivalente ao peso de um pedestre, no centro do piso da passarela, com uma frequência de excitação com faixa de variação de 0 à 30 Hz e amortecimento estrutural igual a 1%, conforme recomendado por AISC [22].

Na Figura 68 é ilustrado o resultado da aplicação de um carregamento harmônico senoidal no modelo ME-III, onde se nota que o modo de vibração dominante é o seu modo fundamental ($f_{01}=4,29$ Hz), em função dessa constatação a maior atenção deve ser dada a este modo na sua contribuição de níveis excessivos de vibrações e pela sua frequência poder ser alcançada pelo segundo harmônico de cargas de excitação, no caso deste estudo, pelo caminhar de pedestres.

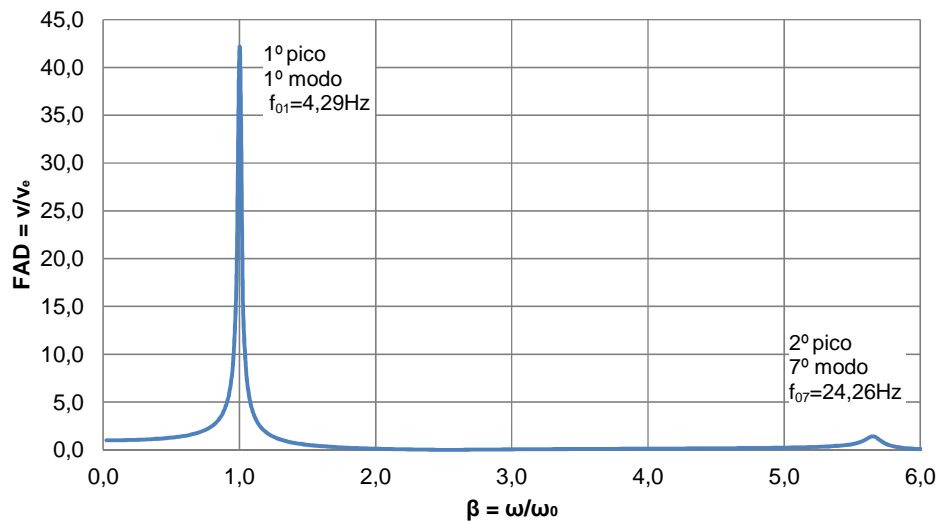


Figura 68 – Fator de amplificação dinâmica, FAD, em função do parâmetro de frequência, β , para o modelo ME-III.

Nos resultados das análises harmônicas desenvolvidas nos três modelos estruturais e representados graficamente nas Figuras 66, 67 e 68 a máxima amplificação da resposta dinâmica ocorreu na ocasião de igualdade entre a frequência de excitação, ω , e a frequência fundamental da estrutura, ω_0 , ou seja, quando $\beta = 1$, caracterizando o fenômeno da ressonância.

8.4 Análise transiente

Na avaliação do desempenho dinâmico dos modelos estruturais das passarelas em estudo, no que se refere ao desconforto ocasionado pela ação dinâmica do caminhar humano sobre as passarelas, realizou-se uma análise transiente nos modelos estruturais objetivando verificar os níveis de vibrações em termos de deslocamentos e acelerações, como respostas dinâmicas dos modelos estruturais. Com os resultados das respostas dinâmicas uma comparação será efetuada com os limites propostos por normas e guias de projetos em termos de acelerações limites para a garantia de um desempenho dinâmico estrutural que propicie conforto aos usuários das estruturas.

Para a realização da análise transiente (vibração forçada) nos modelos estruturais, foi considerado para cada modelo estrutural um carregamento dinâmico

cuja frequência de passo coincidissem com a frequência natural do modo de vibração considerado, ou seja, um estado de ressonância foi concebido para a análise. Além disso, as funções representativas do caminhar dos três modelos de carregamentos dinâmicos propostos no capítulo 3 foram aplicados nos modelos estruturais.

8.4.1 Análise transiente do modelo estrutural I (ME-I)

No objetivo de simular um estado de ressonância na estrutura levou-se em conta a frequência natural do primeiro modo de vibração ($f_{01}=4,83$ Hz), adotou-se um carregamento dinâmico com frequência de passo (f_p) igual a 2,4 Hz equivalente a uma caminhada em ritmo rápido, onde por meio do segundo harmônico o estado de ressonância foi alcançado. A Figura 69 exibe a travessia de um pedestre no centro da laje da passarela em caminhada rápida, carregamento este que foi empregado no modelo ME-I pelo tempo de 13 s.

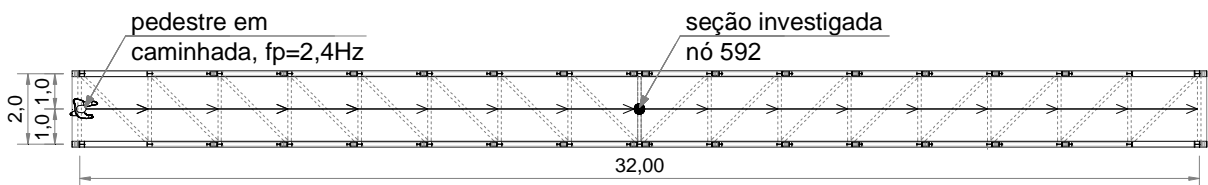
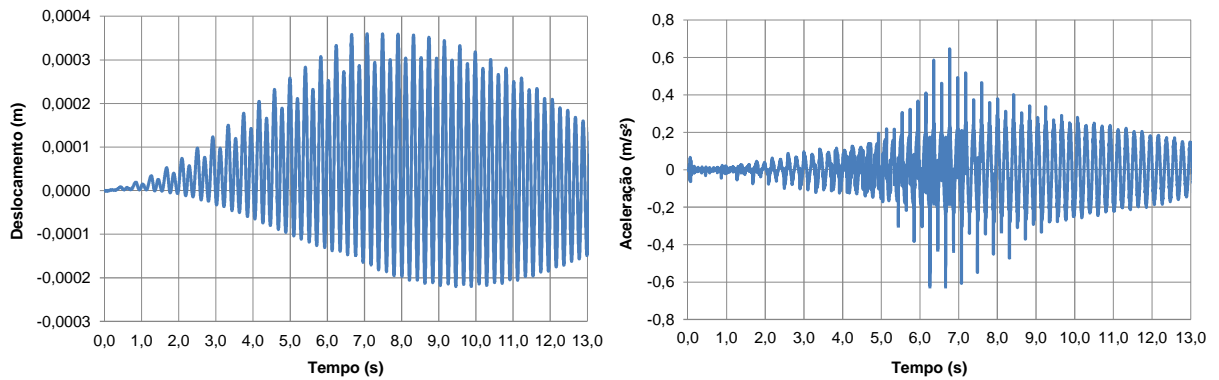


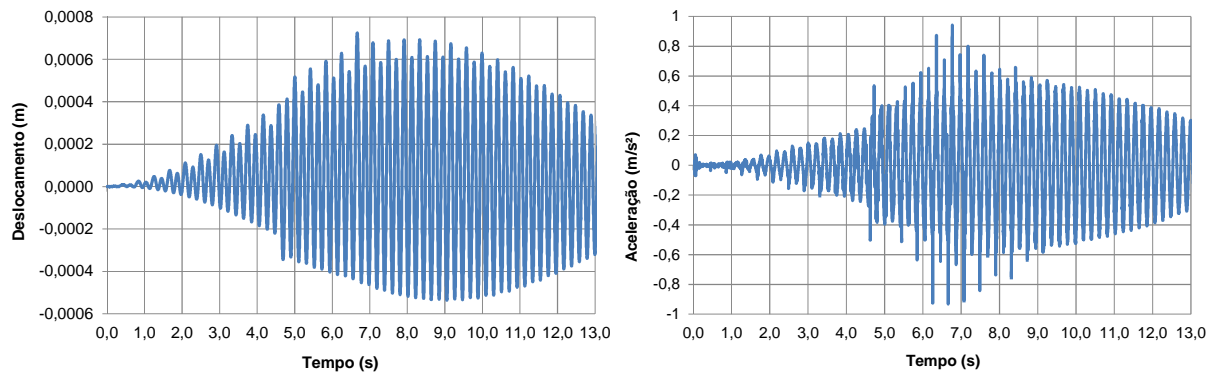
Figura 69 – Pedestre em caminhada rápida, frequência de 2,4 Hz no modelo ME-I. Dimensões em m.

A avaliação do desempenho da passarela no que se refere a vibrações excessivas segue a partir da aplicação do carregamento ilustrado na Figura 69 no modelo em elementos finitos da passarela, com a determinação dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo, com base em uma análise dinâmica transiente.

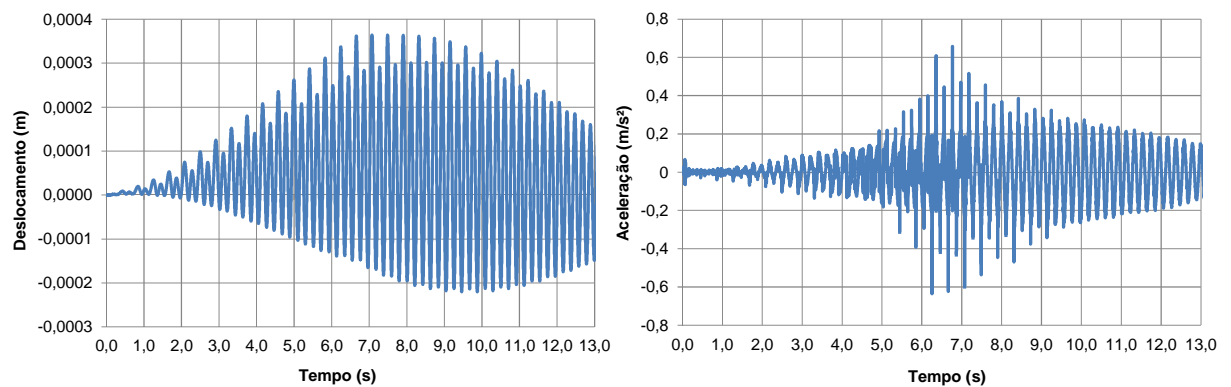
As respostas dinâmicas da estrutura em termos de deslocamentos e acelerações no domínio do tempo são exibidas na Figura 70. Os valores máximos de deslocamento e acelerações foram obtidos adotando-se um intervalo de tempo para a integração das equações de movimento, utilizando o algoritmo de Newmark, igual a 10^{-3} ($\Delta t = 0,001$ s). Na Tabela 43 são expostos os valores máximos das respostas, em termos de deslocamentos e acelerações, obtidas no centro do modelo em elementos finitos da passarela, para cada caso distinto de carregamento dinâmico.



a) Deslocamentos e acelerações, para o carregamento proposto por Bachmann e Ammann [1], na frequência de passo $f_p = 2,4$ Hz.



b) Deslocamentos e acelerações, para o carregamento proposto por AISC [22], na frequência de passo $f_p = 2,4$ Hz.



c) Deslocamentos e acelerações, para o carregamento proposto por CEB [43], na frequência de passo $f_p = 2,4$ Hz.

Figura 70 – Respostas dinâmicas no domínio do tempo do modelo ME-I.

Tabela 43 – Amplitude das respostas dinâmicas obtidas por meio da modelagem numérico-computacional para o modelo ME-I.

Modelos de carregamentos	Deslocamento máximo (mm)	Aceleração máxima (m/s ²)	Aceleração em <i>rms</i> (m/s ²)
Bachmann/1987	0,36	0,64	0,12
AISC/2003	0,72	0,94	0,27
CEB/1991	0,36	0,65	0,12
Acelerações limites: $a_{lim}=0,50$ m/s ² - Murray et al. [22] $a_{lim}=0,294$ m/s ² (<i>rms</i>) - ISO 10137 [50]			

Cabe ressaltar da observação dos resultados presentes na Figura 70 e na Tabela 43 que os valores obtidos para o modelo de carregamento proposto por AISC [22] resultaram em valores mais elevados em comparação aos demais modelos, em virtude do segundo coeficiente dinâmico (α_2) ser maior com relação aos demais modelos de carregamento, conforme pode ser confirmado no capítulo 3, nas Tabelas 37, 38 e 39.

Dos resultados apresentados na Tabela 43 observa-se que embora as respostas da estrutura em termos de deslocamentos se apresentem com valores reduzidos, sendo o maior valor de 0,72 mm, as acelerações máximas de pico para os três modelos de carregamentos dinâmicos considerados excederam ao limite adotado como referência e recomendado por Murray et al. [22] que é de 0,50 m/s² para o modelo ME-I. Já para as acelerações em *rms* todos os valores ficaram abaixo do limite proposto pela norma ISO 10137 [50].

Na Tabela 44 é apresentada uma comparação dos limites de acelerações propostos pelas normas abordadas no capítulo 2 com os resultados em termos de acelerações obtidas para o modelo ME-I e constantes na Tabela 43. Além disso, são apresentados nas Tabelas 45, 46 e 47 os resultados analíticos das acelerações máximas obtidas por meio das metodologias Sétra [5], HIVOSS [18] e AISC [22] respectivamente, para a passarela do modelo ME-I.

Tabela 44 – Comparação entre as acelerações limites e as acelerações obtidas para o modelo ME-I.

Normas e guia de projeto	Aceleração vertical limite (m/s ²)	Modelos de carregamento		
		Bachmann	AISC	CEB
NBR 8800/2007	(*)	-	-	-
NBR 6118/2008	(*)	-	-	-
AASHTO/1997	(*)	-	-	-
CEB/1991	(*)	-	-	-
BS 5400-2/2006	1,09	Atende	Atende	Atende
RPM-95/1995	1,09	Atende	Atende	Atende
ONT 83/1983	0,85	Atende	Não atende	Atende
Bro 2004	0,50	Não atende	Não atende	Não atende
ISO 10137/2007 (***)	0,294	Atende	Atende	Atende
EUROCODE 5/2004	0,70	Atende	Não atende	Atende
AISC/2003	0,50 (**)	Não atende	Não atende	Não atende

(*) Não há menção.

(**) Para a $f_{01}=4,83$ Hz corresponde a uma $a_{lim}=5\%$ da gravidade

(***) Aceleração limite baseada em valores estatísticos médios, ou seja, a *rms* (root mean square- raiz quadrada média).

Da análise realizada na Tabela 44 verifica-se que não houve um atendimento total dos resultados das respostas em termos de acelerações da passarela na comparação com os limites normativos.

Tabela 45 – Análise das acelerações máximas para o modelo ME-I – Sétra [5].

Metodologia	Nível de tráfego	Aceleração (m/s ²)	Nível de conforto
Analítico – SÉTRA/2006	Classe I	2,50	Intolerável
	Classe II	0,91	Médio
	Classe III	0,59	Médio
	Classe IV	Cálculo dispensado	-

Com relação à Tabela 45 que consta os resultados analíticos da metodologia Sétra [5], nota-se que a passarela do modelo ME-I não atende ao nível de conforto se a mesma estiver enquadrada na classe I correspondente de um nível de tráfego mais intenso de pedestres. Já os resultados obtidos para as classes II e III correspondem a um nível de conforto médio e estão próximos dos valores das respostas da estrutura pela análise transiente numérico-computacional constante na Tabela 43.

Tabela 46 – Análise das acelerações máximas para o modelo ME-I – HIVOSS [18].

Metodologia	Nível de tráfego	Aceleração (m/s ²)	Nível de conforto
Analítico – HIVOSS/2008	Classe TC1	Cálculo dispensado pelo limite de frequência	Máximo
	Classe TC2	Cálculo dispensado pelo limite de frequência	Máximo
	Classe TC3	Cálculo dispensado pelo limite de frequência	Máximo
	Classe TC4	0,59	Médio
	Classe TC5	1,19	Mínimo

Ao que se refere aos resultados analíticos segundo a metodologia recomendada pelo guia HIVOSS [18] para o modelo ME-I apresentado na Tabela 46, observa-se que o nível de conforto é atendido e máximo para as classes TC1, TC2 e TC3 para distintos níveis de tráfego de pedestres. No entanto, para as classes TC4 e TC5 relacionados a níveis de tráfegos de pedestres mais intensos, sendo de 1 pedestre/m² e 1,5 pedestres/m² as densidades, respectivamente, para as classes TC4 e TC5, o nível de conforto é médio e mínimo e se apresentam próximos aos valores da Tabela 43 com os resultados das respostas da estrutura pela análise transiente numérico-computacional.

Tabela 47 – Resultado analítico da aceleração máxima para o modelo ME-I – AISC [22].

Metodologia	Aceleração máxima (m/s ²)
Analítico – AISC/2003	0,41

A Tabela 47 mostra o resultado analítico da aceleração máxima obtida para o modelo ME-I segundo a metodologia do guia AISC [22] que na comparação com os resultados das acelerações da estrutura na análise transiente presente na Tabela 43 observa-se que os valores apresentam divergências, pelo fato do carregamento dinâmico utilizado na análise do modelo estrutural apresentar variações temporal e espacial representativas do caminhar humano, enquanto que, na metodologia do cálculo analítico proposto pelo guia AISC [22] é considerado como carregamento dinâmico uma força senoidal no centro da estrutura com variação temporal.

Da comparação dos valores obtidos pela análise numérico-computacional presentes na Tabela 43 com os valores limites de normas apresentados na Tabela 44 e guias de projeto nas Tabelas 45, 46 e 47 conclui-se haver a possibilidade de níveis de desconforto na passarela pelo não atendimento de forma geral aos preceitos das referências.

Ao levar em conta os resultados e o exposto acima e na possibilidade de vibrações que ocasione desconforto aos pedestres, optou-se por tomar como referência o prescrito por Murray et al. [22], o qual especificamente tem como aceleração máxima limite para o modelo ME-I o valor de $0,50 \text{ m/s}^2$. A partir de então, com os valores das respostas do modelo em elementos finitos, conforme Tabela 43, resultaram em valores mais elevados que o limite recomendado por Murray et al. [22], será desenvolvido na seção 8.5, por meio da modelagem e implantação no modelo ME-I de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs), um controle dos níveis de vibrações excessivas, para níveis aceitáveis conforme referência adotada.

8.4.2 Análise transiente do modelo estrutural II (ME-II)

No objetivo de simular um estado de ressonância na estrutura e levou-se em conta a frequência natural do primeiro modo de vibração ($f_{01}=4,04 \text{ Hz}$), adotou-se um carregamento dinâmico com frequência de passo (f_p) igual a $2,0 \text{ Hz}$ equivalente a uma caminhada em ritmo normal, onde por meio do segundo harmônico o estado de ressonância foi alcançado. A Figura 71 exhibe a travessia de um pedestre no centro da laje da passarela em caminhada normal, carregamento este que foi empregado no modelo ME-II pelo tempo de 24 s .

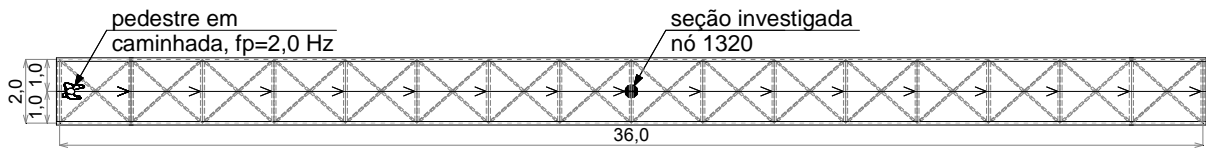


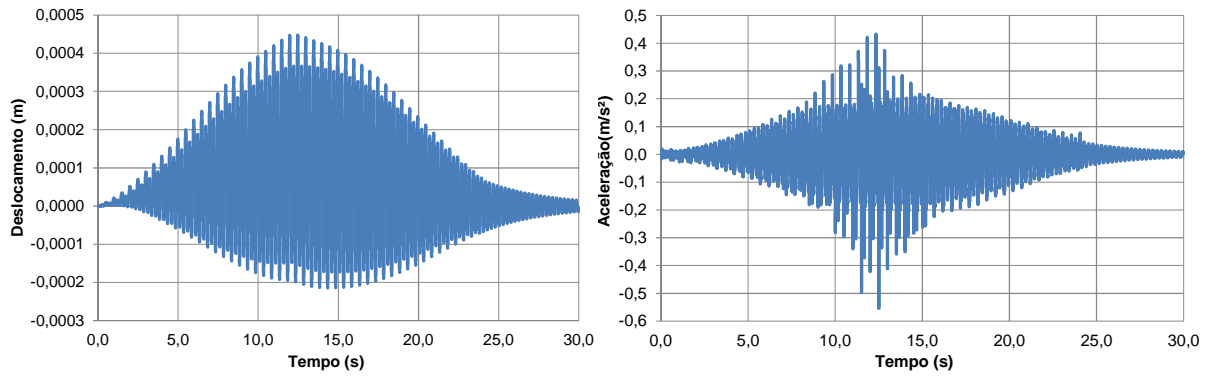
Figura 71 – Pedestre em caminhada normal, frequência de 2,0 Hz, modelo ME-II. Dimensões em m.

A avaliação do desempenho da passarela no que se refere a vibrações excessivas segue a partir da aplicação do carregamento ilustrado na Figura 71 no modelo em elementos finitos da passarela, com a determinação dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo, com base em uma análise dinâmica transiente.

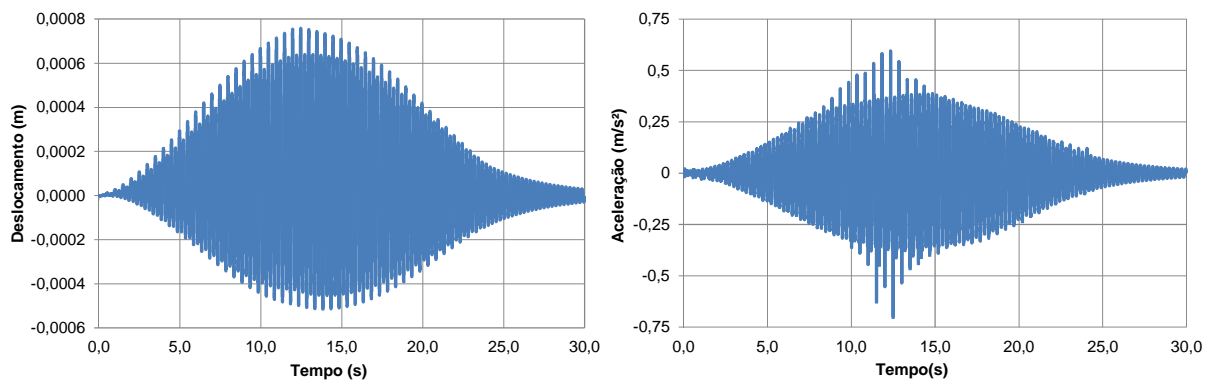
As respostas dinâmicas da estrutura em termos de deslocamentos e acelerações no domínio do tempo são exibidas na Figura 72. Os valores máximos de deslocamento e acelerações foram obtidos adotando-se um intervalo de tempo para a integração das equações de movimento, utilizando o algoritmo de Newmark, igual a 10^{-3} ($\Delta t = 0,001$ s). Na Tabela 48 são expostos os valores máximos das respostas, em termos de deslocamentos e acelerações, obtidas no centro do modelo em elementos finitos da passarela, para cada caso distinto de carregamento dinâmico.

Cabe ressaltar da observação dos resultados presentes na Figura 72 e na Tabela 48 que os valores obtidos para o modelo de carregamento proposto por AISC [22] resultaram em valores mais elevados em comparação aos demais modelos, em virtude do segundo coeficiente dinâmico (α_2) ser maior com relação aos demais modelos de carregamento, conforme pode ser confirmado no capítulo 3, nas Tabelas 37, 38 e 39.

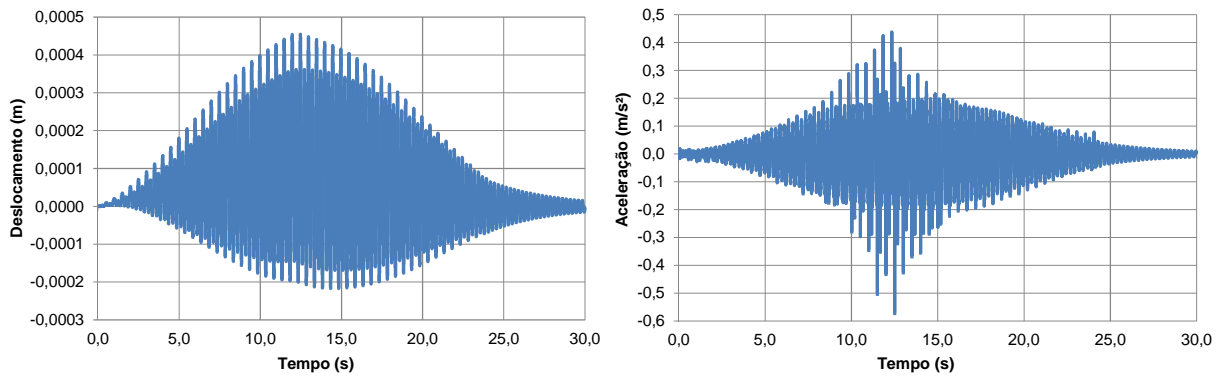
Dos resultados apresentados na Tabela 48 observa-se que embora as respostas da estrutura em termos de deslocamentos se apresentem com valores reduzidos, sendo o maior valor de 0,76 mm, as acelerações máximas de pico para os três modelos de carregamentos dinâmicos considerados excederam ao limite adotado como referência e recomendado por Murray et al. [22] que é de $0,50 \text{ m/s}^2$ para o modelo ME-II. Já para as acelerações em *rms* todos os valores ficaram abaixo do limite proposto pela norma ISO 10137 [50].



a) Deslocamentos e acelerações, para o carregamento proposto por Bachmann e Ammann [1], na frequência de passo $f_p=2,0$ Hz.



b) Deslocamentos e acelerações, para o carregamento proposto por AISC [22], na frequência de passo $f_p=2,0$ Hz.



c) Deslocamentos e acelerações, para o carregamento proposto por CEB [43], na frequência de passo $f_p=2,0$ Hz.

Figura 72 – Respostas dinâmicas no domínio do tempo do modelo ME-II.

Tabela 48 – Amplitude das respostas dinâmicas obtidas por meio da modelagem numérico-computacional para o modelo ME-II.

Modelos de carregamentos	Deslocamento máximo (mm)	Aceleração máxima (m/s ²)	Aceleração em <i>rms</i> (m/s ²)
Bachmann/1987	0,45	0,54	0,09
AISC/2003	0,76	0,68	0,18
CEB/1991	0,45	0,56	0,09
Acelerações limites: $a_{lim}=0,50$ m/s ² - Murray et al. [22] $a_{lim}=0,294$ m/s ² (<i>rms</i>) - ISO 10137 [50]			

Na Tabela 49 é apresentada uma comparação dos limites de acelerações propostos pelas normas abordadas no capítulo 2 com os resultados em termos de acelerações obtidas para o modelo ME-II e constantes na Tabela 48.

Tabela 49 – Comparação entre as acelerações limites e as acelerações obtidas para o modelo ME-II.

Normas e guia de projeto	Aceleração vertical limite (m/s ²)	Modelos de carregamento		
		Bachmann	AISC	CEB
NBR 8800/2007	(*)	-	-	-
NBR 6118/2008	(*)	-	-	-
AASHTO/1997	(*)	-	-	-
CEB/1991	(*)	-	-	-
BS 5400-2/2006	1,00	Atende	Atende	Atende
RPM-95/1995	1,00	Atende	Atende	Atende
ONT 83/1983	0,74	Atende	Atende	Atende
Bro 2004	0,50	Não atende	Não atende	Não atende
ISO 10137/2007 (***)	0,294	Atende	Atende	Atende
EUROCODE 5/2004	0,70	Atende	Atende	Atende
AISC/2003	0,50 (**)	Não atende	Não atende	Não atende

(*) Não há menção.

(**) Para a $f_{01}=4,83$ Hz corresponde a uma $a_{lim}=5\%$ da gravidade

(***) Aceleração limite baseada em valores estatísticos médios, ou seja, a *rms* (root mean square- raiz quadrada média).

Da análise realizada na Tabela 49 verifica-se que não houve um atendimento total dos resultados das respostas em termos de acelerações da passarela na comparação com os limites normativos.

Além disso, são apresentados nas Tabelas 50, 51 e 52 os resultados analíticos das acelerações máximas obtidas por meio das metodologias Sétra [5], HIVOSS [18] e AISC [22] respectivamente, para a passarela do modelo ME-II.

Tabela 50 – Análise das acelerações máximas para o modelo ME-II – Sétra [5].

Metodologia	Nível de tráfego	Aceleração (m/s ²)	Nível de conforto
Analítico – SÉTRA	Classe I	3,81	Intolerável
	Classe II	1,59	Mínimo
	Classe III	1,33	Mínimo
	Classe IV	Cálculo dispensado	-

Com relação à Tabela 50 que consta os resultados analíticos da metodologia Sétra [5], nota-se que a passarela do modelo ME-II não atende ao nível de conforto se a mesma estiver enquadrada na classe I correspondente de um nível de tráfego mais intenso de pedestres. Já os resultados obtidos para as classes II e III correspondem a um nível de conforto mínimo, que segundo o guia Sétra [5] nesta situação as acelerações sofridas pela estrutura da passarela são perceptíveis aos usuários, todavia ainda a um nível tolerável.

Tabela 51 – Análise das acelerações máximas para o modelo ME-II – HIVOSS [18].

Metodologia	Nível de tráfego	Aceleração (m/s ²)	Nível de conforto
Analítico – HIVOSS	Classe TC1	1,10	Mínimo
	Classe TC2	1,08	Mínimo
	Classe TC3	1,71	Mínimo
	Classe TC4	1,94	Mínimo
	Classe TC5	1,75	Mínimo

No que se refere aos resultados analíticos segundo a metodologia recomendada pelo guia HIVOSS [18] para o modelo ME-II apresentado na Tabela 51, observa-se que em todas as classes referentes aos níveis de tráfegos de pedestres o nível de conforto obtido foi mínimo.

A Tabela 52 mostra o resultado analítico da aceleração máxima obtida para o modelo ME-II segundo a metodologia do guia AISC [22] que na comparação com os resultados das acelerações da estrutura na análise transiente presente na Tabela 48 observa-se que os valores apresentam divergências, pelo fato do carregamento dinâmico utilizado na análise do modelo estrutural apresentar variações temporal e espacial representativas do caminhar humano, enquanto que, na metodologia do cálculo analítico proposto pelo guia AISC [22] é considerado como carregamento dinâmico uma força senoidal no centro da estrutura com variação temporal.

Tabela 52 – Resultado analítico da aceleração máxima para o modelo ME-II – AISC [22].

Metodologia	Aceleração máxima (m/s ²)
Analítico – AISC/2003	0,52

Da comparação dos valores obtidos pela análise numérico-computacional presentes na Tabela 48 com os valores limites de normas apresentados na Tabela 49 e guias de projeto nas Tabelas 50, 51 e 52 conclui-se haver a possibilidade de níveis de desconforto na passarela pelo não atendimento de forma geral aos preceitos das referências.

Ao levar em conta os resultados e o exposto acima e na possibilidade de vibrações que ocasione desconforto aos pedestres, optou-se por tomar como referência o prescrito por Murray et al. [22], o qual especificamente tem como aceleração máxima limite para o modelo ME-II o valor de 0,50 m/s². A partir de então, com os valores das respostas do modelo em elementos finitos, conforme Tabela 43, resultaram em valores mais elevados que o limite recomendado por Murray et al. [22], será desenvolvido na seção 8.5, por meio da modelagem e implantação no modelo ME-II de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs), um controle dos níveis de vibrações excessivas, para níveis aceitáveis conforme referência adotada.

8.4.3 Análise transiente do modelo estrutural III (ME-III)

No objetivo de simular um estado de ressonância na estrutura e levou-se em conta a frequência natural do primeiro modo de vibração ($f_{01}=4,29$ Hz), adotou-se um carregamento dinâmico com frequência de passo (f_p) igual a 2,15 Hz equivalente a uma caminhada em ritmo entre normal e rápido, onde por meio do segundo harmônico o estado de ressonância foi alcançado. A Figura 72 exibe a travessia de um pedestre no centro da laje da passarela em caminhada normal / rápida, carregamento este que foi empregado no modelo ME-III pelo tempo de 15,8 s.

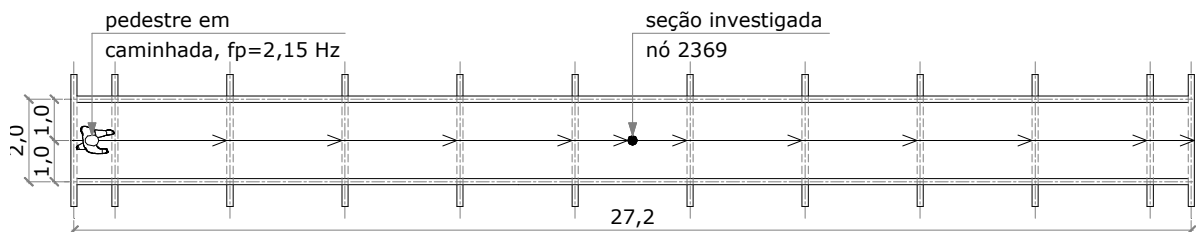
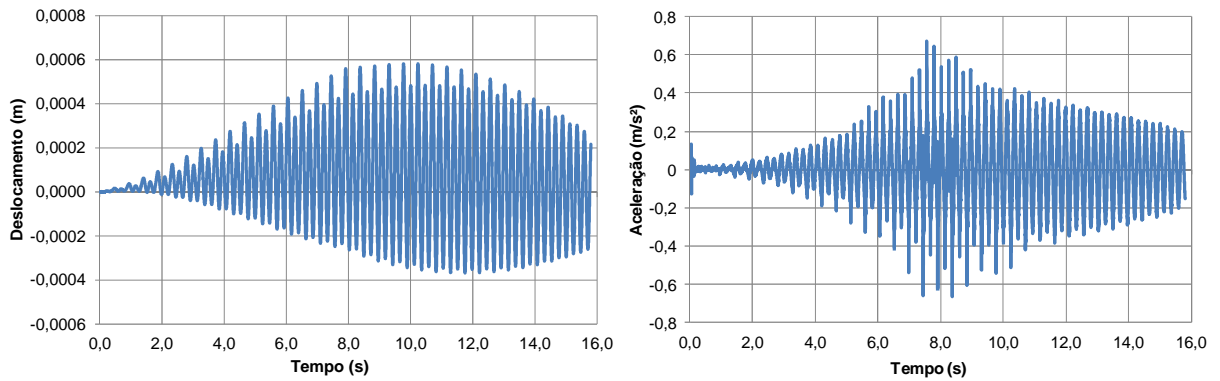


Figura 73 – Pedestre em caminhada com frequência de 2,15 Hz, modelo ME-III. Dimensões em m.

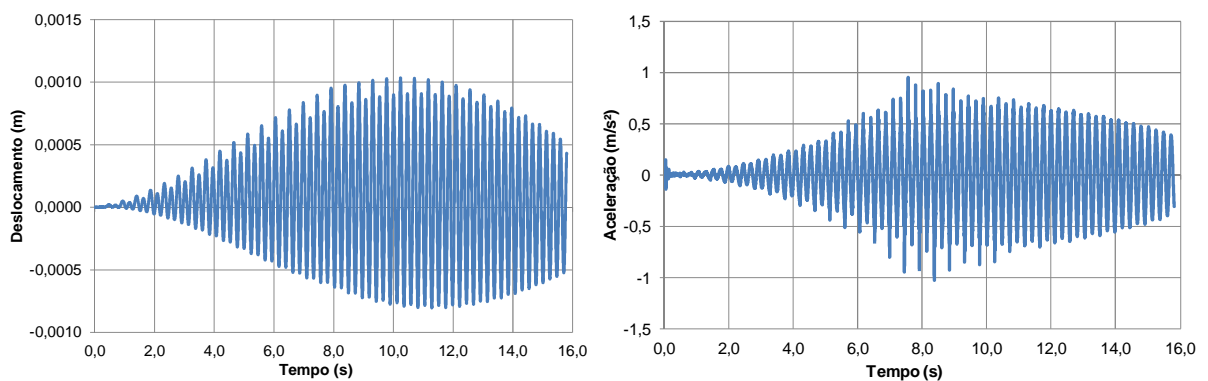
A avaliação do desempenho da passarela no que se refere a vibrações excessivas segue a partir da aplicação do carregamento ilustrado na Figura 73 no modelo em elementos finitos da passarela, com a determinação dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo, com base em uma análise dinâmica transiente.

As respostas dinâmicas da estrutura em termos de deslocamentos e acelerações no domínio do tempo são exibidas na Figura 73. Os valores máximos de deslocamento e acelerações foram obtidos adotando-se um intervalo de tempo para a integração das equações de movimento, utilizando o algoritmo de Newmark, igual a 10^{-3} ($\Delta t = 0,001$ s). Na Tabela 53 são expostos os valores máximos das respostas, em termos de deslocamentos e acelerações, obtidas no centro do modelo em elementos finitos da passarela, para cada caso distinto de carregamento dinâmico.

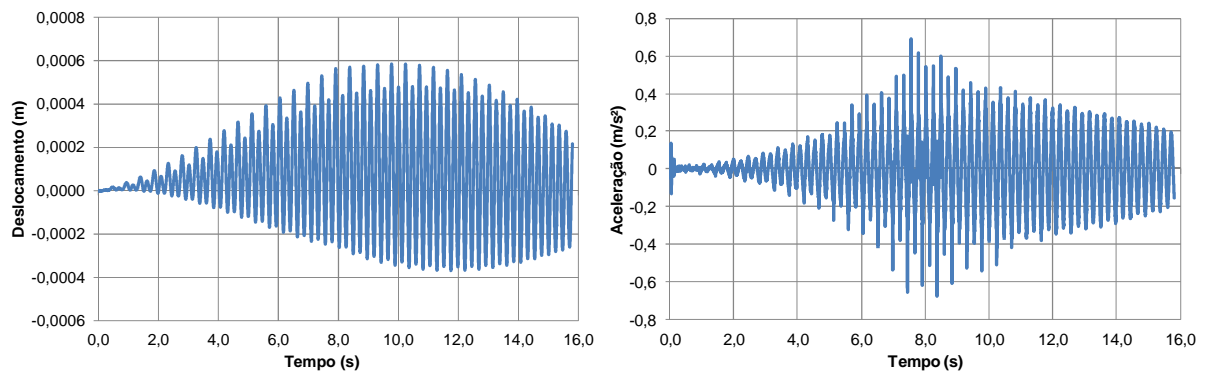
Cabe ressaltar da observação dos resultados presentes na Figura 74 e na Tabela 53 que os valores obtidos para o modelo de carregamento proposto por AISC [22] resultaram em valores mais elevados em comparação aos demais modelos, em virtude do segundo coeficiente dinâmico (α_2) ser maior com relação aos demais modelos de carregamento, conforme pode ser confirmado no capítulo 3, nas Tabelas 37, 38 e 39.



a) Deslocamentos e acelerações, para o carregamento proposto por Bachmann e Ammann [1], na frequência de passo $f_p = 2,15$ Hz.



b) Deslocamentos e acelerações, para o carregamento proposto por AISC [22], na frequência de passo $f_p = 2,15$ Hz.



c) Deslocamentos e acelerações, para o carregamento proposto por CEB [43], na frequência de passo $f_p = 2,15$ Hz.

Figura 74 – Respostas dinâmicas no domínio do tempo do modelo ME-III.

Dos resultados apresentados na Tabela 53 observa-se que embora as respostas da estrutura em termos de deslocamentos se apresentem com valores reduzidos, sendo o maior valor de 1,03 mm, as acelerações máximas de pico para os três modelos de carregamentos dinâmicos considerados excederam ao limite adotado como referência e recomendado por Murray et al. [22] que é de 0,50 m/s² para o modelo ME-III. Já para as acelerações em *rms* apenas para o modelo de

carregamento AISC [22] a resposta da estrutura em termos de aceleração *rms* excedeu ao limite proposto pela norma ISO 10137 [50].

Tabela 53 – Amplitude das respostas dinâmicas obtidas por meio da modelagem numérico-computacional para o modelo ME-III.

Modelos de carregamentos	Deslocamento máximo (mm)	Aceleração máxima (m/s ²)	Aceleração em <i>rms</i> (m/s ²)
Bachmann/1987	0,58	0,67	0,16
AISC/2003	1,03	1,02	0,32
CEB/1991	0,58	0,69	0,16
Acelerações limites: $a_{lim}=0,50$ m/s ² - Murray et al. [22] $a_{lim}=0,294$ m/s ² (<i>rms</i>) - ISO 10137 [50]			

Na Tabela 54 é apresentada uma comparação dos limites de acelerações propostos pelas normas abordadas no capítulo 2 com os resultados em termos de acelerações obtidas para o modelo ME-III e constantes na Tabela 53.

Tabela 54 – Comparação entre as acelerações limites e as acelerações obtidas para o modelo ME-III.

Normas e guia de projeto	Aceleração vertical limite (m/s ²)	Modelos de carregamento		
		Bachmann	AISC	CEB
NBR 8800/2007	(*)	-	-	-
NBR 6118/2008	(*)	-	-	-
AASHTO/1997	(*)	-	-	-
CEB/1991	(*)	-	-	-
BS 5400-2/2006	1,03	Atende	Atende	Atende
RPM-95/1995	1,03	Atende	Atende	Atende
ONT 83/1983	0,77	Atende	Não atende	Atende
Bro 2004	0,50	Não atende	Não atende	Não atende
ISO 10137/2007 (***)	0,294	Atende	Não atende	Atende
EUROCODE 5/2004	0,70	Atende	Não atende	Atende
AISC/2003	0,50 (**)	Não atende	Não atende	Não atende

(*) Não há menção.

(**) Para a $f_{01}=4,83$ Hz corresponde a uma $a_{lim}=5\%$ da gravidade

(***) Aceleração limite baseada em valores estatísticos médios, ou seja, a *rms* (root mean square- raiz quadrada média).

Da análise realizada na Tabela 54 verifica-se que não houve um atendimento total dos resultados das respostas em termos de acelerações da passarela na comparação com os limites normativos.

Além disso, são apresentados nas Tabelas 55, 56 e 57 os resultados analíticos das acelerações máximas obtidas por meio das metodologias Sétra [5], HIVOSS [18] e AISC [22] respectivamente, para a passarela do modelo ME-III.

Tabela 55 – Análise das acelerações máximas para o modelo ME-III – Sétra [5].

Metodologia	Nível de tráfego	Aceleração (m/s ²)	Nível de conforto
Analítico – SÉTRA	Classe I	4,04	Intolerável
	Classe II	1,68	Mínimo
	Classe III	1,40	Mínimo
	Classe IV	Cálculo dispensado	-

Com relação à Tabela 55 que consta os resultados analíticos da metodologia Sétra [5], nota-se que a passarela do modelo ME-III não atende ao nível de conforto se a mesma estiver enquadrada na classe I correspondente de um nível de tráfego mais intenso de pedestres. Já os resultados obtidos para as classes II e III correspondem a um nível de conforto mínimo, que segundo o guia Sétra [5] nesta situação as acelerações sofridas pela estrutura da passarela são perceptíveis aos usuários, todavia ainda a um nível tolerável.

Tabela 56 – Análise das acelerações máximas para o modelo ME-III – HIVOSS [18].

Metodologia	Nível de tráfego	Aceleração (m/s ²)	Nível de conforto
Analítico - HIVOSS	Classe TC1	1,34	Mínimo
	Classe TC2	1,10	Mínimo
	Classe TC3	1,82	Mínimo
	Classe TC4	2,02	Mínimo
	Classe TC5	1,83	Mínimo

No que se refere aos resultados analíticos segundo a metodologia recomendada pelo guia HIVOSS [18] para o modelo ME-III apresentado na Tabela 56, observa-se que em todas as classes referentes aos níveis de tráfegos de pedestres o nível de conforto obtido é mínimo.

Na Tabela 57 é mostrada o resultado analítico da aceleração máxima obtida para o modelo ME-III segundo a metodologia do guia AISC [22] que na comparação com os resultados das acelerações da estrutura na análise transiente presente na Tabela 53 observa-se que os valores apresentam divergências, pelo fato do carregamento dinâmico utilizado na análise do modelo estrutural apresentar variações temporal e espacial representativas do caminhar humano, enquanto que, na metodologia do cálculo analítico proposto pelo guia AISC [22] é considerado como carregamento dinâmico uma força senoidal no centro da estrutura com variação temporal.

Tabela 57 – Resultado analítico da aceleração máxima para o modelo ME-III – AISC [22].

Metodologia	Aceleração máxima (m/s ²)
Analítico – AISC/2003	0,60

Da comparação dos valores obtidos pela análise numérico-computacional presente na Tabela 53 com os valores limites de normas apresentados na Tabela 54 e guias de projeto nas Tabelas 55, 56 e 57 conclui-se haver a possibilidade de níveis de desconforto na passarela pelo não atendimento de forma geral aos preceitos das referências.

Ao levar em conta os resultados e o exposto acima e na possibilidade de vibrações que ocasione desconforto aos pedestres, optou-se por tomar como referência o prescrito por Murray et al. [22], o qual especificamente tem como aceleração máxima limite para o modelo ME-III o valor de 0,50 m/s². A partir de então, com os valores das respostas do modelo em elementos finitos, conforme Tabela 53, resultaram em valores mais elevados que o limite recomendado por Murray et al. [22], será desenvolvido na seção 8.5, por meio da modelagem e implantação no modelo ME-III de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs), um controle dos níveis de vibrações excessivas, para níveis aceitáveis conforme referência adotada.

8.5 Controle do nível de vibração

Com base ao abordado no capítulo 5, será apresentado nesta seção o dimensionamento de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs), bem como, suas instalações nos três modelos estruturais das passarelas em análise. Duas situações serão consideradas para o dimensionamento dos ADSs: na primeira situação será desenvolvido um dimensionamento de um ADS teórico de acordo com o proposto por Den Hartog [98] e na segunda situação o dimensionamento terá como referência um ADS real testado de forma experimental por Varela [66]. Posteriormente os ADSs dimensionados em aspectos distintos são comparados em seus parâmetros e resultados alcançados.

Dos estudos desenvolvidos por Den Hartog [98] foram obtidas as equações abaixo e utilizadas para o dimensionamento do ADS.

- a) Amplitude máxima do deslocamento da estrutura principal

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{2 + \mu}{\mu}} \quad (48)$$

Onde:

X_1 : deslocamento máximo da estrutura;

$X_{1,est}$: deslocamento estático da estrutura;

μ : relação entre a massa do ADS e a massa modal da estrutura.

- b) Relação de massa entre o ADS e a estrutura

$$\mu = \frac{m_2}{m_i} \quad (49)$$

Onde:

μ : relação entre a massa do ADS e a massa modal da estrutura.

m_2 : massa do ADS;

m_i : massa modal do modo “i” considerado da estrutura.

c) Frequência ótima do ADS em relação a estrutura

$$f_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \quad (50)$$

Onde:

f_{opt} : relação ótima entre a frequência do ADS e da estrutura;

μ : relação entre a massa do ADS e a massa modal da estrutura.

d) Coeficiente de amortecimento teórico do ADS

$$\xi_{2opt} = \sqrt{\frac{3 \cdot \mu}{8 \cdot (1 + \mu)^3}} \quad (51)$$

Onde:

ξ_{2opt} : coeficiente de amortecimento teórico do ADS.

μ : relação entre a massa do ADS e a massa modal da estrutura.

e) Amortecimento do ADS

$$C_a = 2 \cdot \xi_{2opt} \cdot m_2 \cdot \omega_a \quad (52)$$

Onde:

C_a : amortecimento do atenuador;

ξ_{2opt} : coeficiente de amortecimento teórico do ADS;

m_2 : massa do ADS;

ω_a : frequência angular do ADS.

Para o início do dimensionamento do ADS a ser instalado em cada um dos três modelos estruturais analisados, considerou-se a referência adotada para a aceleração limite das passarelas, conforme mencionado na seção 8.4.1, 8.4.2 e 8.4.3, o prescrito por Murray et al. [22], como sendo o valor de 0,50 m/s². A partir daí, por meio da equação (53) foi calculado o deslocamento máximo da estrutura para uma correspondente aceleração máxima de 0,50 m/s².

$$X_1 = \frac{a_{m\acute{a}x}}{\omega_n^2} \quad (53)$$

O deslocamento estático ($X_{1,est}$) pode ser calculado por meio da equação (54) abaixo:

$$X_{1,est} = \frac{\Delta G_i}{K_{i,n}} \quad (54)$$

Onde:

ΔG_i : amplitude do componente da carga harmônica;

$K_{i,n}$: rigidez modal do respectivo modo de vibração considerado.

Para a obtenção do deslocamento estático para cada um dos três modelos de passarelas investigados foi utilizado o programa ANSYS [104], com a aplicação de uma carga pontual representativa de um pedestre no ponto de maior deformação.

Com a obtenção da razão entre o deslocamento máximo e o deslocamento estático ($X_1/X_{1,est}$) ficam definidos o fator de amplificação dinâmica limitada a aceleração máxima de 0,50 m/s² para cada um modelo estrutural e pelas equações (48), (49), (50), (51) e (52) os respectivos parâmetros teóricos dos ADSs para cada passarela.

O desempenho tanto do ADS teórico, como para o ADS real, será avaliado diante do mesmo carregamento dinâmico inicial imposto em cada modelo estrutural em estudo, conforme descritos nas seções 8.4.1, 8.4.2 e 8.4.3, além de mantido o amortecimento estrutural adotado de 1%.

8.5.1 Controle de vibrações no modelo estrutural I (ME-I)

Para o modelo estrutural I o ADS foi sintonizado em relação ao modo fundamental da passarela, com frequência natural igual a $f_{01}=4,83$ Hz para a redução dos níveis de vibrações na situação de ressonância com este modo. Na Tabela 58

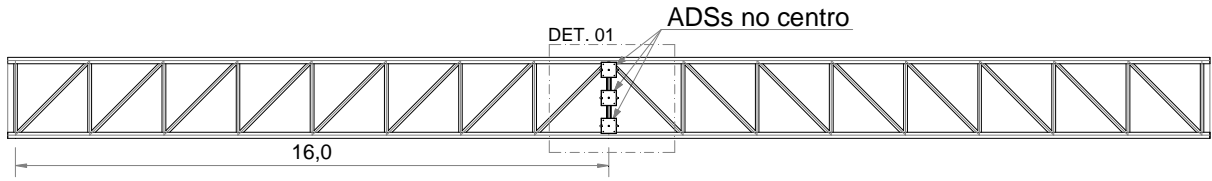
são apresentados os valores dos parâmetros calculados para os atenuadores nas duas situações consideradas: ADS teórico e ADS real.

Na comparação dos valores dos parâmetros calculados para o ADS teórico e o ADS real presentes na Tabela 58, os seus valores se mostram muito próximos exceto para os valores da relação de amortecimento. O ADS real proposto e testado experimentalmente por Varela [66] não apresenta um amortecedor físico, mas sim um amortecimento próprio do seu mecanismo e com o atrito no movimento das massas, constituídas pelas placas do atenuador, conforme é ilustrado na Figura 76. O coeficiente de amortecimento obtido experimentalmente para o ADS real está no intervalo entre 1 a 1,5% Varela [66].

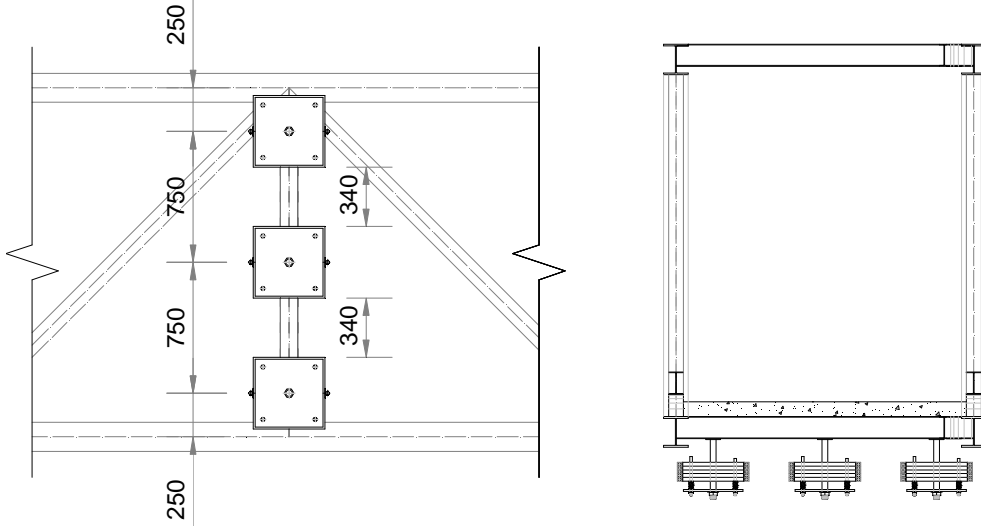
Tabela 58 – Parâmetros do ADS teórico e real instalado no modelo estrutural I.

Parâmetros do ADS	ADS teórico	ADS real
$\mu(m_2/m_i)$	0,045	0,045
f_{opt}	0,956	0,963
f_a (Hz)	4,617	4,652
ξ_a (%)	12,1	1,5
K_a (N/m)	403.934,21	411.600
m_2 (kg)	481,63	481,63
C_a (N.s/m)	3.347,52	422,38

No intuito de tornar mais fácil a instalação do sistema de controle sob a passarela, através da redução da massa do sistema a ser manuseada, foi realizada uma divisão proporcional em três ADSs, conforme representado na Figura 75. A massa efetiva total de cada ADS é de 160,54 Kg correspondendo a 5 placas de aço com massas de aproximadamente 32,1 kg cada. Os ADSs reais foram simetricamente dispostos no meio do vão da passarela mista (aço-concreto) investigada e devidamente acoplados na parte inferior da estrutura, correspondente a localização de maior amplitude modal das respostas do modo fundamental. A localização e detalhes dos ADSs reais são mostrados nas Figuras 75 e 76.



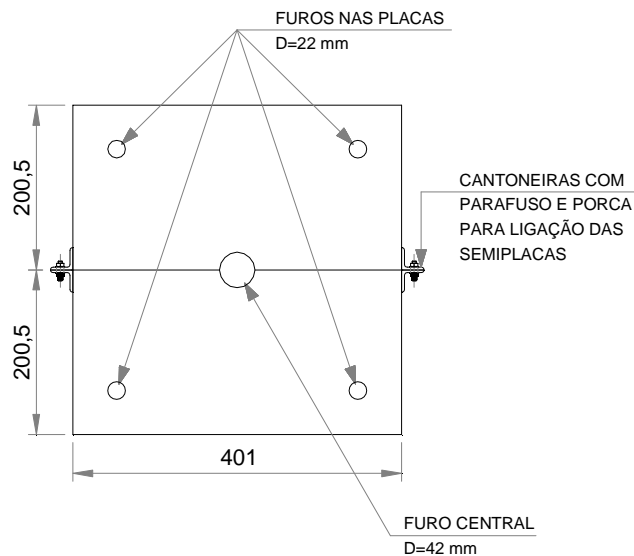
a) Vista dos ADSs sob a estrutura e na metade do vão da estrutura.



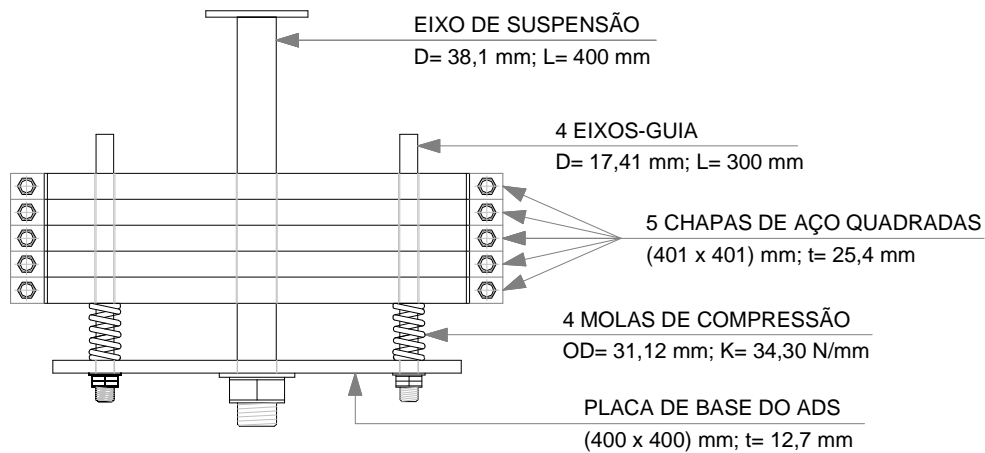
b) Vista dos ADSs em planta sob a estrutura. c) Vista dos ADSs em corte no centro.

Figura 75 – Locação dos ADSs no modelo estrutural I.

A rigidez de cada mola de compressão do ADS real é de 34,3 N/mm, que por considerar 4 unidades de molas por ADS real totaliza uma rigidez de 137,2 N/mm ou 137.200 N/m por cada ADS real. O valor de rigidez de 34,3 N/mm de cada mola se refere a uma mola comercial produzida pelo fabricante “Associated Spring”. Com relação ao amortecimento próprio de cada ADS o seu valor é de 140,79 N.s/m, sendo o somatório dos parâmetros dos três ADSs reais representado na Tabela 58.



a) Detalhes da placa de aço do ADS.

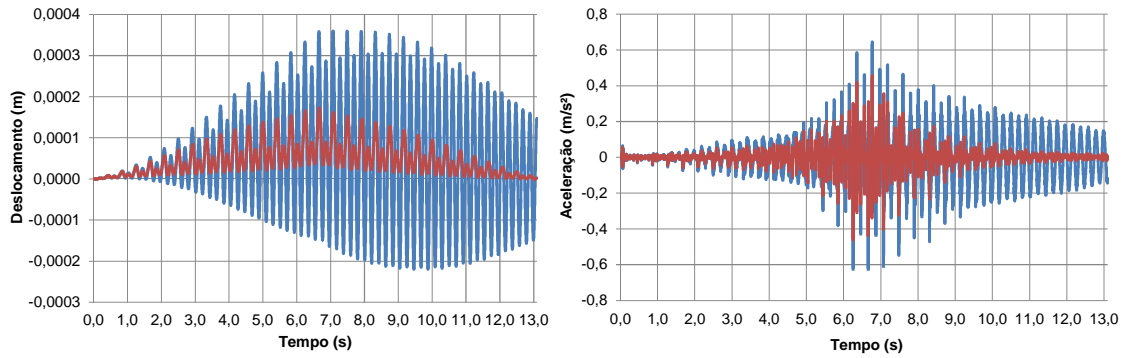


b) Elevação do ADS.

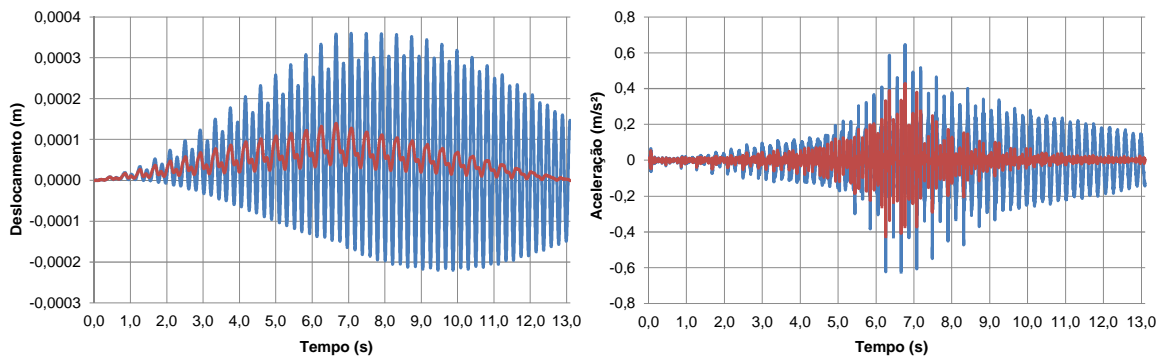
Figura 76 – Detalhes e características físicas dos ADSs instalados no modelo estrutural I.

A etapa seguinte com a instalação dos ADSs de acordo com o representado nas Figuras 75 e 76 foi a de simular computacionalmente o modelo estrutural com os três ADSs (teóricos e reais) para a mesma condição de carregamento dinâmico anterior ao controle.

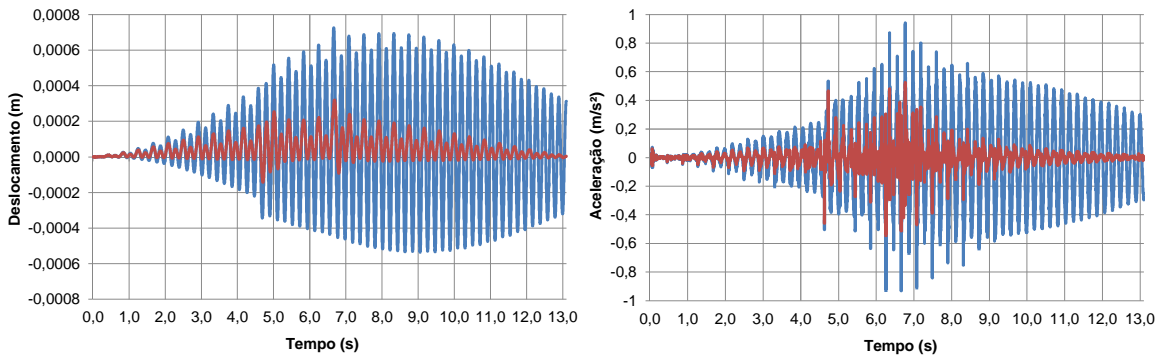
Na Figura 77 são representadas as amplitudes das respostas dinâmicas no domínio do tempo em termos de deslocamento e aceleração, tendo sido considerado os três modelos de cargas apresentados no capítulo 3. A Figura 78 ilustra graficamente a resposta dinâmica da estrutura em termos de aceleração no domínio da frequência. Tanto na Figura 77 e 78 as respostas dinâmicas se referem: a resposta da estrutura no nó central do piso; foram simuladas computacionalmente duas situações: a primeira denominado controle teórico (com ADS teórico) e a segundo controle real (com ADS real) e que as linhas na cor azul representam a resposta da estrutura sem controle e as linhas na cor vermelha são representativas da resposta da estrutura com controle. Na Tabela 59 exibida a comparação da efetividade dos ADSs (teórico e real) implementados no modelo estrutural I para a redução do nível de vibração na situação de ressonância.



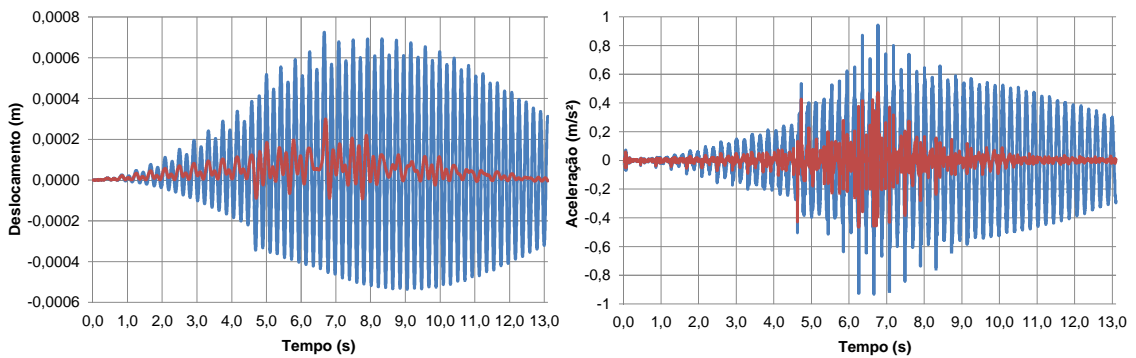
a) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga Bachmann e Ammann [1] – Controle teórico.



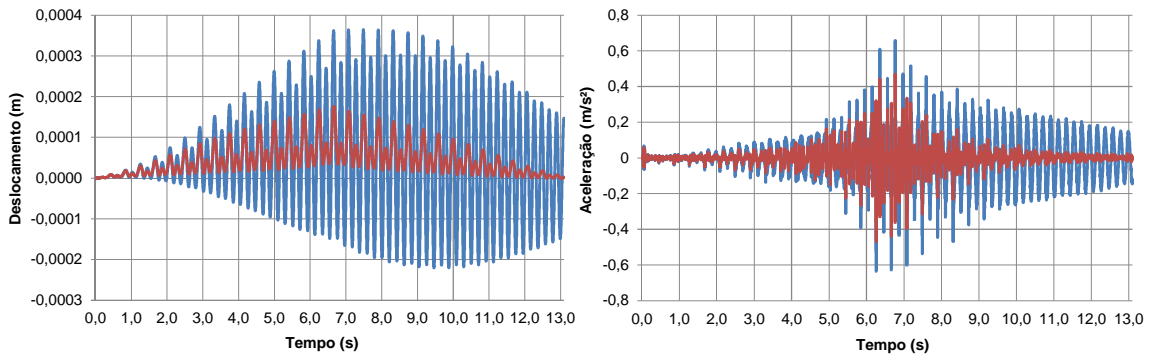
b) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga Bachmann e Ammann [1] – Controle real.



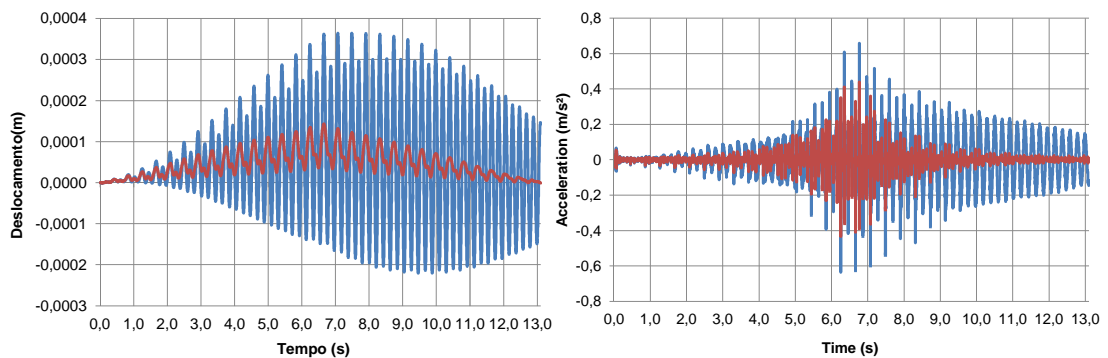
c) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga AISC [22] – Controle teórico.



d) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga AISC [22] – Controle real.



e) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga CEB [43] – Controle teórico.



f) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga CEB [43] – Controle real.

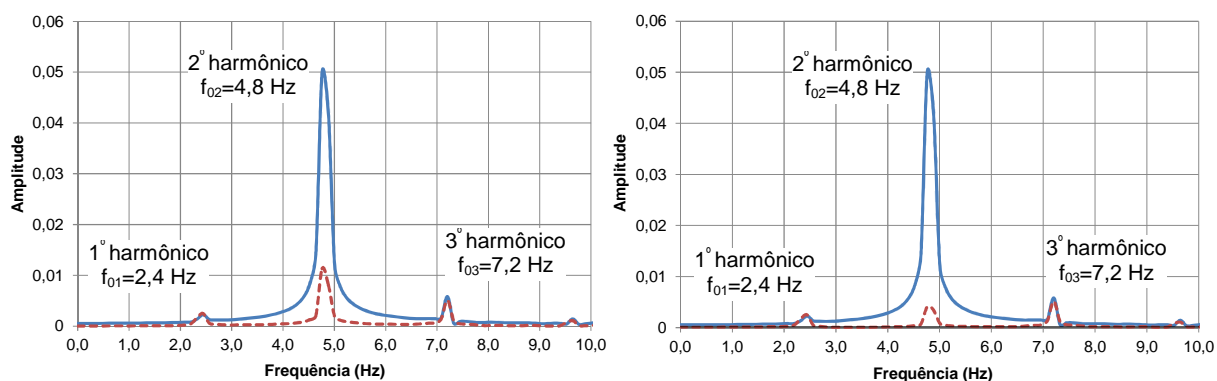
Figura 77 – Amplitudes de deslocamentos e acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio do tempo para o modelo ME-I.

Tabela 59 – Comparação da efetividade entre os ADSs (teóricos e reais) na situação de ressonância para o modelo ME-I.

Modelo de carga	Sem ADS / com ADS / redução	Aceleração de pico (m/s ²)		Aceleração <i>rms</i> (m/s ²)	
		ADSs teóricos	ADSs reais	ADSs teóricos	ADSs reais
Bachmann/1987	Sem controle	0,64	0,64	0,12	0,12
	Com controle	0,45	0,42	0,03	0,02
	Redução (%)	29,68	34,37	75,00	83,33
AISC/2003	Sem controle	0,94	0,94	0,27	0,27
	Com controle	0,52	0,46	0,05	0,04
	Redução (%)	44,68	51,06	81,48	85,18
CEB/1991	Sem controle	0,65	0,65	0,12	0,12
	Com controle	0,46	0,43	0,03	0,02
	Redução (%)	29,23	33,84	75,00	83,33

Aceleração limite de pico adotado: $a_{lim}=0,50 \text{ m/s}^2$ - Murray et al. [22]

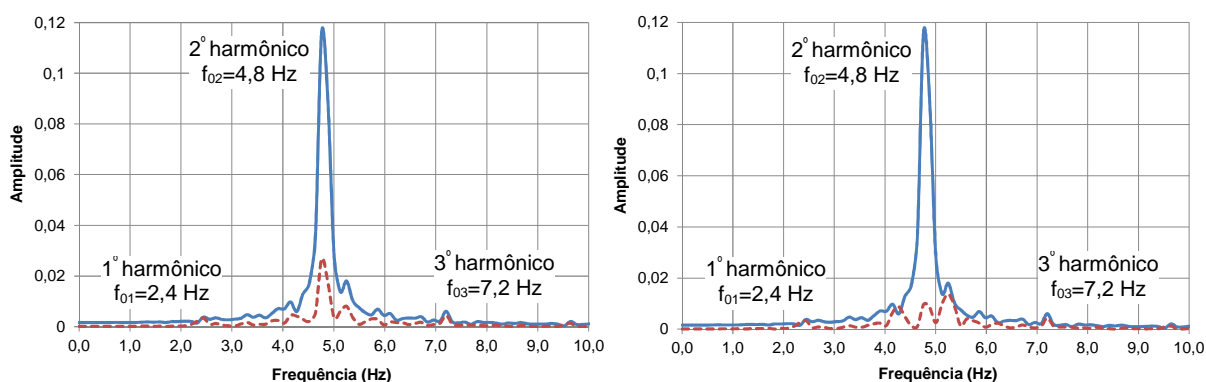
Aceleração limite *rms* adotado: $a_{lim}=0,294 \text{ m/s}^2$ (*rms*) - ISO 10137 [50]



Controle teórico

Controle real

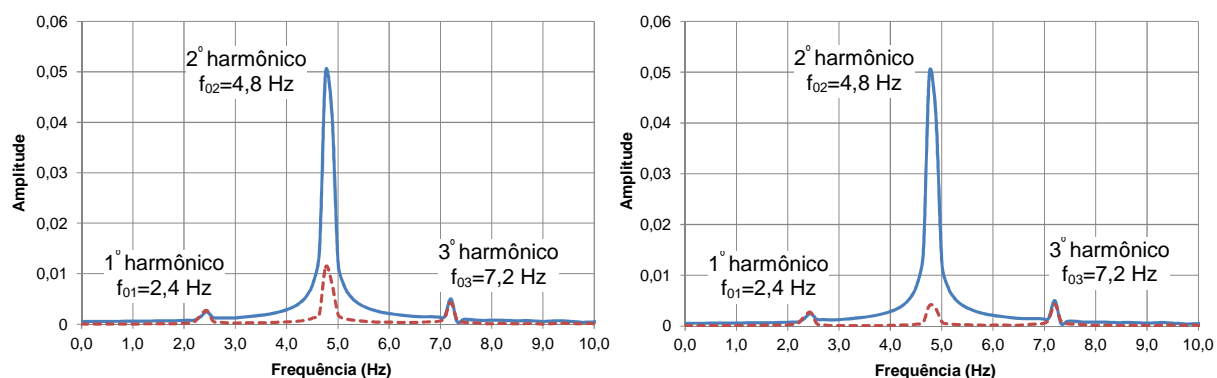
a) Resposta dinâmica da passarela em termos de acelerações no domínio da frequência, modelo de carga Bachmann e Ammann [1].



Controle teórico

Controle real

b) Resposta dinâmica da passarela em termos de acelerações no domínio da frequência, modelo de carga AISC [22].



Controle teórico

Controle real

c) Resposta dinâmica da passarela em termos de acelerações no domínio da frequência, modelo de carga CEB [43].

Figura 78 – Acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio da frequência para o modelo ME-I.

Nos gráficos ilustrados na Figura 78 para os três modelos de cargas considerados foram observados que o maior pico da resposta estrutural ocorre na

frequência natural de 4,83 Hz relacionado ao primeiro modo de flexão vertical, modo de vibração esse que comanda e que teve uma redução em torno de 80% para o controle teórico e de 90% para o controle real para os carregamentos Bachmann e Ammann [1] e CEB [43] e para o carregamento AISC [22] reduções em torno de 77% para o controle teórico e de 91% para o controle real.

Os resultados exibidos Tabela 59 mostram uma boa redução das amplitudes de vibrações quando do uso, tanto dos ADSs teóricos, como os ADSs reais. Assim pode ser notado que o sistema de controle com ADSs se revelaram eficazes na situação de ressonância do modelo estrutural I para diferentes modelos de carga. Nota-se também na Tabela 59 que no uso dos ADSs reais, todas as respostas em termos de acelerações de pico resultaram em valores máximos abaixo do limite normativo adotado de 0,50 m/s². Já para os resultados das acelerações em *rms* constantes na Tabela 59, apesar dos seus valores na situação sem o controle de vibração representarem em resultados de acelerações abaixo do limite de 0,294 m/s² conforme ISO 10137 [50] ainda sim, com a implementação dos ADSs (teóricos e reais) ocorreu reduções percentuais significativas de seus valores.

E por fim na comparação entre os resultados em negrito da Tabela 59 entre os ADSs teóricos e reais os ADSs teóricos se mostraram mais eficientes na redução da resposta da estrutura pelo seu menor amortecimento inerente, contribuindo para o desenvolvimento de um maior trabalho por parte do movimento das massas dos ADSs reais tendo, portanto, maior efetividade pelas massas se comportarem mais “soltas” da estrutura.

8.5.2 Controle de vibrações no modelo estrutural II (ME-II)

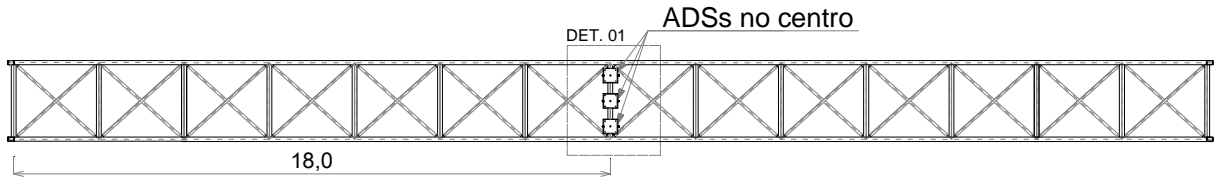
Para o modelo estrutural II o ADS foi sintonizado em relação ao modo fundamental da passarela, com frequência natural igual a $f_{01}=4,04$ Hz para a redução dos níveis de vibrações na situação de ressonância com este modo. Na Tabela 60 são apresentados os valores dos parâmetros calculados para os atenuadores nas duas situações consideradas: ADS teórico e ADS real.

Tabela 60 – Parâmetros do ADS teórico e real instalado no modelo estrutural II.

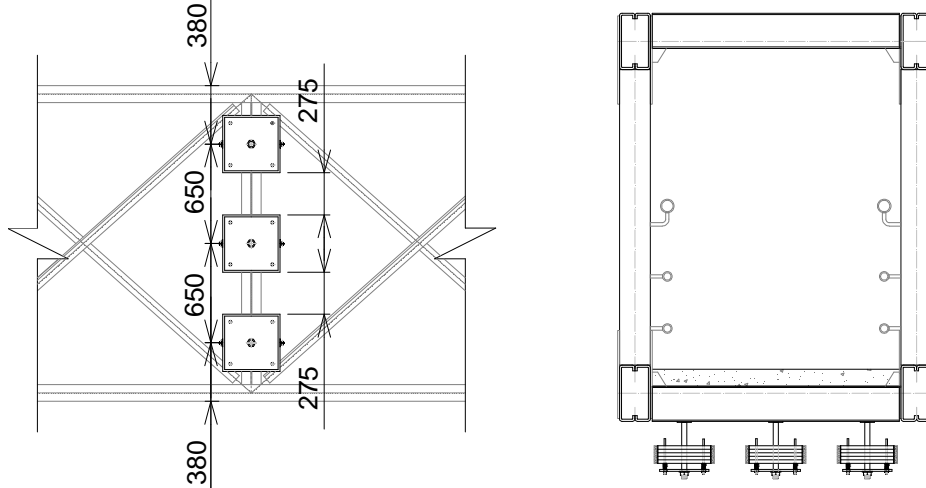
Parâmetros do ADS	ADS teórico	ADS real
$\mu(m_2/m_i)$	0,033	0,033
f_{opt}	0,968	0,980
f_a (Hz)	3,91	3,96
ξ_a (%)	10,59	1,5
K_a (N/m)	254.159,79	260.760
m_2 (kg)	421,01	421,01
C_a (N.s/m)	2.190,92	314,37

Na comparação dos valores dos parâmetros calculados para o ADS teórico e o ADS real presentes na Tabela 60, os seus valores se mostram muito próximos exceto para os valores da relação de amortecimento. O ADS real proposto e testado experimentalmente por Varela [66] não apresenta um amortecedor físico, mas sim um amortecimento próprio do seu mecanismo e com o atrito no movimento das massas, constituídas pelas placas do atenuador, conforme é ilustrado na Figura 79. O coeficiente de amortecimento obtido experimentalmente para o ADS real está no intervalo entre 1 a 1,5% Varela [66].

No intuito de tornar mais fácil a instalação do sistema de controle sob a passarela, através da redução da massa do sistema a ser manuseada, foi realizada uma divisão proporcional em três ADSs, conforme representado na Figura 78. A massa efetiva total de cada ADS é de 140,33 Kg correspondendo a 5 placas de aço com massas de aproximadamente 28,06 kg cada. Os ADSs reais foram simetricamente dispostos no meio do vão da passarela mista (aço-concreto) investigado e devidamente acoplados na parte inferior da estrutura, correspondente a localização de maior amplitude modal das respostas do modo fundamental. A localização e detalhes dos ADSs reais são mostrados nas Figuras 79 e 80.



a) Vista dos ADSs sob a estrutura e na metade do vão da estrutura.

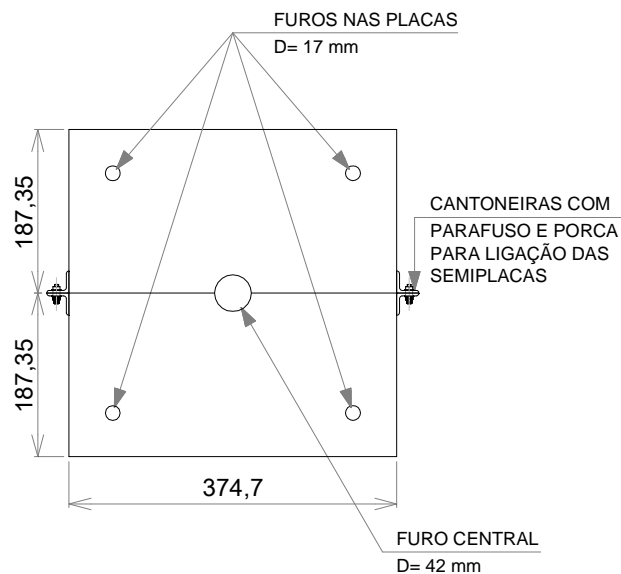


b) Vista dos ADSs em planta sob a estrutura.

c) Vista dos ADSs em corte no centro.

Figura 79 – Locação dos ADSs no modelo estrutural II.

A rigidez de cada mola de compressão do ADS real é de 21,73 N/mm, que por considerar 4 unidades de molas por ADS real totaliza uma rigidez de 86,92 N/mm ou 86.920 N/m por cada ADS real. O valor de rigidez de 21,73 N/mm de cada mola se refere a uma mola comercial produzida pelo fabricante “Associated Spring”. Com relação ao amortecimento próprio de cada ADS o seu valor é de 104,79 N.s/m, sendo o somatório dos parâmetros dos três ADSs reais representado na Tabela 60.



a) Detalhes da placa de aço do ADS.

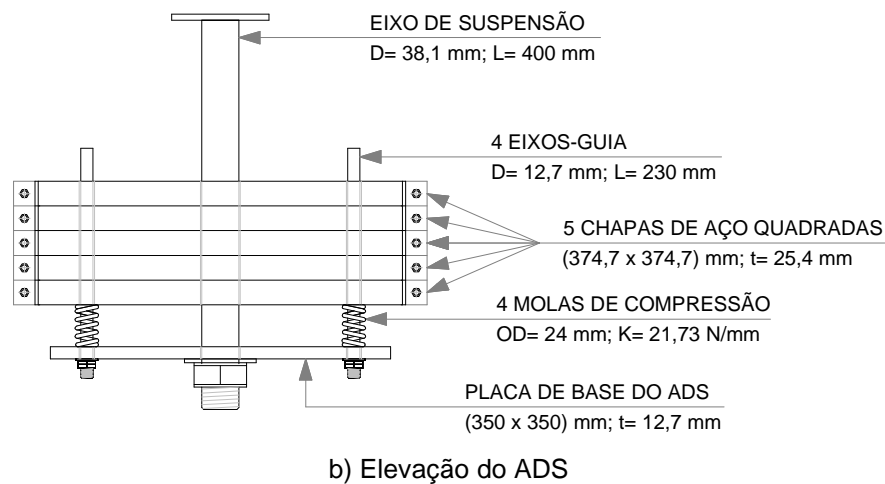
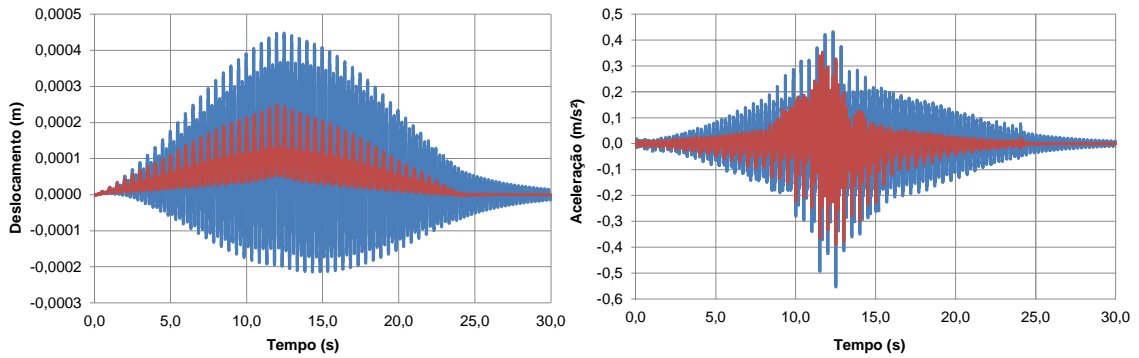


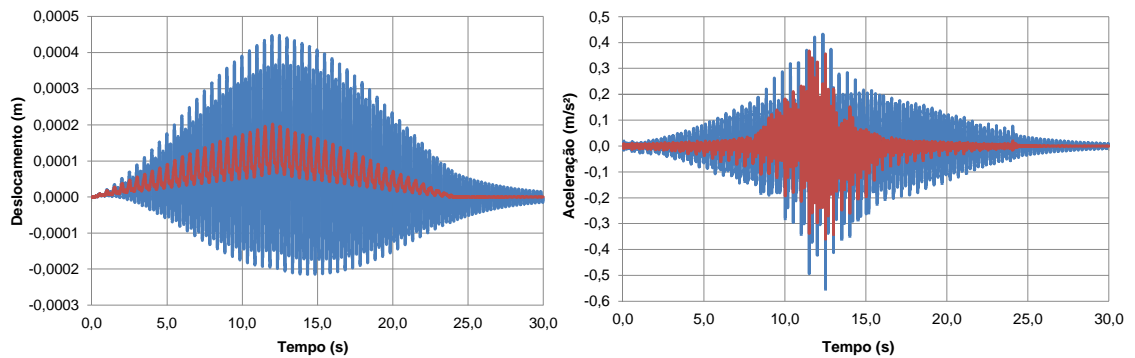
Figura 80 – Detalhes e características físicas dos ADSs instalados no modelo estrutural II.

A etapa seguinte com a instalação dos ADSs de acordo com o representado nas Figuras 79 e 80 foi a de simular computacionalmente o modelo estrutural com os três ADSs (teóricos e reais) para a mesma condição de carregamento dinâmico anterior ao controle.

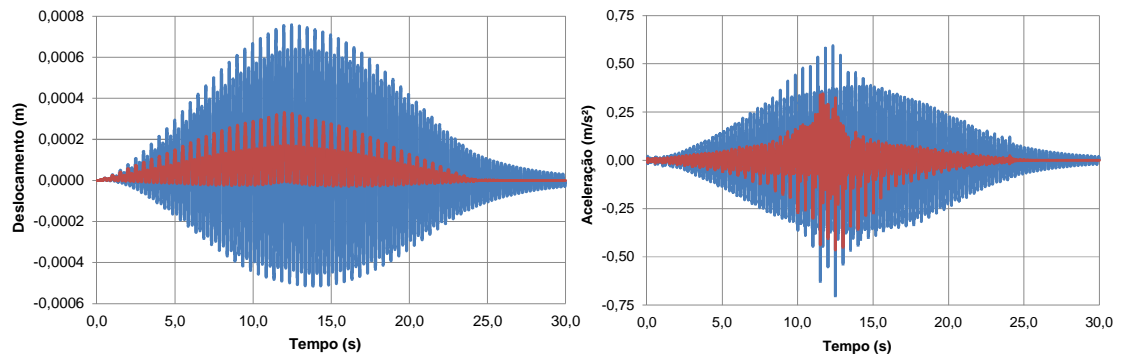
Na Figura 81 são representadas as amplitudes das respostas dinâmicas no domínio do tempo em termos de deslocamento e aceleração, tendo sido considerado os três modelos de cargas apresentados no capítulo 3. A Figura 82 ilustra graficamente a resposta dinâmica da estrutura em termos de aceleração no domínio da frequência. Tanto na Figura 81 e 82 as respostas dinâmicas se referem: a resposta da estrutura no nó central do piso; foram simulados computacionalmente duas situações: a primeira denominado controle teórico (com ADS teórico) e a segundo controle real (com ADS real) e que as linhas na cor azul representam a resposta da estrutura sem controle e as linhas na cor vermelha são representativas da resposta da estrutura com controle. Na Tabela 61 exibida a comparação da efetividade dos ADSs (teórico e real) implementados no modelo estrutural II para a redução do nível de vibração na situação de ressonância.



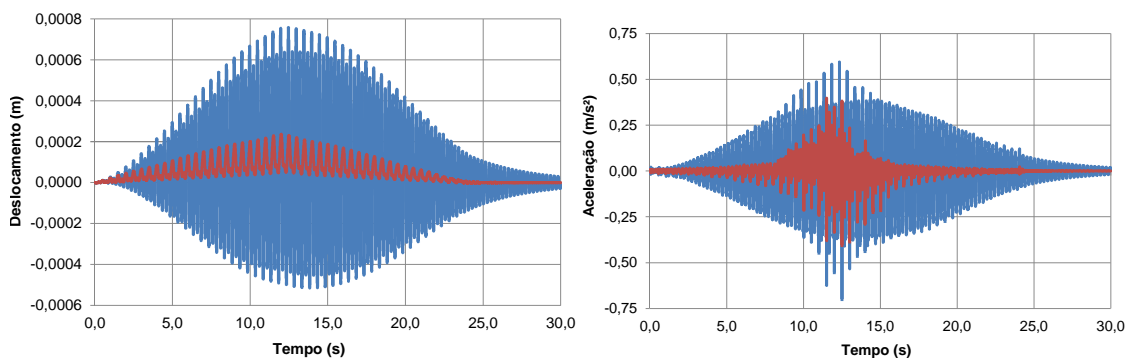
a) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga Bachmann e Ammann [1] – Controle teórico.



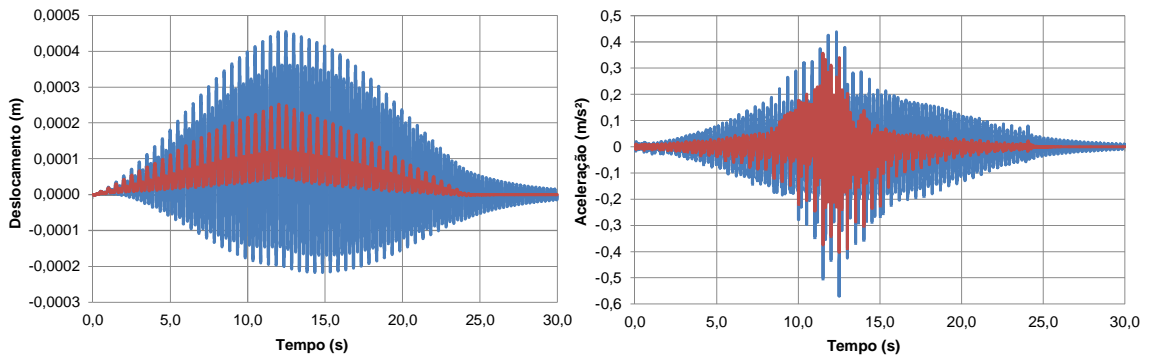
b) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga Bachmann e Ammann [1] – Controle real.



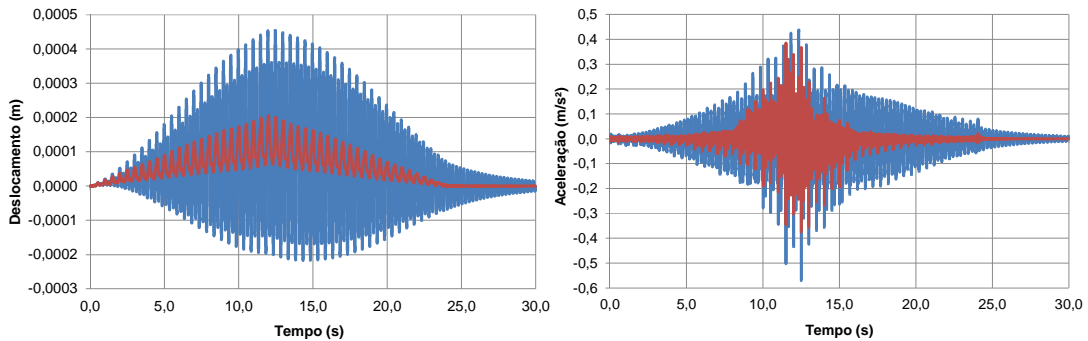
c) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga AISC [22] – Controle teórico.



d) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga AISC [22] – Controle real.



e) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga CEB [43] – Controle teórico.



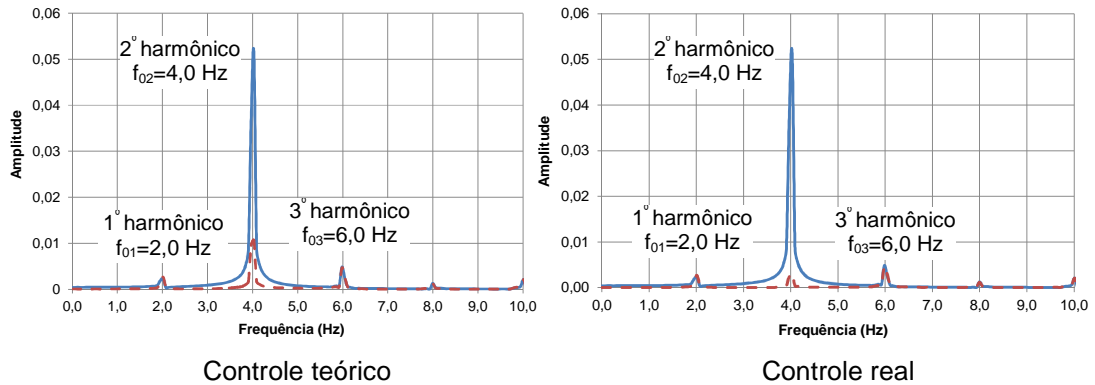
f) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga CEB [43] – Controle real.

Figura 81 – Amplitudes de deslocamentos e acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio do tempo para o modelo ME-II.

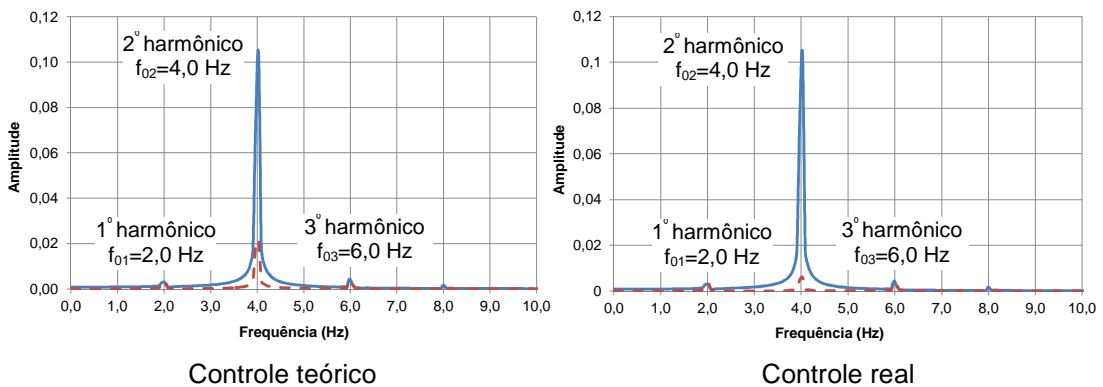
Tabela 61 – Comparação da efetividade entre os ADSs (teóricos e reais) na situação de ressonância para o modelo ME-II.

Modelo de carga	Sem ADS / com ADS / redução	Aceleração de pico (m/s ²)		Aceleração <i>rms</i> (m/s ²)	
		ADSs teóricos	ADSs reais	ADSs teóricos	ADSs reais
Bachmann/1987	Sem controle	0,54	0,54	0,09	0,09
	Com controle	0,38	0,35	0,03	0,02
	Redução (%)	29,62	35,18	66,67	77,78
AISC/2003	Sem controle	0,68	0,68	0,18	0,18
	Com controle	0,45	0,39	0,04	0,02
	Redução (%)	33,82	42,64	77,78	88,89
CEB/1991	Sem controle	0,56	0,56	0,09	0,09
	Com controle	0,39	0,36	0,03	0,02
	Redução (%)	30,35	35,71	66,67	77,78

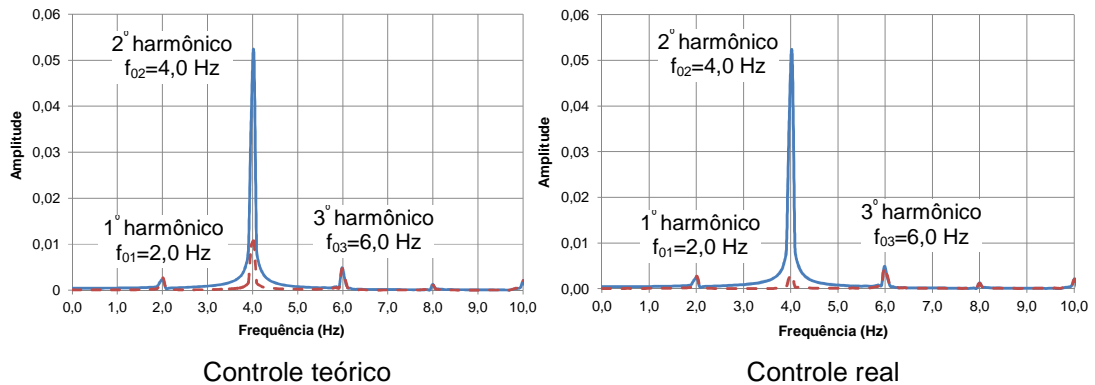
Aceleração limite de pico adotado: $a_{lim}=0,50 \text{ m/s}^2$ - Murray et al. [22]
 Aceleração limite *rms* adotado: $a_{lim}=0,294 \text{ m/s}^2$ (*rms*) - ISO 10137 [50]



a) Resposta dinâmica da passarela em termos de acelerações no domínio da frequência, modelo de carga Bachmann e Ammann [1].



b) Resposta dinâmica da passarela em termos de acelerações no domínio da frequência, modelo de carga AISC [22].



c) Resposta dinâmica da passarela em termos de acelerações no domínio da frequência, modelo de carga CEB [43].

Figura 82 – Acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio da frequência para o modelo ME-II.

Nos gráficos ilustrados na Figura 82 para os modelos os três modelos de carregamentos considerados observa-se que o maior pico da resposta estrutural ocorre na frequência natural de 4,04 Hz relacionado ao primeiro modo de flexão vertical, modo de vibração esse que comanda e que teve uma redução em torno de 80% para o controle teórico e de 94% para o controle real para os carregamentos

Bachmann e Ammann [1] e CEB [43] e para o carregamento AISC [22] reduções em torno de 81% para o controle teórico e de 94% para o controle real.

Os resultados exibidos Tabela 61 mostram uma boa redução das amplitudes de vibrações quando do uso, tanto dos ADSs teóricos, como os ADSs reais. Assim pode ser notado que o sistema de controle com ADSs se revelaram eficazes na situação de ressonância do modelo estrutural II para diferentes modelos de carga, onde todas as respostas em termos de acelerações de pico resultaram em valores máximos abaixo do limite normativo adotado de 0,50 m/s². Já para os resultados das acelerações em *rms* constantes na Tabela 61, apesar dos seus valores na situação sem o controle de vibração representarem em resultados de acelerações abaixo do limite de 0,294 m/s² conforme ISO 10137 [50] ainda sim, com a implementação dos ADSs (teóricos e reais) ocorreu reduções percentuais significativas de seus valores.

E por fim na comparação entre os resultados em negrito da Tabela 61 entre os ADSs teóricos e reais os ADSs teóricos se mostraram mais eficientes na redução da resposta da estrutura pelo seu menor amortecimento inerente, contribuindo para o desenvolvimento de um maior trabalho por parte do movimento das massas dos ADSs reais tendo, portanto, maior efetividade pelas massas se comportarem mais “soltas” da estrutura.

8.5.3 Controle de vibrações no modelo estrutural III (ME-III)

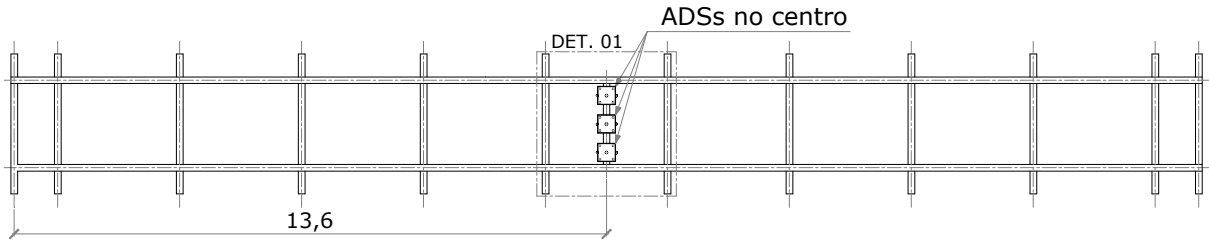
Para o modelo estrutural III o ADS foi sintonizado em relação ao modo fundamental da passarela, com frequência natural igual a $f_{01}=4,29$ Hz para a redução dos níveis de vibrações na situação de ressonância com este modo. Na Tabela 62 são apresentados os valores dos parâmetros calculados para os atenuadores nas duas situações consideradas: ADS teórico e ADS real.

Tabela 62 – Parâmetros do ADS teórico e real instalado no modelo estrutural III.

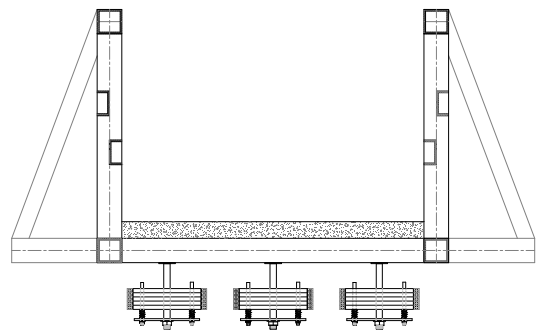
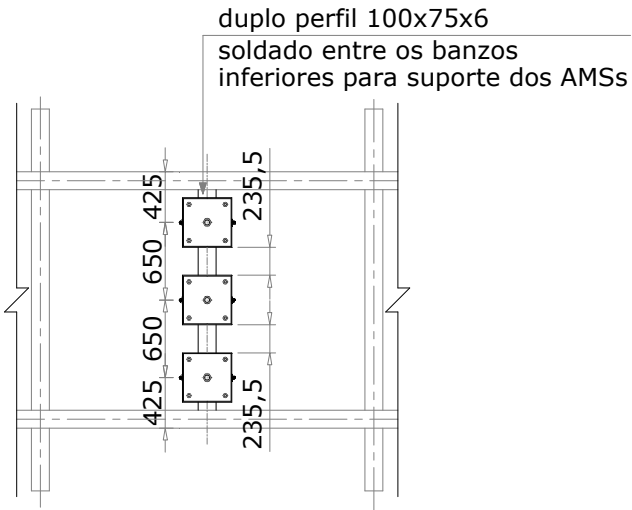
Parâmetros do ADS	ADS teórico	ADS real
$\mu(m_2/m_i)$	0,0484	0,0484
f_{opt}	0,954	0,972
f_a (Hz)	4,09	4,17
ξ_a (%)	12,55	1,5
K_a (N/m)	339.491,86	352.800
m_2 (kg)	514	514
C_a (N.s/m)	3.315,66	403,92

Na comparação dos valores dos parâmetros calculados para o ADS teórico e o ADS real presentes na Tabela 62, os seus valores se mostram muito próximos exceto para os valores da relação de amortecimento. O ADS real proposto e testado experimentalmente por Varela [44] não apresenta um amortecedor físico, mas sim um amortecimento próprio do seu mecanismo e com o atrito no movimento das massas, constituídas pelas placas do atenuador, conforme é ilustrado na Figura 84. O coeficiente de amortecimento obtido experimentalmente para o ADS real está no intervalo entre 1 a 1,5% Varela [44].

No intuito de tornar mais fácil a instalação do sistema de controle sob a passarela, através da redução da massa do sistema a ser manuseada, foi realizada uma divisão proporcional em três ADSs, conforme representado na Figura 83. A massa efetiva total de cada ADS é de 171,33 kg correspondendo a 5 placas de aço com massas de aproximadamente 34,26 kg cada. Os ADSs reais foram simetricamente dispostos no meio do vão da passarela mista (aço-concreto) investigado e devidamente acoplados na parte inferior da estrutura, correspondente a localização de maior amplitude modal das respostas do modo fundamental. A localização e detalhes dos ADSs reais são mostrados nas Figuras 83 e 84.



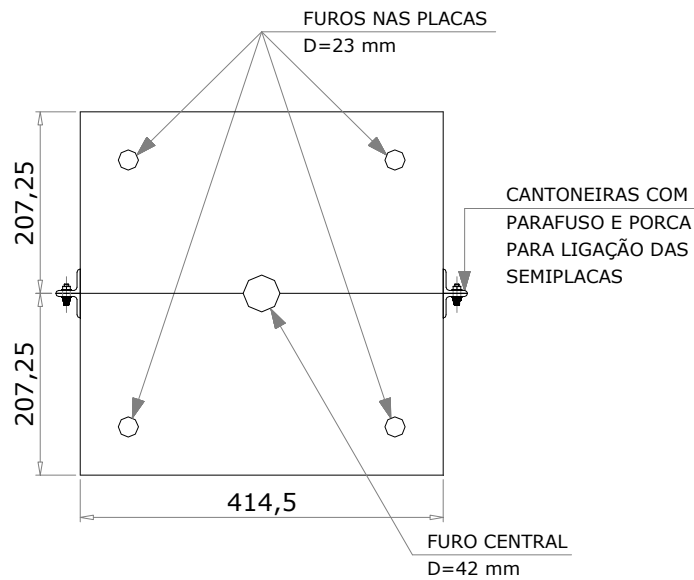
a) Vista dos ADSs sob a estrutura e na metade do vão da estrutura.



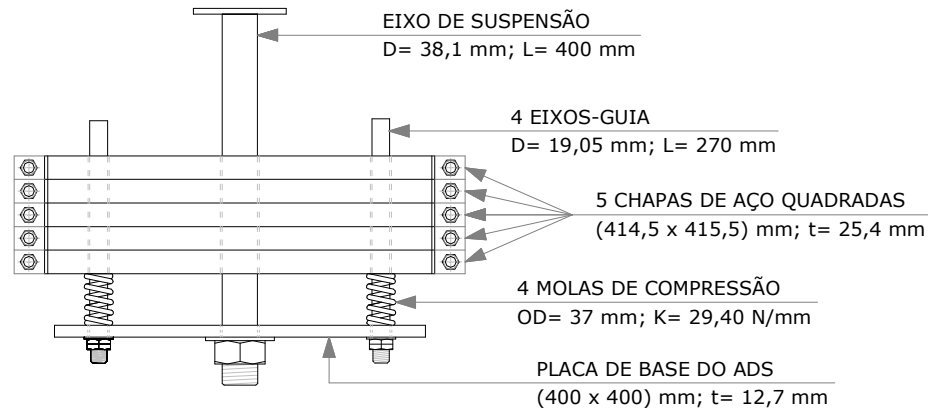
b) Vista dos ADSs em planta sob a estrutura.

c) Vista dos ADSs em corte no centro.

Figura 83 – Localização dos ADSs no modelo estrutural III.



a) Detalhes da placa de aço do ADS.



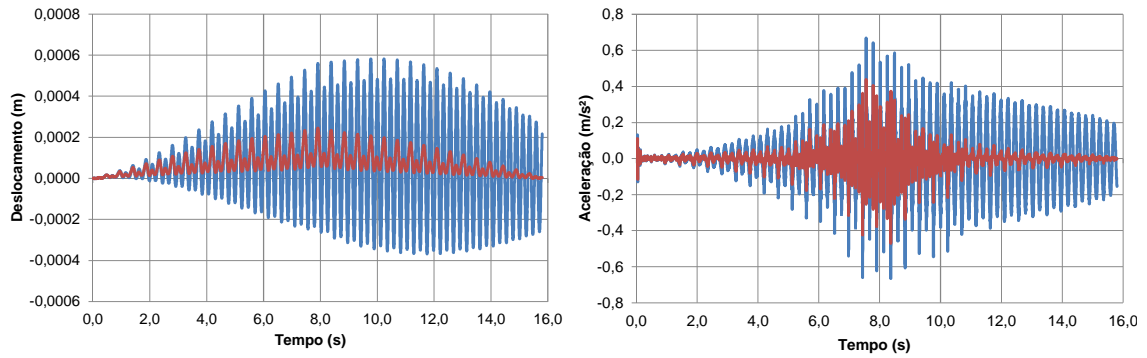
b) Elevação do ADS.

Figura 84 – Detalhes e características físicas dos ADSs instalados no modelo estrutural III.

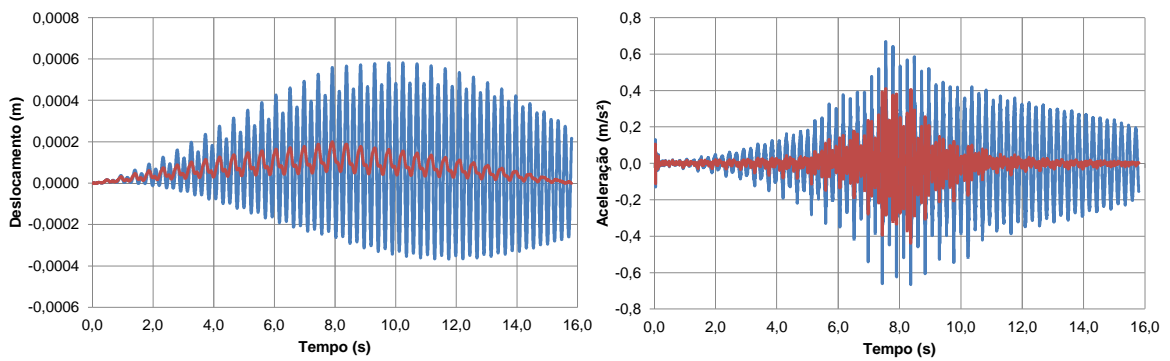
A rigidez de cada mola de compressão do ADS real é de 29,4 N/mm, que por considerar 4 unidades de molas por ADS real totaliza uma rigidez de 117,6 N/mm ou 117.600 N/m por cada ADS real. O valor de rigidez de 29,4 N/mm de cada mola se refere a uma mola comercial produzida pelo fabricante “*Associated Spring*”. Com relação ao amortecimento próprio de cada ADS o seu valor é de 134,64 N.s/m, sendo o somatório dos parâmetros dos três ADSs reais representado na Tabela 62.

A etapa seguinte com a instalação dos ADSs de acordo com o representado nas Figuras 83 e 84 foi a de simular computacionalmente o modelo estrutural com os três ADSs (teóricos e reais) para a mesma condição de carregamento dinâmico anterior ao controle.

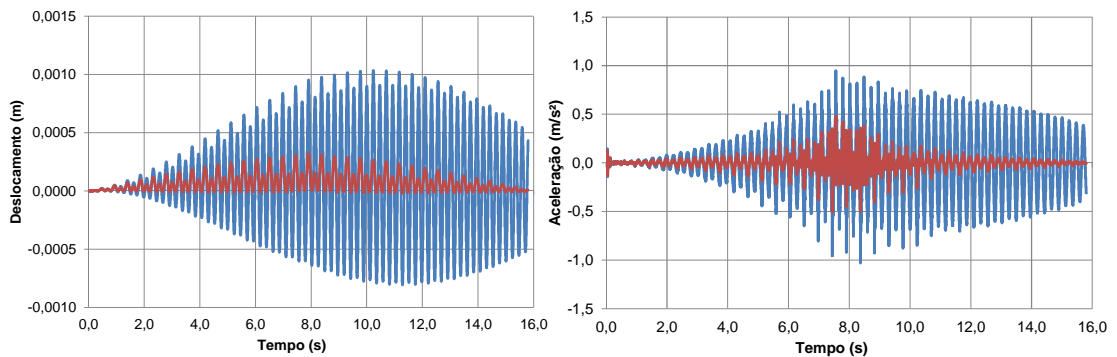
Na Figura 85 são representadas as amplitudes das respostas dinâmicas no domínio do tempo em termos de deslocamento e aceleração, tendo sido considerado os três modelos de cargas apresentados no capítulo 3. A Figura 86 ilustra graficamente a resposta dinâmica da estrutura em termos de aceleração no domínio da frequência. Tanto na Figura 85 e 86 as respostas dinâmicas se referem: a resposta da estrutura no nó central do piso; foram simuladas computacionalmente duas situações: a primeira denominado controle teórico (com ADS teórico) e a segundo controle real (com ADS real) e que as linhas na cor azul representam a resposta da estrutura sem controle e as linhas na cor vermelha são representativas da resposta da estrutura com controle. Na Tabela 63 exibe a comparação da efetividade dos ADSs (teórico e real) implementados no modelo estrutural III para a redução do nível de vibração na situação de ressonância.



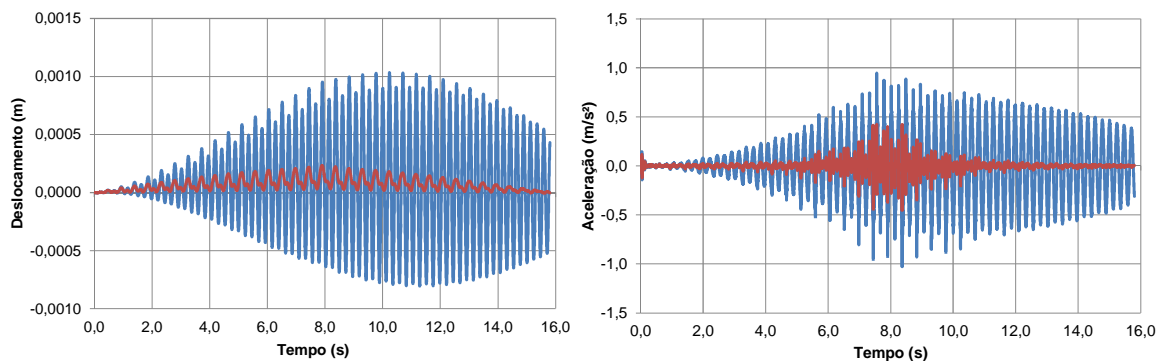
a) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga Bachmann e Ammann [1] – Controle teórico.



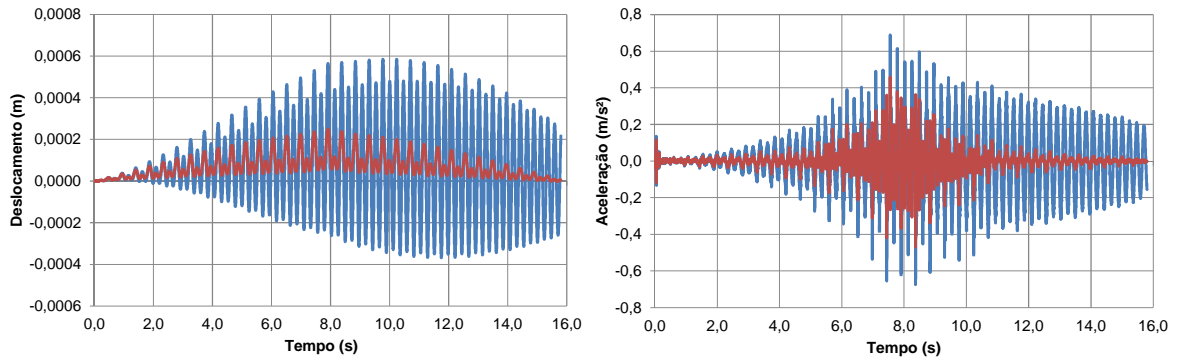
b) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga Bachmann e Ammann [1] – Controle real.



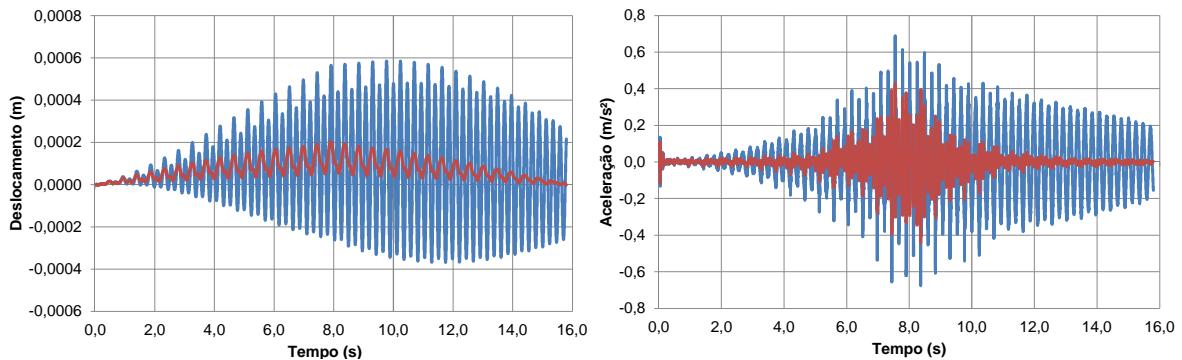
c) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga AISC [22] – Controle teórico.



d) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga AISC [22] – Controle real.



e) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga CEB [43] – Controle teórico.



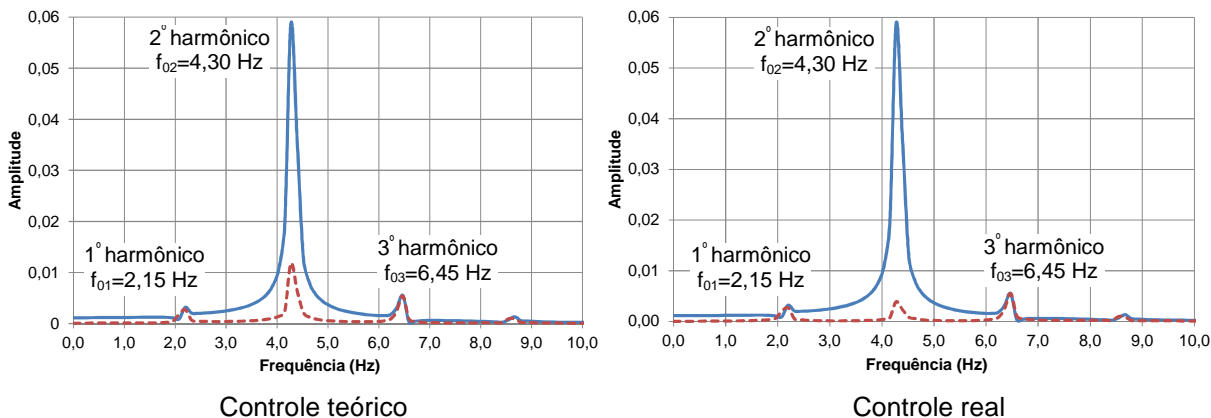
f) Resposta dinâmica da passarela no domínio do tempo, modelo de carga CEB [43] – Controle real.

Figura 85 – Amplitudes de deslocamentos e acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio do tempo para o modelo ME-III.

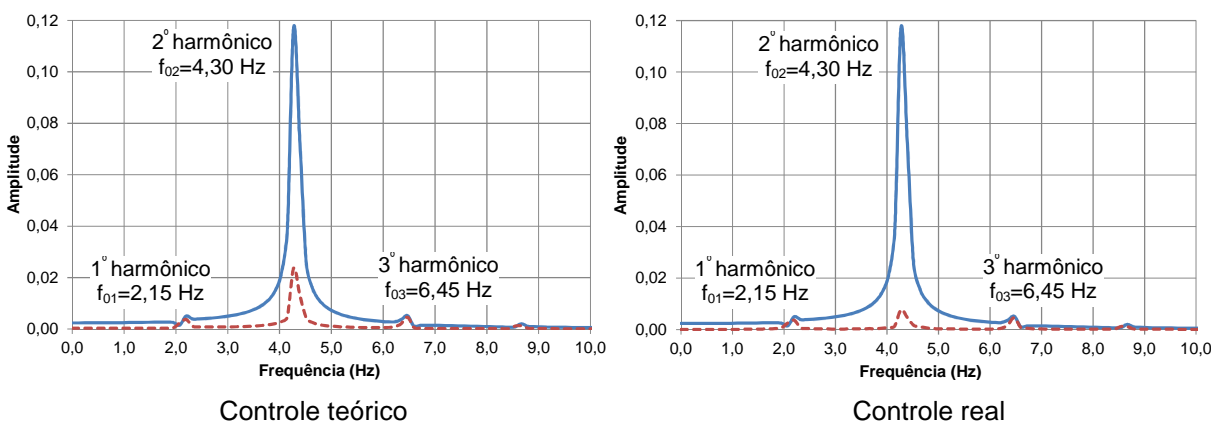
Tabela 63 – Comparação da efetividade entre os ADSs (teóricos e reais) na situação de ressonância para o modelo ME-III.

Modelo de carga	Sem ADS / com ADS / redução	Aceleração de pico (m/s ²)		Aceleração <i>rms</i> (m/s ²)	
		ADSs teóricos	ADSs reais	ADSs teóricos	ADSs reais
Bachmann/1987	Sem controle	0,66	0,66	0,16	0,16
	Com controle	0,46	0,43	0,03	0,02
	Redução (%)	30,30	34,84	81,25	87,5
AISC/2003	Sem controle	1,02	1,02	0,32	0,32
	Com controle	0,50	0,45	0,05	0,03
	Redução (%)	50,98	55,88	84,37	90,62
CEB/1991	Sem controle	0,68	0,68	0,16	0,16
	Com controle	0,46	0,44	0,03	0,02
	Redução (%)	32,35	35,29	81,25	87,5

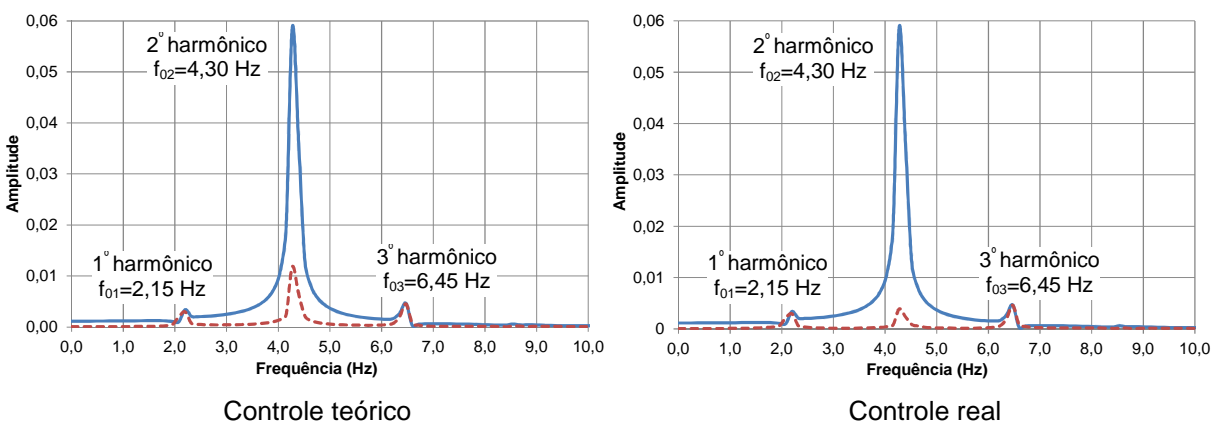
Aceleração limite de pico adotado: $a_{lim}=0,50$ m/s² - Murray et al. [22]
Aceleração limite *rms* adotado: $a_{lim}=0,294$ m/s² (*rms*) - ISO 10137 [50]



a) Resposta dinâmica da passarela em termos de acelerações no domínio da frequência, modelo de carga Bachmann e Ammann [1].



b) Resposta dinâmica da passarela em termos de acelerações no domínio da frequência, modelo de carga AISC [22].



c) Resposta dinâmica da passarela em termos de acelerações no domínio da frequência, modelo de carga CEB [43].

Figura 86 – Acelerações, sem e com controle (teórico e real), no domínio da frequência para o modelo ME-III.

Nos gráficos ilustrados na Figura 86 para os três modelos de cargas considerados foram observados que o maior pico da resposta estrutural ocorre na frequência natural de 4,30 Hz relacionado ao primeiro modo de flexão vertical, modo

de vibração esse que comanda e que teve uma redução em torno de 83% para o controle teórico e de 92% para o controle real para os carregamentos Bachmann e Ammann [1] e CEB [43] e para o carregamento AISC [22] reduções em torno de 83% para o controle teórico e de 91% para o controle real.

Os resultados exibidos Tabela 63 mostram uma boa redução das amplitudes de vibrações quando do uso, tanto dos ADSs teóricos, como os ADSs reais. Assim pode ser notado que o sistema de controle com ADSs se revelaram eficazes na situação de ressonância do modelo estrutural III para diferentes modelos de carga. Nota-se também na Tabela 63 que no uso dos ADSs reais, todas as respostas em termos de acelerações de pico resultaram em valores máximos abaixo do limite normativo adotado de $0,50 \text{ m/s}^2$. Enquanto que no uso dos ADSs teóricos na consideração do modelo de carregamento AISC [22] a resposta da aceleração de pico foi igual ao limite de $0,50 \text{ m/s}^2$. Com relação aos resultados das acelerações em *rms* constantes na Tabela 63, para o modelo de carregamento AISC [22] que sem o controle apresentava o valor de $0,32 \text{ m/s}^2$ (*rms*), acima do limite da norma ISO 10137 [50] que para a passarela em estudo é de $0,294 \text{ m/s}^2$ (*rms*), com a implementação dos ADSs (teórico e real) ocorreu expressivas reduções para valores iguais a $0,05$ e $0,03 \text{ m/s}^2$ para os controles teórico e real, respectivamente.

E por fim na comparação entre os resultados em negrito da Tabela 63 entre os ADSs teóricos e reais os ADSs teóricos se mostraram mais eficientes na redução da resposta da estrutura pelo seu menor amortecimento inerente, contribuindo para o desenvolvimento de um maior trabalho por parte do movimento das massas dos ADSs reais tendo, portanto, maior efetividade pelas massas se comportarem mais “soltas” da estrutura.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O pedestre em movimento na travessia de uma passarela pode induzir ações dinâmicas capazes de gerarem níveis de vibrações indesejáveis no aspecto do conforto humano. Com isso, objetivou-se nesta dissertação a análise do comportamento dinâmico de três passarelas de pedestres que se encontram atualmente na fase de projeto e a serem construídas no estado do Rio de Janeiro. Para a análise dinâmica das estruturas mistas (aço-concreto) de cada passarela foi desenvolvido uma modelagem numérico-computacional em elementos finitos de acordo com cada projeto estrutural.

No desenvolvimento do trabalho foram tomadas como referências diversas normas e guias de projeto para comparações de resultados em uma avaliação dos níveis de vibrações no aspecto do conforto humano. Partindo da consideração de que o tipo de estrutura, objeto de estudo deste trabalho, tem como função principal a de proporcionar a travessia de pedestres, esta função além de atender ao estado limite último no seu critério de segurança, deve também atender ao estado limite de serviço quanto aos níveis de vibrações, visando o conforto dos seus usuários. Neste enfoque, esta dissertação traz uma abordagem com a filosofia de concepção de um projeto estrutural comandada e conduzida, além do estabelecido exclusivamente para o estado limite último, neste acaso, também ao que se refere ao estado limite de serviço. Neste contexto, é mostrado uma perspectiva relevante e necessária da realização, ainda mesmo na fase de projeto, na identificação de possíveis vibrações excessivas por meio de análises dinâmicas, de mudanças na concepção estrutural que se façam necessárias para o atendimento dos critérios de conforto humano ou até mesmo partindo da solução estrutural com adoção do uso de atenuadores de vibrações instalados na estrutura.

Com a vantagem do custo reduzido para a instalação e manutenção, de praticamente não causar nenhum impacto na arquitetura definida para o projeto, além da fácil instalação nas estruturas, foi adotado como solução para o controle passivo das vibrações das estruturas analisadas, o uso dos atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs), com instalações sob o piso das passarelas.

9.1 Principais conclusões

Neste tópico conclusivo serão abordadas as principais conclusões obtidas, com o desenvolvimento de todas as análises efetuadas nos três modelos estruturais de passarelas mistas (aço-concreto) estudadas.

Os modelos estruturais investigados apresentaram a frequência do modo fundamental no intervalo de 4,0 à 4,8 Hz, que correspondem a valores dentro e próximos ao limite superior da faixa tido como crítica de frequência para o modo de vibração vertical de algumas normas citadas neste trabalho. Além disso as respostas de todos os modelos estruturais em termos de acelerações de pico indicaram acelerações máximas, em situações de ressonância para o segundo harmônico de carga, acima dos valores limites para as acelerações propostos como critério de conforto humano por algumas normas e guias de projeto.

É importante frisar que as normas e guias de projetos não apresentam um consenso em suas recomendações no que tange aos critérios relacionados ao conforto humano, além de se distinguirem em suas distintas metodologias. Conclusão esta que foi notado no confronto de resultados das análises dos três modelos estruturais entre as distintas normas e guias de projeto.

Os resultados obtidos para todos os modelos estruturais em acelerações com base na raiz quadrada do erro médio quadrático, considerado no trabalho como *rms* (root mean square) alcançaram valores bem inferiores aos resultados das acelerações máximas de pico.

Ainda na comparação dos resultados das análises nos três modelos estruturais das passarelas foi observado que os valores das acelerações máximas de pico e acelerações em *rms* se caracterizaram de uma maneira não linear, com relação aos modelos de cargas dinâmicas representativas do caminhar humano, pelo fato dos modelos de cargas levarem em conta uma interatividade relacionado com a excitação e as características dinâmicas dos distintos modelos estruturais investigados. Com isso, obteve-se variações nos resultados das acelerações que implicam em não considerar que um modelo com maior vão resulte em acelerações verticais mais elevados.

A norma Bro2004 [46] e o guia de projeto AISC [22] no confronto com as demais referências, se mostraram mais rigorosos na comparação de seus limites de

acelerações para os três modelos estruturais.

Com relação ao guia de projeto Sétra [5], o modelo estrutural I (ME-I) o nível de conforto não foi atendido e definido como intolerável apenas na situação em que a passarela se enquadra no nível de tráfego mais intenso de pedestres, classificado como classe I e caracterizado por passarelas urbanas que liga zonas de alta densidade de pedestres, como por exemplo, nas proximidades de estações de metrô ou em situações em que a passarela é frequentemente utilizada por densas multidões, submetida a elevado tráfego de pedestres. Para as demais classes com menores densidades de tráfego a classificação do nível de conforto foi de média e representativa de situações em que as acelerações sofridas pela estrutura da passarela são pouco perceptíveis para os pedestres.

Para o modelo estrutural II (ME-II) o nível de conforto também não foi atendido para a classe I, em situação similar ao modelo estrutural I (ME-I). Já para a classe II, que caracteriza um tráfego intenso de pedestres, podendo ainda carregar eventualmente toda área do piso, o nível de conforto alcançado da passarela foi mínimo. Para a classe III, onde se enquadra uma densidade de tráfego intenso de pedestres, representativa de uma passarela para uso normal e que pode eventualmente ser atravessada por grandes grupos de pessoas, mas nunca carregada em toda a sua área de piso, as acelerações da estrutura, ainda que a nível tolerável, de acordo com o guia, ainda são percebíveis pelos pedestres e nesta classe a passarela foi definida com um conforto também mínimo.

E por fim, segundo o guia Sétra [5] o modelo estrutural III (ME-III) apresentou a mesma classificação do modelo estrutural II (ME-II) com relação aos níveis de conforto, para as diferentes classes de tráfegos e distintas acelerações máximas.

No que diz ao guia HIVOSS [18] o modelo estrutural I (ME-I) se enquadrava em um nível de conforto mais desfavorável e classificada como mínimo, para a situação de nível de tráfego mais intenso para o guia, sendo de 1,5 pedestres/m² a densidade de pedestres sobre o piso da passarela, a circulação de pedestres é desagradável, com circulação de pedestres em multidão e passadas sincronizadas. Já para as demais classes de tráfegos com menores e diferentes densidades de pedestres em circulação, as definições dos níveis de conforto foram de máxima e média.

A classificação do nível de conforto do modelo estrutural II (ME-II), segundo o guia HIVOSS [18] foi de mínimo para todos os diferentes níveis de tráfegos definidos

pelas distintas classes e acelerações. Para modelo estrutural III (ME-III) o guia HIVOSS [18] classificou a passarela com relação ao conforto humano de forma idêntica ao modelo estrutural II (ME-II).

Em suma, para os guias de projeto Sétra [5] e HIVOSS [18] o modelo estrutural I (ME-I) se mostrou como uma passarela, em uma avaliação geral mais confortável. Enquanto que os modelos estruturais II (ME-II) e III (ME-III) tiveram avaliações gerais mais desconfortáveis, com classificações intoleráveis e mínimas de conforto, para os diferentes níveis de tráfegos.

a) Análise estática

Na avaliação das vibrações das passarelas pela análise estática, tal análise se mostra simplificada pelo fato do carregamento dinâmico de pedestres ser conduzido como um carregamento estático na condução da análise.

No primeiro modelo estrutural estudado, o modelo estrutural I (ME-I), em consonância com o definido pela NBR 8800 [42] para a avaliação das vibrações da estrutura pela análise estática, obteve-se um deslocamento central da estrutura da passarela mista (aço-concreto), biapoiada, com 32 m em vão, igual a 20,8 mm e, portanto, ligeiramente superior ao limite definido pela norma que é de 20 mm para se evitar níveis de vibrações que proporcione algum desconforto. Com isso, verifica-se que há a possibilidade do modelo estrutural I (ME-I) provar de algum nível de vibração que reflita em desconfortos aos pedestres na ocasião do uso da estrutura em sua travessia.

Com relação ao segundo modelo, o modelo estrutural II (ME-II), no atendimento ao definido pela NBR 8800 [42] para a avaliação das vibrações da estrutura pela análise estática, foi verificado um deslocamento central da estrutura da passarela mista (aço-concreto), biapoiada, com 36 m em vão, igual a 30,5 mm se mostrando superior ao limite normativo que é de 20 mm para se evitar níveis de vibrações que proporcione algum desconforto. Com isso, verifica-se que o modelo estrutural II (ME-II) pode alcançar níveis de vibrações que reflitam em desconfortos aos pedestres por meio do fenômeno de ressonância na ocasião do uso da estrutura pela travessia dos pedestres.

E por fim, no modelo estrutural III (ME-III) realizou-se a análise estática conforme o definido pela NBR 8800 [42] para a avaliação das vibrações da estrutura

pela análise estática, tendo resultado em um deslocamento central da estrutura da passarela mista (aço-concreto), biapoiada, com 27,20 m em vão, igual a 26,1 mm resultado em um valor superior ao limite da norma que é de 20 mm para se evitar níveis de vibrações que proporcione algum desconforto. Com isso, nota-se que o modelo estrutural III (ME-III) pode apresentar níveis de vibrações que provoquem desconfortos aos pedestres por meio do fenômeno de ressonância na ocasião do uso da estrutura pela travessia dos pedestres.

Dos resultados da análise estática e na comparação com o limite recomendado pela norma conclui-se que, os três modelos de passarelas analisadas estão sujeitas a vibrações excessivas. Apesar dos indícios de problemas vibratórios, tal análise estática é simplificada, ficando o que a própria norma afirma, a critério do projetista que esta avaliação não represente uma solução completa ao caso. Com isso, mais análises foram desenvolvidas nos modelos estruturais, como se segue.

b) Análise modal

Com o desenvolvimento da análise modal nos três modelos estruturais, as frequências obtidas apontam para possíveis problemas vibratórios. No modelo estrutural I (ME-I) a frequência fundamental da passarela foi de $f_{01} = 4,83$ Hz, já no modelo estrutural II (ME-II) a frequência fundamental identificado foi de $f_{01} = 4,04$ Hz e com relação ao modelo estrutural III (ME-III) a frequência fundamental é de $f_{01} = 4,29$ Hz. Em todas as estruturas, tais frequências fundamentais estão associadas ao primeiro modo de flexão vertical. Na comparação das frequências fundamentais características dos três modelos estruturais com os limites de frequências recomendados por diversas normas apresentados no capítulo 2, verificou-se que tais frequências apresentam valores abaixo dos limites recomendados, ou seja, dentro do intervalo crítico de frequências da maioria das normas. Em consequência disso, vibrações excessivas podem ocorrer nas respectivas estruturas.

Nos três modelos estruturais conclui-se que um quadro de ressonância pode ser alcançado pelo segundo harmônico do carregamento dinâmico relacionado ao caminhar de pedestres.

É importante frisar que as frequências naturais associadas aos modos horizontais, na consideração do fenômeno de sincronismo lateral, se apresentaram

em todos os modelos com valores fora dos intervalos críticos recomendados pelas normas e guias de projetos abordados no capítulo 2.

Com os valores de frequências naturais obtidas das análises modais e na comparação com as referências, reforçam-se a possibilidade de ocorrência de vibrações que reflitam em desconforto nas estruturas. Tendo ainda, a análise modal se mostrado, como uma boa alternativa de análise, quando não sendo possível a execução de um trabalho completo de análise dinâmica.

c) Análise harmônica

Com a realização da análise dinâmica nos modelos estruturais investigados foi possível determinar qual modo de vibração principal que mais contribui para a resposta dinâmica da estrutura e para todos os modelos estruturais foram obtidas as respostas dinâmicas em termos de espectro de frequências dos deslocamentos nodais. Conclui-se como resultado da análise harmônica para os três modelos estruturais, que o primeiro modo de vibração foi o modo dominante na resposta dinâmica da estrutura.

d) Análise transiente

Com a conclusão da análise harmônica anterior e tendo em vista o primeiro modo de flexão vertical ser o modo que comanda a resposta estrutural nos três modelos estruturais, uma situação de ressonância foi simulada na análise transiente entre o segundo harmônico da frequência de passo do carregamento e a frequência natural associado ao primeiro modo de vibração para todos os modelos estruturais.

Com o uso da modelagem computacional, os três modelos em elementos finitos foram submetidos a três modelos de cargas apresentados no capítulo 3 e representativos do caminhar de pedestres. Desta análise transiente obteve-se a resposta dinâmica das amplitudes dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo, bem como, as respostas em termos de acelerações no domínio da frequência para cada modelo estrutural.

Neste trabalho foi adotado como referência o prescrito pelo guia de projeto AISC (2013) no que concerne ao limite da resposta estrutural em termos de aceleração de pico para o atendimento ao conforto humano no uso de cada

estrutura e este limite de aceleração é igual a $0,50 \text{ m/s}^2$. Já para as acelerações (*rms*) o limite adotado é o prescrito pela norma ISO 10137 [50] que é de $0,294 \text{ m/s}^2$ para as passarelas investigadas.

Para o modelo estrutural I (ME-I) a ressonância foi obtida com a aplicação de um carregamento no modelo em elementos finitos da passarela igual $f_p = 2,4 \text{ Hz}$, que pelo segundo harmônico alcança a frequência natural associado ao primeiro modo de vibração igual a $f_{01} = 4,83 \text{ Hz}$. As respostas das acelerações de pico foram iguais a $0,64 \text{ m/s}^2$; $0,94 \text{ m/s}^2$ e $0,65 \text{ m/s}^2$ para os modelos de cargas Bachmann e Ammann [1], AISC [22] e CEB [43], respectivamente. Já com relação às acelerações (*rms*) todos os valores obtidos para os três modelos de carregamentos utilizados ficaram abaixo do limite considerado pela norma ISO 10137 [50].

No modelo estrutural II (ME-II) a ressonância foi obtida com a aplicação de um carregamento no modelo em elementos finitos da passarela igual $f_p = 2,0 \text{ Hz}$, que pelo segundo harmônico alcança a frequência natural associado ao primeiro modo de vibração igual a $f_{01} = 4,04 \text{ Hz}$. As respostas das acelerações de pico foram iguais a $0,54 \text{ m/s}^2$; $0,68 \text{ m/s}^2$ e $0,56 \text{ m/s}^2$ para os modelos de cargas Bachmann e Ammann [1], AISC [22] e CEB [43], respectivamente. Já com relação às acelerações (*rms*) todos os valores obtidos para os três modelos de carregamentos utilizados ficaram abaixo do limite considerado pela norma ISO 10137 [50].

Já para o modelo estrutural III (ME-III) a ressonância foi simulada com a aplicação de um carregamento no modelo em elementos finitos da passarela igual $f_p = 2,15 \text{ Hz}$, que pelo segundo harmônico alcança a frequência natural associado ao primeiro modo de vibração igual a $f_{01} = 4,29 \text{ Hz}$. As respostas das acelerações de pico foram iguais a $0,67 \text{ m/s}^2$; $1,02 \text{ m/s}^2$ e $0,69 \text{ m/s}^2$ para os modelos de cargas Bachmann e Ammann [1], AISC [22] e CEB [43], respectivamente. Ao que se refere às acelerações (*rms*) obtidas apenas para o modelo de carregamento AISC [22] o seu valor ficou acima limite considerado pela norma ISO 10137 [50].

Ao se considerar o limite de aceleração proposto pela referência adotada, conclui-se que as máximas amplitudes das acelerações ao longo do tempo obtidas estão acima do limite recomendado pelo AISC [22] para o atendimento ao critério de conforto humano que é de $0,50 \text{ m/s}^2$ para as passarelas analisadas. Conclui-se, portanto, que uma medida deve ser tomada para reduzir as respostas dinâmicas das estruturas e assim atender ao critério de conforto humano.

e) Controle do nível de vibrações

Para atenuação das respostas dinâmicas optou-se neste trabalho pelo desenvolvimento de um dispositivo de controle passivo a ser instalado em cada estrutura como sistema de controle de vibrações, mais especificamente o uso de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADSs). O desenvolvimento dos ADSs foi realizado em dois aspectos, um primeiro, de acordo exclusivamente com a teoria proposta por Den Hartog [98] e neste trabalho denominado de controle teórico. Já o segundo ADS desenvolvido orientou-se também por um sistema desenvolvido e testado experimentalmente por Varela e Battista [38] e que tem a denominação de controle real neste estudo.

Os ADSs desenvolvidos, tanto para o controle teórico, como para o controle real foram projetados e instalados nos modelos estruturais para o atendimento ao limite de conforto humano de $0,50 \text{ m/s}^2$.

Observou-se nas respostas das passarelas, tanto em termos de deslocamentos como das acelerações ao longo do tempo, que no início da resposta da estrutura a presença dos ADSs pouco contribuiu para as reduções destas respostas, mais à medida que a resposta estrutural evoluía, as reduções das respostas estruturais aumentavam pelo acréscimo da força de inércia transferida pela massa adicional e também por meio da rigidez e amortecimento dos ADSs. E à medida que o pedestre ía completando a sua travessia na passarela, as respostas estruturais reduziram de forma significativa.

Para o modelo estrutural I (ME-I) com as implementações dos ADSs foram obtidas reduções que atendem ao limite de aceleração de referência, para o controle teórico de $0,64 \text{ m/s}^2$ para $0,45 \text{ m/s}^2$ com o modelo de carga proposto por Bachmann e Ammann [1]; de $0,94 \text{ m/s}^2$ para $0,52 \text{ m/s}^2$ para o modelo de carga proposto por AISC [22] e de $0,65 \text{ m/s}^2$ para $0,46 \text{ m/s}^2$ para o modelo de carga proposto por CEB [43]. Já para o controle real a redução foi de $0,64 \text{ m/s}^2$ para $0,42 \text{ m/s}^2$ com o modelo de carga proposto por Bachmann e Ammann [1]; de $0,94 \text{ m/s}^2$ para $0,46 \text{ m/s}^2$ para o modelo de carga proposto por AISC [22] e por fim uma redução de $0,65 \text{ m/s}^2$ para $0,43 \text{ m/s}^2$ para o modelo de carga proposto por CEB [43]. Todos estes resultados se referem às respostas dinâmicas da estrutura em termos de acelerações máximas no domínio do tempo. Já com relação às respostas dinâmicas da estrutura no domínio da frequência para os três modelos de carregamentos considerados foram obtidas

reduções expressivas sendo de 80% para o controle teórico e de 90% para o controle real para os carregamentos Bachmann e Ammann [1] e CEB [43] e para o carregamento AISC [22] reduções em torno de 77% para o controle teórico e de 91% para o controle real. E por fim as reduções das acelerações (*rms*) também foram significativas para todos os modelos de carregamentos e controles (teóricos e reais) estando todas as reduções no intervalo de 75% a 85,18%.

No modelo estrutural II (ME-II) com as implementações dos ADSs foram obtidas reduções que atendem ao limite de aceleração de referência, para o controle teórico de 0,54 m/s² para 0,38 m/s² com o modelo de carga proposto por Bachmann e Ammann [1]; de 0,68 m/s² para 0,45 m/s² para o modelo de carga proposto por AISC [22] e de 0,56 m/s² para 0,36 m/s² para o modelo de carga proposto por CEB [43]. Já para o controle real a redução foi de 0,54 m/s² para 0,35 m/s² com o modelo de carga proposto por Bachmann e Ammann [1]; de 0,68 m/s² para 0,39 m/s² para o modelo de carga proposto por AISC [22] e por fim uma redução de 0,56 m/s² para 0,36 m/s² para o modelo de carga proposto por CEB [43]. Todos estes resultados se referem às respostas dinâmicas da estrutura em termos de acelerações máximas no domínio do tempo. Já com relação às respostas dinâmicas da estrutura no domínio da frequência para os três modelos de carregamentos considerados foram obtidas reduções expressivas sendo de 80% para o controle teórico e de 94% para o controle real para os carregamentos Bachmann e Ammann [1] e CEB [43] e para o carregamento AISC [22] reduções em torno de 81% para o controle teórico e de 94% para o controle real. E por fim as reduções das acelerações (*rms*) também foram significativas para todos os modelos de carregamentos e controles (teóricos e reais) estando todas as reduções no intervalo de 66,77% a 88,89%.

E por fim no modelo estrutural III (ME-III) com as implementações dos ADSs foram alcançadas reduções que atendem ao limite de aceleração de referência, sendo para o controle teórico de 0,66 m/s² para 0,46 m/s² com o modelo de carga proposto por Bachmann e Ammann [1]; de 1,02 m/s² para 0,50 m/s² para o modelo de carga proposto por AISC [22] e de 0,68 m/s² para 0,46 m/s² para o modelo de carga proposto por CEB [43]. Já para o controle real a redução foi de 0,66 m/s² para 0,43 m/s² com o modelo de carga proposto por Bachmann e Ammann [1]; de 1,02 m/s² para 0,45 m/s² para o modelo de carga proposto por AISC [22] e por fim uma redução de 0,68 m/s² para 0,44 m/s² para o modelo de carga proposto por CEB [43]. Todos estes resultados se referem às respostas dinâmicas da estrutura em termos

de acelerações máximas no domínio do tempo. Já com relação às respostas dinâmicas da estrutura no domínio da frequência para os três modelos de carregamentos considerados foram obtidas reduções expressivas sendo de 83% para o controle teórico e de 92% para o controle real para os carregamentos Bachmann e Ammann [1] e CEB [43] e para o carregamento AISC [22] reduções em torno de 83% para o controle teórico e de 91% para o controle real. E com relação às reduções das acelerações (*rms*) também foram significativas para todos os modelos de carregamentos e controles (teóricos e reais) estando todas as reduções no intervalo de 75% a 85,18%.

Para todos os modelos estruturais verificou-se que as reduções das acelerações com o uso dos ADSs no controle real foram maiores na comparação do desempenho do controle teórico. Isso se deve ao fato de que com um menor amortecimento adotado e obtido experimentalmente por Varela [66], as massas dos ADSs atuaram mais efetivamente na sua reação inercial e com isso favorecendo a uma menor amplitude da resposta estrutural.

Apesar da teoria de desenvolvimento de um ADS elaborado por Den Hartog [98] considere um carregamento harmônico senoidal foram obtidos resultados nas estruturas com reduções dos níveis de vibrações e atendimento ao limite da aceleração de pico de 0,50 m/s², bem como da aceleração (*rms*) para todos os carregamentos. Com isso, o sistema de controle desenvolvido satisfaz o objetivo de atenuar as respostas dinâmicas das estruturas no aspecto do conforto humano.

9.2 Sugestões para trabalhos futuros

- a) Efetuar análises de cunho experimental nas estruturas das passarelas analisadas para se realizar um confronto entre os resultados numéricos e os medidos e, com isso possibilitando uma calibragem do modelo numérico-computacional com base nas medidas experimentais;
- b) Análises dos modelos estruturais para a hipótese de amortecimento não proporcional;
- c) Desenvolvimento de parâmetros teóricos de controle de vibrações estruturais para um carregamento dinâmico com variação temporal e

- espacial, como ocorre no caminhar e corrida de pedestres;
- d) Realização de estudos paramétricos específicos para ADSs instalados em passarelas de pedestres;
 - e) Analisar os efeitos da perda de sintonia da frequência entre os ADSs e a estrutura.

REFERÊNCIAS

- [1] BACHMANN, H. & AMMANN, W. Vibrations in structures induced by man and machines, IABSE Structural Engineering Document 3E, International Association for Bridges and Structural Engineering, ISBN 3-85748-052-X, 1987.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221p.
- [3] NEWLAND, D.E. Vibration of the London Millennium Footbridge: Cause and Cure. *International Journal of Acoustics and Vibration*, v. 8, n. 1, p. 9-14, 2003.
- [4] DALLARD, P.; FITZPATRICK, A.J.; FLINT, A.; BOURVA, LE. S.; LOW A. SMITH R.M.R. AND WILLFORD M. The London Millennium Footbridge. *The Structural Engineer*, v. 79, n. 22, p. 17-33, 2001
- [5] SÉTRA Footbridge – Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridge Under Pedestrian Loading, Technical guide. Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Paris, 2006.
- [6] MIMOA MI MODERN ARCHITECTURE. Disponível em: <http://www.mimoa.eu/projects/France/Paris/Passerelle%20Solferino>. Acesso em: 05 dez. 2013.
- [7] CHARLES, P., BUI, V. Transversal dynamic actions of pedestrian & synchronisation. Proceedings of Footbridge 2005 – 2nd International Conference, Venice, Italy, 2005.
- [8] NAKAMURA, S.I.; FUJINO, Y. Transversal horizontal vibration on a pedestrian cablestayed bridge. *Structural Engineering International*, v. 12, n. 4, p. 295-300, 2002.

- [9] NAKAMURA, S. Model for lateral excitation of footbridge by synchronous walking. *ASCE – Journal of Structural Engineering*, v. 130, n. 1, p. 32-37, 2004.
- [10] NAKAMURA, S.; KAWASAKI, T.; KATSUURA, H.; YOKOYOMA, K. Experimental studies on lateral forces induced by pedestrians. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 64, n. 2, p. 247-252, 2008.
- [11] SEILER, C.; OCCHIUZZI, A.; SPIZZUOCO, N.; SERINO, G. Dynamic stress analysis due to moving loads on footbridges. In: Convegno Nazionale Dell'Associazione Italiana Per L'Analisi Delle Sollecitazioni, 32, 2003, Salerno, Italy. Proceedings Salerno, Italy, 2003.
- [12] BUTZ, C.; MAGALHÃES, F.; CUNHA, A.; CAETANO, E.; GOLDACK, A. Experimental Characterization of the Dynamic Behaviour of Lively footbridges. *Footbridge 2005*, Paris, 2005.
- [13] NAKAMURA, S. Field measurements of lateral vibration on a pedestrian suspension bridge. *The Structural Engineer*, v. 81, n. 22, p. 22-26, 2003.
- [14] CAETANO, E.; CUNHA, A.; MAGALHÃES, F.; MOUTINHO, C. Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 1: assessment of dynamic behaviour. *Engineering Structures*, v. 32, iss. 4, p. 1069-1081, 2010.
- [15] CAETANO, E.; CUNHA, A.; MAGALHÃES, F.; MOUTINHO, C. Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 2: Implementation of tuned mass dampers. *Engineering Structures*, v. 32, iss. 4, p. 1082-1091, 2010.
- [16] MAIA, N., et al. Theoretical and experimental modal analysis. Research Studies Press, UK, 1997.

- [17] BREUKLEMAN, B., et al. Footbridge damping systems: A case study. Footbridge 2002, Paris, 2002.
- [18] HIVOSS Human Induced Vibration of Steel Structures, Design of Footbridges Guideline. Reserch Fund for Coal and Steel, 2008.
- [19] RAINER, J.H.; PERNICA, G.; ALLEN, D.E. Dynamic loading and response of footbridges. Canadian. *Journal of Civil Engineering*, v. 15, n. 1, p. 66-71, 1988.
- [20] BACHMANN, H. Case studies of structures with man-induced vibrations. *Journal of Structural Engineering*, v. 118, n. 3, p. 631-647, 1992.
- [21] MAGLUTA, C. Sistemas dinâmicos passivos para absorção de vibrações estruturais. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 1993.
- [22] MURRAY, T. M.; ALLEN, D.E.; UNGAR, E.E. Steel Design Guide Series 11: Floor Vibrations due to Human Activity. Chicago, USA: American Institute of Steel Construction, 1997.
- [23] RANA, R.; SOONG, T.T. Parametric study and simplified design of tuned mass dampers. *Engineering Structures*, v. 20, n. 3, p. 193-204, jun. 1998.
- [24] PIMENTEL, R.L.; PAVIC, A.; WALDRON, P. Evaluation of design requirements for footbridges excited by vertical forces from walking. Canadian. *Journal of Civil Engineering*, V. 28, n. 5, p. 769-776, 2001.
- [25] PIMENTEL, R.L.; FERNANDES, H.M.B. A simplified formulation for vibration serviceability of footbridges. In International Conference on the Design and Dynamic Behaviour of Footbridges. Proceedings. Paris, France, p. 20-22, 2002.
- [26] ONTARIO HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE. OHBDC ONT 83. Ontario Ministry of Transportation, Toronto, 1983.

- [27] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *BS 5400-2 – Steel, concrete and composite bridge – Part 2: Specification for loads, Annex B (normative) Vibration serviceability requirements for foot and cycle track bridges*. UK British Standards Association, London, 2006.
- [28] MACKENZIE, D.; BARKER, C.; MCFADYEN, N.; ALLISON, B. Footbridge pedestrian vibration limits – part 2: human sensitivity. *Proceedings of Footbridge 2005 – 2nd International Conference, Venice, Italy, 2005*.
- [29] FIGUEIREDO, F.P. Estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar de pedestres. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGE CIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2005.
- [30] ZIVANOVIC, S.; PAVIC, A.; REYNOLDS, P. Vibration Serviceability of footbridges under human-induced excitation: A literature review. *Journal of Sound and Vibration*, v. 279, p. 1-74, 2005.
- [31] KARÁSEK, P.; NEMEC, P.; KALNÝ, M.; POLÁK, M.; PLACHÝ, T.; STUDNICKOVÁ, M. Dynamic behaviour of a steel cable-stayed footbridge damped by TMD. *EURODYN 2005. The Six European Conferences of Structural Dynamics, Paris, France, Sept. 2005*.
- [32] ZIVANOVIC, S.; PAVIC, A.; REYNOLDS, P. Modal testing and FE model tuning of a lively footbridge structure. *Engineering Structures*, v. 28, iss. 6, p. 857-868, 2006.
- [33] SILVA, J.G.S. da; VELLASCO, P.C.G da S.; ANDRADE, S.A.L. de; LIMA, L.R.O. de; FIGUEIREDO, F.P. Vibration analysis of footbridges due to vertical human loads. *Computers & Structures*, v. 85, p. 1693-1703, 2007.
- [34] BROWNJOHN, J.M.W.; PAVIC, A. Experimental Methods for estimating modal mass in footbridges using human-induced dynamic excitation. *Engineering Structures*, V. 29, iss. 11, p. 2833-2843, 2007.

- [35] RACIC, V.; PAVIC, A.; BROWNJOHN, J.M.W. Experimental identification and analytical modelling of human walking forces: literature review. *Journal of Sound and Vibration*, v. 326, p. 1-49, 2009.
- [36] WEBER, B.; FELTRIN, G. Assessment of long-term behavior of tuned mass dampers by system identification. *Engineering Structures*, v. 32, iss. 11, p. 3670-3682, 2010.
- [37] LI, Q.; FAN, J.; NIE, J.; LI, Q.; CHEN, Y. Crowd-induced random vibration of footbridge and vibration control using multiple tuned mass dampers. *Journal of Vibration and Control*, v. 329, p. 4068-4092, 2010.
- [38] VARELA, W.D.; BATTISTA, R.C. Control of vibrations induced by people walking on large span composite floor decks. *Engineering Structures*, v. 33, iss. 9, p. 2485-2494, 2011.
- [39] JANDIG, R.S. Optimum multiple tuned mass dampers for base-excited undamped system. *Journal of Vibration and Control*, v. 0, n. 0, p. 1-18, may. 2012.
- [40] INGÓLFSSON, E.T.; GEORGAKIS, C.T.; JÖNSSON, J. Pedestrian-induced lateral vibrations of footbridge: A literature review. *Engineering Structures*, V. 45, p. 21-52, 2012.
- [41] DANIEL, Y.; LAVAN, O.; LEVY, R. Multi-modal control of pedestrian bridge using tuned-mass-dampers. In: Proceedings of Structures Congress XLIII - Forging Connections in the Windy City, ASCE, p. 471-482, Chicago, USA, march, 2012.
- [42] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8800: Projetos de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro, 2008. 237p.

- [43] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB 209*, Vibration Problems in Structures. Practical Guidelines. Bulletin d'Information, n. 209, 1991.
- [44] RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO DE PUENTES METÁLICOS. *RPM-95*, Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras, Espanha, 1995.
- [45] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *AASHTO*: Guide specifications for design of pedestrian bridge. USA, aug. 1997.
- [46] BRO 2004. Publikation 2004:56: Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar, Svensk Byggtjänst, Stockholm, Sverige, 2004.
- [47] DEPARTMENTAL STANDARD. *BD 37/01* – Loads for highways bridges, Appendix A Foot / cycle track bridge live loads. UK British Standards Association, London, 2001.
- [48] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 2631/2*: Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz), Switzerland, 1989.
- [49] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *EUROCODE 5*: Design of timber structures, Part 2, Bridges, London, 2004.
- [50] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 10137*: Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations, Second Edition, International Standard Association, Geneva, Switzerland, 2007.
- [51] SANTOS, C.M. dos. Avaliação do comportamento dinâmico de uma passarela submetida a carregamentos induzidos por pedestres. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2011.

- [52] NAKAMURA, S.I. Transversal horizontal vibration on a pedestrian cable-stayed bridge. *Journal of Structural Engineering International*, IABSE, v. 12, n. 4, p. 295-300, 2002.
- [53] FERNANDES, H.M.B. Comportamento dinâmico de passarelas modeladas como vigas sujeitas a vibrações da direção vertical induzidas por pedestres. Tese de Doutorado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Centro de Tecnologia, Universidade da Paraíba, Paraíba, 2007.
- [54] WHEELER, J. Prediction and control of pedestrian-induced vibration in footbridge. *Journal of Structural Engineering*, v. 108, n. 9, p. 2045-2065, 1982.
- [55] PIMENTA, H.J.L. Modelação de ações dinâmicas e efeitos de sincronização em pontes pedonais. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, PT, 2008.
- [56] BACHMANN et al. *Vibration problems in structures – practical guidelines*, Basel (Switzerland): Institut für Baustatik und Konstruktion, Birkhäuser, 1995.
- [57] BACHMANN, H. Case studies of structures with man-induced vibrations. *Journal of Structural Engineering*, v. 118, n. 3, p. 631-647, 1992.
- [58] KOBORI, T.; KOSHIKA, N.; YAMADA, K.; IKEDA, Y. Seismic response controlled structure with active mass driver system. Part 1: Design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 20, iss. 2, p. 133-149, 1991.
- [59] KOBORI, T.; KOSHIKA, N.; YAMADA, K.; IKEDA, Y. Seismic response controlled structure with active mass driver system. Part 2: Verification. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 20, iss. 2, p. 151-166, 1991.

- [60] KOBORI, T.; TAKAHASHI, M.; NASU, T.; NIWA, N.; OGASAWA, K. Seismic response controlled structure with active variable stiffness systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 22, iss. 11, p. 925-941, 1993.
- [61] FUJINO, Y.; PACHECO, B.; NAKAMURA, S.; PENNUNG, W. Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge. *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*, v. 22, p. 741-758, 1993.
- [62] BATTISTA, R.C.; MAGLUTA, C. Spectator Induced Vibration of Maracanã Football Stadium. In: Proceedings of the 2nd European Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 93, v. 2, p. 985-994, Balkema Editors, Norway, 1993.
- [63] KOIKE, Y.; MURATA, T.; TANIDA, K.; MUTAGUCHI, M.; KOBORI, T.; TAKENAKA, Y.; ARITA, T. Development of V-shaped hybrid mass dampers and its application to high-rise buildings. 1st World Conference on Structural Control, Los Angeles, 1994.
- [64] KURATA, N.; KOBORI, T.; TAKAHASHI, M.; NIWA, N.; MIDORIKAWA, H. Actual seismic response controlled building with semi-active dampers system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 28, iss. 11, p. 1427-1447, 1999.
- [65] LIAO, W.; MUALLA, I.; LOT, C. Shaking-table test of a friction-dampers frame structure. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, v. 13, iss. 3, p. 45-54, 2004.
- [66] VARELA, W.D. Modelo teórico-experimental para análises de vibrações induzidas por pessoas caminhando sobre lajes de edifícios. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2004.

- [67] VARELA, W.D. Estudo simplificado para avaliação da eficiência de sistemas de controle de vibrações passivos e ativos. *Revista de Ciência & Tecnologia*, v. 7, n. 2, dez. 2007.
- [68] BATTISTA, R. C., PFEIL, M. S., “Múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados para controle das oscilações induzidas pelo vento na Ponte Rio-Niterói”, *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, ASAAE, v. 2, n. 1, 2005.
- [69] KING, P.; VICKERY, B. Experience with visco-elastic and hydraulic dampers for stay cables. Wind Induced Vibration of Cable Stay Bridges Workshop, 2006.
- [70] MOUTINHO, C.M.R. Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2007.
- [71] GUERREIRO, L. Uma aplicação de isolamento de base em Portugal – O novo hospital da luz. VII Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Sísmica 2007, FEUP, Porto, Portugal, 2007.
- [72] STOYANOFF, S., HUNTER, M. Footbridges: Pedestrian-induced vibrations on footbridges. Advanced Response Analysis. *Bridge Structures: Assessment, Design and Construction*, v. 3, iss. 3-4, p. 229-245, 2007.
- [73] THENOZHI, S.; YU, W. Advances in modeling and vibration control of building structures. *Annual Reviews in Control*, v. 37, p. 346-364, 2013.
- [74] SOONG, T.T.; SPENCER, B.F. Supplemental energy dissipation: State of the art and state of the practice. *Engineering Structures*, v. 24, iss. 3, p. 243-259, 2002.

- [75] GUERREIRO, L. Isolamento de base – Uma nova tecnologia de protecção sísmica. Seminário na Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Portugal, 2006.
- [76] ZHANG, R.; SOONG, T.T.; MAHMOODI, P. Seismic response of steel frame structures with added viscoelastic dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 18, p. 389-396, 1989.
- [77] GUERREIRO, L. Dinâmica e engenharia sísmica. Ciclo de Conferências do Fórum Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Maio, 2007.
- [78] KRENK, S.; BRONDEN, A.; KRISTENSEN, A. Placement and tuning of resonance dampers on footbridges. Proceedings of Footbridge 2005 – 2nd International Conference, Venice, Italy, 2005.
- [79] ARAÚJO, A.H.; GUERRA, E.O.; LIRA, A.F.; REZENDE, A.S. Cobertura Mineirão – Solução Integrada Concreto-Aço. Congresso Latino Americano da Construção Metálica – CONSTRUMENTAL 2012, São Paulo, Brasil, 2012.
- [80] CHEN, X.; DING, Y.; LI, A.Q.; ZHANG, Z.Q.; SUN, P. Investigations on serviceability control of long-span structures under human-induced excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 11, iss. 1, p. 57-71, mar. 2012.
- [81] BATTISTA, R.C; ROITMAN, N.; MAGLUTA, C. Structural Dynamic Analysis of Maracana Stadium. *Benchmark Magazine*, NAFEMS – Finite Element Methods and Standards, 3rd quarter, pp. 35-37, M&M Press, Glasgow, Scotland, Setembro, 1993.
- [82] BATTISTA, R.C.; SANTOS, E.F.; VARELA, W.D.; CORREA, W. Vibrações em Estádios Brasileiros: Diagnósticos e Soluções; Caso Exemplo: O Estádio do Maracanã, II Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, ABPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Outubro, 2007.

- [83] GERB. Disponível em: <http://www.gerb.com.br/index.php?id=590&MP=503-1040>. Acesso em: 23 jan. 2014.
- [84] WEBER, F., et al. Guidelines for Structural Control. Dübendorf, Switzerland, March, 2006.
- [85] SPENCER, B.F.; SAIN, M.K. Controlling buildings: A new frontier in feedback. *IEEE Control Systems Magazine on Emerging Technology*, v. 17, p. 19-35, 1997.
- [86] SOONG, T.T. Active structural control: Theory and practice. Longman Scientific & Technical, New York, 1990.
- [87] YI, F.; DYKE, S. J. Structural control systems: Performance assessment. Proceedings of the American Control Conference, v. 1, p. 14-18, 2000.
- [88] FISCO, N. R.; ADELI, H. Smart structures: Part I – Active and semi-active control. *Scientia Iranica*, v. 18, p. 275–284, 2011.
- [89] PREUMONT, A. Vibration control of active structures, Kluwer Academic Publishers, 1997.
- [90] MOUTINHO, C.; CUNHA, A.; CAETANO, E. Implementation of an active mass damper to control vibrations in a “lively” footbridge. 3st ECCOMAS Thematic Conference on Smart Structures and Materials, Poland, 2007.
- [91] SYMANS, M. D.; CONSTANTINOU, M. C. Semi-active control systems for seismic protection of structures: A state-of-the-art review. *Engineering Structures*, v. 21, p. 469–487, 1999.
- [92] SPENCER JR., B.F.; DYKE, S.J.; SAIN, M.K.; CARLSON, J.D. Phenomenological model for magnetorheological dampers. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 123, n. 3, p. 230-238. 1997a.

- [93] XUE, S.; TOBITA, J.; KURITA, S.; IZUMI, M. Mechanics and dynamics of inteligente passive vibration control system. *Journal of Engineering Mechanics*, V. 123, N. 4, P. 322-327, 1997.
- [94] BENEVELLI, S.M.A. Controle híbrido para atenuação de vibrações em edifícios. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-RJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.
- [95] FRAHM, H. Device for damping vibration of bodies, United States Patent nº 989.958, 1911.
- [96] CONNOR, J.J. Introduction to structural motion control. Prentice Hall Pearson Education, Incorporated, 2003. 680 p.
- [97] ORMONDROYD, J.; HARTOG, J.P.D. The Theory of the Dynamic Vibration Absorber. *Trans. ASME, APM*, V. 50, n. 7, p. 9–22, 1928.
- [98] HARTOG, J.P.D. Mechanical vibrations. Mcgraw-Hill, New York, 1940.
- [99] KELLY, S.G. Fundamentals of mechanical vibrations. Mcgraw-Hill, Singapore, 1992 643 p.
- [100] GASPAR, C.M.R. Análise dinâmica e controle de vibrações de pisos de edificações submetidas a atividades humanas rítmicas. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2013.
- [101] MOUTINHO C.M.R. Controlo passivo e ativo de vibrações em pontes de peões. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1998.
- [102] BACHMANN, H.; WEBER, B. Tuned vibration absorbers for lively structures. *Journal of IABSE, Structural Engineering International*, v. 5, n. 1, p. 31-36, 1995.

- [103] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14762*: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010. 87p.
- [104] ANSYS Swanson Analysis Systems, Inc., P. O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065. Release 11.0, SP1 UP20070830, ANSYS, Inc. is a UL registered ISO 9001:2000 Company. Products ANSYS Academic Research, 2007.
- [105] GOMES, D.H.M. Controle da resposta dinâmica de uma passarela de pedestres da cidade de Brasília coma utilização de amortecedores de massa sintonizados. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, UNB, Brasília, DF, Brasil, 2006.
- [106] CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; Dynamics of Structures; McGraw-Hill, 1993. 634p.
- [107] CHOPRA, A. K. Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering. 3rd ed., Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007.
- [108] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7188*: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013. 14p.