



Universidade Federal do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Programa de Projeto de Estruturas

Mailson de Macedo Queiroz

**TÉCNICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DE PASSARELAS**



Mailson de Macedo Queiroz

## TÉCNICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DE PASSARELAS

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Silvio de Souza Lima

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro  
2014

Queiroz, Mailson de Macedo.

Técnicas de análise dinâmica de passarelas/Mailson de Macedo Queiroz. – 2014.

120;30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto em Estruturas, Rio de Janeiro, 2014.

Orientadores: Silvio de Souza Lima e Sergio Hampshire de Carvalho Santos.

1. Controle de vibrações. 2. Dinâmica estrutural. 3. Elementos finitos. I. Lima, Silvio de Souza e Santos, Sergio Hampshire de C.. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título

# TÉCNICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DE PASSARELAS

Mailson de Macedo Queiroz

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

---

Prof. Silvio de Souza Lima, D. Sc., UFRJ

---

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc., UFRJ

---

Prof. Eduardo de Miranda Batista, D.Sc., UFRJ

---

Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D. Sc., UFF

Rio de Janeiro

2014

iv

## RESUMO

QUEIROZ, Mailson de Macedo. **Técnicas de análise dinâmica de passarelas.** Rio de Janeiro, 2014. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

A evolução normativa com relação aos coeficientes de segurança aliada às melhorias das propriedades dos materiais de construção tem propiciado a concepção de estruturas mais esbeltas e leves. Este progresso, embora interessante no ponto de vista econômico e estético, pode resultar na adoção de elementos estruturais com baixa rigidez e com frequências naturais próximas às frequências de excitação provenientes das atividades humanas. As passarelas, por exemplo, são comumente relacionadas a tal condição. Este tipo de estrutura, apesar de já estar relacionado a problemas vibratórios desde 1831 na ocasião do desabamento da ponte inglesa de Broughton, tem seu comportamento dinâmico agravado pelos recursos industriais e técnicos disponíveis, como é o caso do uso de contraflechas, estais, lajes mistas dentre outras técnicas. Este contraponto do comportamento dinâmico conflita, portanto, com a necessidade econômica e ambiental de se construir fazendo melhor uso dos recursos naturais. Pensando nisso apresenta-se neste trabalho o estudo dinâmico de duas passarelas concebidas visando à simplicidade de fabricação, transporte e montagem além do baixo consumo de aço. Neste estudo, são propostas melhorias no comportamento dinâmico dessas estruturas sem que haja perdas significativas das suas características iniciais através da aplicação de conceituadas recomendações técnicas internacionais.

Palavras-chave: dinâmica estrutural; análise de conforto; recomendações normativas de conforto dinâmico; controle passivo.

## ABSTRACT

QUEIROZ, Mailson de Macedo. **Dynamic analysis techniques for footbridges.** Rio de Janeiro, 2014. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

The evolution in the standards regarding the safety coefficients combined with the improvements in the properties of the materials of construction allowing the conception of lighter and more slender structures. This progress, although interesting regarding economical and aesthetical aspects, may result in the adoption of structural elements with low stiffness and with natural vibration frequencies close to those induced by human activity. As an example, footbridges are commonly associated to such condition. This type of structure, even though related to vibration problems since 1831 on the occasion of the collapse of the British bridge of Broughton, has its dynamical behavior aggravated by the more recently available industrial and technical resources, such as beam cambering, cable-stayed elements, utilization of composite slab systems, among other practices. Dynamical behavior limitations conflict with the economic and environmental demands for less material spent and less natural resources consumption. Minding such notions this work presents a study of the dynamic behavior of two footbridges conceived aiming simplicity of fabrication and erection besides low steel expenditure. In this study, dynamical behavior improvements are proposed to these structures with little loss to their original characteristics, following the recommendations of two of reputable international design procedures.

Keywords: structural dynamics; human comfort analysis; standard recommendations on dynamic serviceability; passive remedial measures.

## SUMÁRIO

Capítulo 1 – Introdução .....	1
1.1 Motivação .....	1
1.2 Objetivo .....	1
1.3 Estrutura da dissertação .....	2
Capítulo 2 – Modelo de cargas para pedestres .....	3
2.1 Introdução .....	3
2.2 Modelo de carga para um pedestre isolado.....	3
2.2.1 O modelo de carga para caminhada.....	4
2.2.2 O modelo de carga para a corrida.....	8
2.2.3 Excitação intencional provocada por pedestres.....	11
2.3 Modelos de análise para grupos de pedestres .....	11
2.3.1 Modelagem por meio de fatores de multidão .....	11
2.3.2 Modelagem matemática utilizando-se conceitos estocásticos.....	13
2.3.3 Modelo de carga simplificada segundo os conceitos da análise modal....	15
2.3.4 Modelo de carga usando densidade de espectro de potência.....	17
Capítulo 3 – Desempenho estrutural .....	18
3.1 Introdução .....	18
3.2 Recomendações normativas: faixas de risco .....	19
3.3 Critérios de conforto baseados na aceleração .....	20
3.4 O fenômeno da sincronização (“Lock-in”).....	22
Capítulo 4 – Modelagem computacional e medições.....	25
4.1 Introdução .....	25
4.2 Modelagem computacional em elementos finitos.....	25
4.3 Massa participativa de pedestres.....	26
4.4 Amortecimento estrutural .....	27
4.5 Avaliação das propriedades dinâmicas das passarelas.....	29
4.5.1 Níveis de medições.....	29
4.5.2 Instrumentação.....	30
4.5.3 Técnicas de identificação modal.....	31
Capítulo 5 – Técnicas de controle de vibrações .....	37
5.1 Introdução .....	37
5.2 Técnicas e sistemas de controle passivo .....	37

5.2.1	Técnicas envolvendo a modificação da massa .....	38
5.2.2	Técnicas envolvendo a modificação da rigidez .....	40
5.2.3	Técnicas envolvendo a inserção de equipamentos de controle .....	40
5.3	Sistemas Ativos.....	56
5.3.1	Sistemas de atuação .....	57
5.4	Sistemas Semiativos .....	60
5.5	Sistemas Híbridos .....	61
5.6	Conclusão do capítulo.....	62
Capítulo 6 – Estudo de caso: passarelas padrão .....		64
6.1	Introdução .....	64
6.2	As passarelas .....	64
6.2.1	Geometria .....	64
6.2.2	Análise estática .....	67
6.3	Análise modal .....	70
6.4	Determinação das ações dinâmicas.....	72
6.5	Determinação das acelerações .....	78
6.6	Controle .....	85
6.6.1	Alteração da rigidez estrutural.....	85
6.6.2	Alteração da massa modal .....	90
6.6.3	Inserção de atenuadores – TMD .....	93
Capítulo 7 – Conclusões .....		102
7.1	Comentários finais .....	102
7.2	Desenvolvimentos futuros .....	103
Bibliografia.....		105



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Placa para monitoramento dos passos, VARELA (2004).....	4
Figura 2 – Evolução da força do passo (força <i>versus</i> tempo), BUTZ, FELDMANN, <i>et al.</i> ( 2006). ....	5
Figura 3 – Representação das máximas reações do passo sobre a placa rígida, MOUTINHO (1998).....	5
Figura 4 – Variação da força vertical do caminhar (força <i>versus</i> tempo), KALA (2009).5	5
Figura 5 – Forças verticais e longitudinais (esquerda), forças transversais (direita) provocadas pelo caminhar, SILVA (2010).....	7
Figura 6 – Variação da força transversal ao longo do tempo, HIVOSS (2009).....	7
Figura 7 – Variação da força longitudinal ao longo do tempo, HIVOSS (2009).....	8
Figura 8 – Variação da força vertical para corrida em baixa velocidade, HIVOSS (2009). ....	9
Figura 9 – Variação da força vertical para corrida em alta velocidade, HIVOSS (2009).9	9
Figura 10 - Variação da força vertical para corrida, SÉTRA (2007). ....	9
Figura 11 – Variação do período de contato e fator de amplificação de acordo com a frequência, SANTOS (2011) apud PIMENTA (2008). ....	10
Figura 12 – Intervalo de confiança utilizado, SÉTRA (2007).....	12
Figura 13 – Distribuição do carregamento segundo o manual SÉTRA (2008).....	16
Figura 14 – Máxima aceleração vertical segundo algumas normas (m/s <sup>2</sup> ). ....	21
Figura 15 – Descrição esquemática do movimento sincronizado, HIVOSS (2009). ....	23
Figura 16 – Coeficientes de amortecimento medidos com ações de serviço: Variação com a frequência, HIVOSS (2009). ....	28
Figura 17 – Coeficientes de amortecimento medidos com ações de serviço: variação com o vão, HIVOSS (2009). ....	29
Figura 18 – Martelo de impacto, CAETANO (2008).....	32
Figura 19 – Vibrador eletromagnético, HIVOSS (2009). ....	34
Figura 20 – Esquema da Vibrodina (Fonte: <a href="http://www.gaeta.eng.br">http://www.gaeta.eng.br</a> ). ....	34
Figura 21 – Vibrodina (Fonte: <a href="http://www.gaeta.eng.br">http://www.gaeta.eng.br</a> ).....	34
Figura 22 – Sistema com um supressor de vibração. ....	42
Figura 23 – Amplitude dinâmica do sistema principal ( $\mu = 0,02$ e $q = 1$ ). ....	44
Figura 24 – Frequências naturais do conjunto absorvedor em função da relação de massas.....	45
Figura 25 – SDOF com um TMD acoplado. ....	45
Figura 26 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se $q=0,9$ e $\xi_2=0,1; 0,15$ e $0,20$ .....	47
Figura 27 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se $q=0,8$ e $\xi_2=0,1; 0,15$ e $0,20$ .....	47
Figura 28 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se $q=0,83$ , $q=0,9$ e $q=0,87$ .....	50
Figura 29 – Sistema amortecido com TMD. ....	51
Figura 30 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se $q=0,8$ , $\xi_1=0,01$ e $\xi_2=0,1; 0,3$ e $0,6$ . ....	52
Figura 31 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se $q=0,8$ , $\xi_1=0,1$ e $\xi_2=0,1; 0,3$ e $0,6$ . ....	52

Figura 32 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal, SANTOS (2009).	53
Figura 33 – Curvas para determinação do valor ótimo de $q$ , SANTOS (2009).	53
Figura 34 – Curvas para a determinação do valor ótimo de $\xi_2$ , SANTOS (2009).	54
Figura 35 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre a massa principal e massa adicional, SANTOS (2009).	54
Figura 36 – Curvas de amplificação máxima em função de $\xi_2$ e $q$ .	55
Figura 37 – Sistema de controle ativo– SCA (malha aberta), BATTISTA (1993).	56
Figura 38 – Sistema de controle retroativo–SCRA (Malha fechada), BATTISTA (1993).	57
Figura 39 – Amortecedor de massa ativa aplicada a uma viga.	58
Figura 40 – a) Edifício Kyobashi Center, b) um dos AMDs utilizados, MOUTINHO (2007).	59
Figura 41 – Sistema de cabos ativos com dois atuadores, MOUTINHO (1998).	59
Figura 42 – Sistema de cabos ativos para controle de vibração de edifícios submetidos a ações dinâmicas na horizontal, MOUTINHO (1998).	60
Figura 43 – Vista da passarela Forchheim (esquerda) e instalação do TMD com amortecedor magnetoreológico integrado (direita), MOUTINHO (2007).	61
Figura 44 – HMD utilizado no edifício Shinjuku Park Tower, MOUTINHO (2007).	62
Figura 45 – Esquema de funcionamento do HMD, MOUTINHO (2007).	62
Figura 46 – Trecho da treliça, Fonte: Medabil S/A.	65
Figura 47 – Um vão de treliça, Fonte: Medabil S/A.	65
Figura 48 – Detalhe de ligação do travamento horizontal, Fonte: Medabil S/A.	66
Figura 49 – Piso em chapa xadrez, Fonte: Medabil S/A.	66
Figura 50 – Terça Z de alma e mesa enrijecidas, Fonte: Medabil S/A.	67
Figura 51 – Detalhe da ligação das diagonais da treliça.	68
Figura 52 – Trechos da passarela de pista dupla analisado.	69
Figura 53 – Trechos da passarela de quatro pistas analisado.	69
Figura 54 – Módulo de acesso, Fonte: Medabil.	69
Figura 55 – Coeficientes, respectivamente de redução para as ações verticais e transversais segundo as recomendações da HIVOSS (2009).	74
Figura 56 – Coeficientes de redução respectivamente para as ações vertical e transversal para os casos 1 e 2.	77
Figura 57 – Coeficientes de redução respectivamente para as ações vertical e transversal para o caso 3.	77
Figura 58 – Ação dinâmica longitudinal sobre a passarela para pistas duplas segundo o SÉTRA (2008).	79
Figura 59 – Ação dinâmica transversal sobre a passarela para pistas duplas segundo o SÉTRA (2008).	79
Figura 60 – Ação dinâmica longitudinal sobre a passarela para pistas duplas segundo o HIVOSS (2009).	80
Figura 61 – Ação dinâmica longitudinal sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).	80

Figura 62 – Ação dinâmica transversal sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).....	80
Figura 63 – Ação dinâmica transversal (3° harmônico) sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008). ....	81
Figura 64 – Ação dinâmica vertical sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009).....	81
Figura 65 – Aceleração longitudinal sobre a passarela para pistas duplas segundo o SÉTRA (2008).....	82
Figura 66 – Aceleração longitudinal sobre a passarela para pistas duplas segundo o HIVOSS (2009).....	82
Figura 67 – Aceleração transversal sobre a passarela para pistas duplas segundo o SETRÀ (2008).....	82
Figura 68 – Aceleração longitudinal sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).....	83
Figura 69 – Aceleração transversal sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).....	83
Figura 70 – Aceleração transversal (3° harmônico) sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).....	83
Figura 71 – Aceleração vertical sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009).....	84
Figura 72 – Conceito de rotação de pilares utilizados na segunda vertente.....	86
Figura 73 – Aceleração longitudinal <i>versus</i> aumento relativo da rigidez – primeira vertente. ....	86
Figura 74 – Aceleração transversal <i>versus</i> aumento relativo da rigidez – primeira vertente. ....	87
Figura 75 – Aceleração longitudinal <i>versus</i> aumento relativo da rigidez – segunda vertente. ....	87
Figura 76–Sistema de contraventamento adotados para redução das acelerações transversais. ....	88
Figura 77 – Aceleração longitudinal <i>versus</i> aumento relativo da rigidez- Primeira vertente – Passarela para quatro pistas. ....	88
Figura 78 – Aceleração transversal <i>versus</i> aumento relativo da rigidez- Primeira vertente – Passarela para quatro pistas. ....	89
Figura 79 – Aceleração transversal (3° modo) <i>versus</i> aumento relativo da rigidez- Primeira vertente – Passarela para quatro pistas. ....	89
Figura 80 – Aceleração longitudinal <i>versus</i> aumento relativo da rigidez – segunda vertente – Passarela para quatro pistas. ....	90
Figura 81–Sistema de contraventamento adotados para redução das acelerações transversais. ....	90
Figura 82 – Locais de inserção da massa concentrada.....	91
Figura 83–Redução da aceleração longitudinal em função do aumento relativo da massa total da estrutura. ....	91

Figura 84–Redução da aceleração transversal em função do aumento relativo da massa total da estrutura. ....	92
Figura 85 – Redução da aceleração longitudinal e transversal em função do aumento relativo da massa total da estrutura.....	93
Figura 86 – Locais de inserção do TMD. ....	93
Figura 87–Ajuste dos fatores $\Psi$ por meio da modificação da massa do TMD. ....	94
Figura 88 – Modo de vibração do novo modelo estrutural, $T = 0.5297$ s. ....	94
Figura 89– Defasagem das frequências de pico em função da evolução da razão de massas do TMD. ....	95
Figura 90– Pórticos da extremidade com a idealização do TMD.....	96
Figura 91– Modo de vibração transversal com 1,47 Hz.....	97
Figura 92– Aceleração do modo transversal com a inserção do aparelho.....	97
Figura 93 – Comportamento do novo modelo estrutural, $T = 0,5260$ s. ....	98
Figura 94 – Comportamento do novo modelo estrutural, $T = 0,5073$ s. ....	98
Figura 95 – Comportamento do novo modelo estrutural (3° modo), $T = 0,352$ s. ....	98
Figura 96 – Defasagem das frequências de pico em função da evolução da razão de massas do TMD. ....	99
Figura 97 – Consumo relativo de aço - Passarela para pistas duplas .....	100
Figura 98 – Consumo relativo de aço - Passarela para quatro pistas .....	100

# Capítulo 1 – Introdução

## 1.1 Motivação

A evolução das normas com relação aos coeficientes de segurança aliada às melhorias das propriedades dos materiais de construção tem propiciado a concepção de estruturas mais esbeltas e econômicas tornando-as por outro lado mais susceptíveis a problemas vibratórios.

Segundo CASTRO (1997), mudanças na filosofia de cálculo de tensões admissíveis para estados limites e aplicações de técnicas de confiabilidade estrutural para a determinação de coeficientes de segurança tem possibilitado consideráveis reduções de massa na estrutura, uma vez que essas alterações permitem o uso de fatores mais adequados e seções estruturais mais bem aproveitadas, esbeltas, mais leves e menos rígidas. Somado a isso, CASTRO (1997) revela também que houve nos últimos anos um considerável aumento das tensões de escoamento dos aços mais usados em estruturas.

Com essas alterações de massa e rigidez, as estruturas podem se enquadrar em faixas de frequências modais próximas às das cargas dinâmicas atuantes, tais como vento, tráfego e atividades rítmicas de usuários. Como exemplo prático desse tipo de problema pode-se citar o desconforto gerado em passarelas estaiadas submetidas ao carregamento de pedestres, como estudado por MOUTINHO (1997).

## 1.2 Objetivo

Com a motivação citada no item anterior, este trabalho tem como objetivo estudar a ocorrência de problemas vibratórios em duas passarelas concebidas em perfis formados a frio (PFF) e laminados que apresentaram durante a fase de projeto uma alta sensibilidade transversal e longitudinal às ações dinâmicas dos pedestres devido a sua tipologia estrutural com baixa presença de massa. Também serão apresentadas aqui as principais técnicas usadas para mensurar a vibração de passarelas tal como será exposto algumas técnicas de controle de vibrações já consagradas na literatura.

Estas passarelas deste trabalho tiveram ainda seu comportamento dinâmico ajustado através da inserção de técnicas passivas, por serem estas as mais confiáveis e econômicas com relação a outras técnicas mais sofisticadas. Os requisitos de desempenho adotados foram dados pelas normas e recomendações internacionais tais como

EUROCODE EN1990, BS5400, HIVOSS (2009) e SÉTRA (2008) além das normas nacionais ABNT NBR 8800.

Ao término do estudo, se terá apresentado aqui as principais metodologias de controle de vibrações cabíveis ao Brasil, já que as técnicas e/ou equipamentos usados no exemplo do texto são as disponíveis hoje aos engenheiros brasileiros. Além disso, são ilustradas de maneira prática as limitações e as melhores aplicações das diversas soluções mencionadas.

### **1.3 Estrutura da dissertação**

Para o atendimento da proposta de trabalho esta dissertação apresenta o estado da arte e o exemplo de aplicação dividido tal como exposto nos parágrafos subsequentes.

O capítulo 2 apresenta as técnicas de modelagem de ações dinâmicas, exclusivamente, no que diz respeito a ações de pedestres sobre passarelas.

No capítulo 3 são apresentadas as recomendações normativas, no que diz respeito ao desempenho estrutural, revelando-se as exigências mínimas cabíveis às passarelas.

O capítulo 4 é dedicado a caracterizar a técnica de modelagem estrutural em elementos finitos, comentando-se as técnicas experimentais de análise modal, avaliando-se o cenário brasileiro quanto à disponibilidade de equipamentos.

O capítulo 5 aborda as técnicas de controle de vibração, distinguindo-se aquelas de maiores uso na prática atual.

O capítulo 6 contém o exemplo prático tomado para a dissertação. Para a solução da vibração das estruturas apresentadas, são utilizadas três técnicas de controle passivo: ajuste da rigidez estrutural, ajuste da massa e inserção de absorvedor de vibração.

Por fim, no capítulo 7 tem-se a conclusão do trabalho, com os comentários finais e as recomendações para pesquisas futuras.

# Capítulo 2 – Modelo de cargas para pedestres

## 2.1 Introdução

Embora casos de colapsos estruturais provocados pela passagem de pedestres sejam raros, diversas passarelas têm exibido consideráveis níveis de vibrações. Esse fenômeno, quando se excedem certos limites aceitáveis, é capaz de causar desconforto nos usuários das estruturas. Dessa forma, como primeira etapa para o entendimento desse problema de conforto, é imprescindível o bom conhecimento da fonte de excitação, do receptor da vibração (nesse caso o próprio usuário que excita a estrutura) bem como o meio físico em se propagam as ondas.

Segundo ŽIVANOVIĆ (2004), desde junho de 2000 quando a ponte do Millennium em Londres foi fechada devido o surgimento de grandes acelerações laterais, mais de 1000 artigos foram publicados relatando diversos problemas de vibrações em passarelas por todo mundo. Naquele momento, embora a ponte do Millennium não tivesse indicado a um risco eminente de ruína, sua resposta dinâmica causava incômodo aos usuários.

Para contornar o problema de vibração dessa passarela foi necessário o conhecimento da frequência de excitação imposta pelos usuários, assim como o conhecimento das características dinâmicas da estrutura. De posse dessas informações foi implantada uma solução com o uso de amortecedores de massa sintonizados, capazes de impor forças que equilibrassem as ações dos usuários.

Dessa forma fica claro que a modelagem matemática do carregamento de pedestres tem fundamental importância, não apenas para a análise da capacidade estrutural da passarela, mas também para definir se a mesma quando submetida a tais solicitações não apresentará um comportamento inadequado, frente às características dinâmicas da passarela.

## 2.2 Modelo de carga para um pedestre isolado

A ocorrência de incidente tais como o da Ponte do Millennium motivou o surgimento de uma grande variedade de modelos matemáticos para o carregamento de pedestres. Esses modelos são baseados em experimentos, onde os pedestres têm seus passos monitorados ao transitarem sobre uma placa de aço equipada com sensores (figura 1).



Figura 1 – Placa para monitoramento dos passos, VARELA (2004).

Durante esses experimentos os pedestres são geralmente orientados a caminharem sobre a placa obedecendo a uma frequência específica ou mesmo são orientados a caminharem livremente. O resultado desses testes, após a imposição de várias frequências de passada, pode ser dividido de acordo com subitens apresentados a seguir.

### **2.2.1 O modelo de carga para caminhada**

Para uma formulação matemática da força de excitação de caminhada, diversos autores estudaram os padrões das respostas medidas na placa de aço rígida, e concluíram que uma série de Fourier representava satisfatoriamente as forças no caminhar, ver VARELA (2004).

Outro ponto importante nos padrões das medições do passo diz respeito às variações da força vertical em função do tempo. Os resultados dos experimentos concluíram que esse carregamento, quando medido ao longo do tempo, apresenta um formato gráfico com dois pontos de máximos, onde o primeiro está relacionado como impacto do calcanhar e o segundo com o impacto da ponta do calçado sobre a superfície monitorada (figura 3). A figura 2 ilustra esse formato gráfico representando no eixo das abcissas o tempo e na ordenadas a força medida na placa dividida pelo peso do usuário,  $G$ .



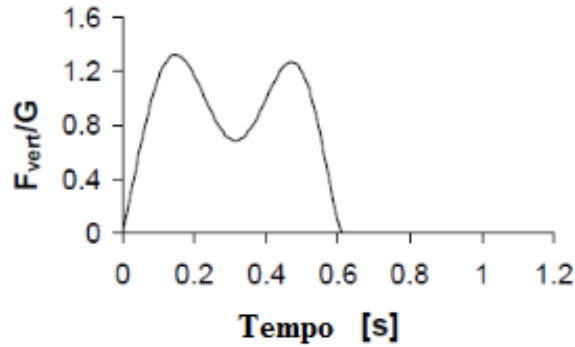


Figura 2 – Evolução da força do passo (força *versus* tempo), BUTZ, FELDMANN, *et al.*( 2006).



Figura 3 – Representação das máximas reações do passo sobre a placa rígida, MOUTINHO (1998)

Partindo-se desses resultados obtém-se a representação gráfica de todo o caminhar por meio da repetição sequenciada de cada passo isoladamente, já que se pode tomar como premissa que os pés direito e esquerdo terão o mesmo comportamento. Além disso, verifica-se ainda que os pedestres ficam com os dois pés no chão ao mesmo tempo durante um curto período de tempo. Esse último efeito é formulado matematicamente e sobrepondo o início da passada de um pé com o término da passada anterior, gerando uma resposta tal como mostrado na figura 4.

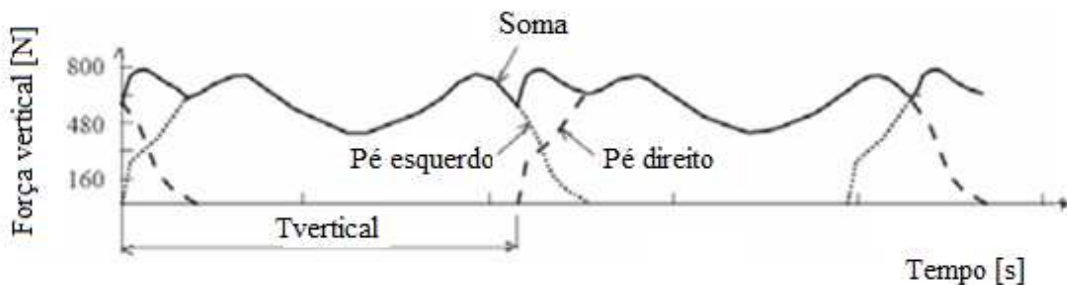


Figura 4 – Variação da força vertical do caminhar (força *versus* tempo), KALA (2009).

De posse desses resultados é possível identificar uma série de Fourier que expresse aproximadamente esse comportamento cíclico dado pela equação[1].

$$F_{p,vert}(t)=P \left[ 1 + \sum_{i=1}^n a_i \sin(2.\pi.i.f_s.t-\varphi_i) \right] \quad [1]$$

onde:

$a_i$ : coeficientes (fatores de carga) de Fourier do  $i$ -ésimo harmônico para forças verticais, transversais ou longitudinais;

$f_s$  [Hz]: frequência da passada;

$\varphi_i$ : diferença de fase do  $i$ -ésimo harmônico;

$n$ : número total de harmônicos;

$P$ : peso do pedestre.

Mesmo sendo essa metodologia a mais usada para expressar o carregamento do pedestre no domínio do tempo, é comum encontrar valores para os coeficientes de cargas bastante dispersos. Isso se deve à dependência desse ensaio a fatores como: velocidade do caminhar, propriedades fisiológicas individuais, tipo de sapatos, *etc.*

Como forma de apresentar os diferentes valores encontrados na literatura, o manual da HIVOSS (2009) apresenta alguns fatores de cargas recomendados por diversos autores (tabela 1), onde  $f_s$  designa a frequência da passada.

Tabela 1 – Coeficiente de Fourier, HIVOSS (2009).

Autor(es)	Coeficientes de Fourier/ângulos de fase	Comentário	Tipo de atividade e direção de carga
Blanchard <i>et al.</i>	$a_1=0,257$		Vertical
Bachmann & Ammann	$a_1=0,4$ a $0,5$ ; $a_2= a_3=0,1$	Para $f_s=2$ a $2,4$ Hz	Vertical
EC5, DIN1074	$a_1=0,4$ ; $a_2=0,2$		Vertical
	$a_1=a_2=0,1$		Lateral
	$a_1=1,2$		Longitudinal
Projeto Synpex	$a_1=0,0115f_s^2+0,2803f_s-0,2902$	Coeficientes de Fourier e ângulos de fase de modelo de carga passo-a-passo que representam valores médios das forças humanas de reação no piso da passarela	Vertical
	$\varphi_1= 0$ ;		
	$a_2=0,0669f_s^2+0,167f_s-0,0417$		
	$\varphi_2= -99,76f_s^2+478,92f_s-387,8$ ;		
	$a_3=0,0247f_s^2+0,1149f_s-0,1518$		
	Se $f_s < 2,0$ Hz		
	$\varphi_3= 150,88f_s^3+819,65f_s^2+1431,35f_s+ 811,93$ ;		
	Se $f_s \geq 2,0$ Hz		
$\varphi_3= 813,12f_s^3+5357,6f_s^2+11726f_s+ 8505,9$ ;			
$a_4=-0,0039f_s^2+0,0385f_s-0,0082$			
	$\varphi_4= 34,19f_s- 65,14$		

Além da força vertical, o caminhar provoca na estrutura solicitações horizontais nos sentidos transversal e longitudinal. Essas forças têm intensidades menores que a força vertical e são provocadas, respectivamente, pelo movimento lateral do corpo para manter o equilíbrio e pelo atrito alternado dos pés direito e esquerdo como passarela. A figura 5 apresentada por SILVA (2010) exhibe essas forças horizontais, porém com amplitudes um pouco divergentes daquelas propostas pelo manual HIVOSS (2009).

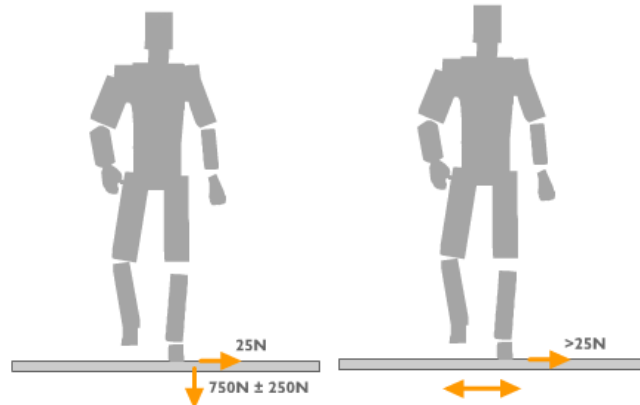


Figura 5 – Forças verticais e longitudinais (esquerda), forças transversais (direita) provocadas pelo caminhar, SILVA (2010).

Outra característica dessas forças laterais, diz respeito à sua frequência de atuação, uma vez que apresentam uma frequência duas vezes menor que a da passada. Além disso, suas medições apresentam maior dispersão nos resultados por serem ainda mais influenciadas por fatores como postura, tipo de sapatos, oscilação dos braços, *etc.*

As figuras 6 e 7 mostram as representações gráficas dessas forças laterais ao longo do tempo.

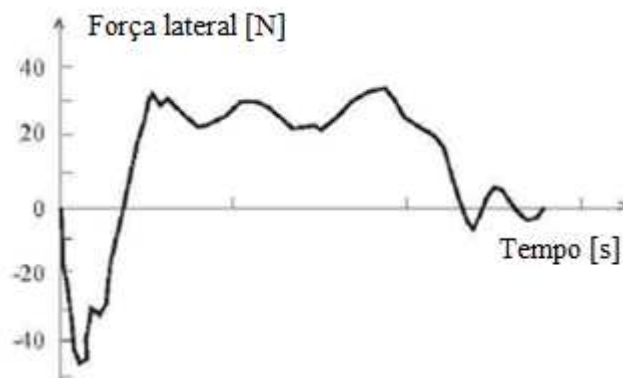


Figura 6 – Variação da força transversal ao longo do tempo, HIVOSS (2009).

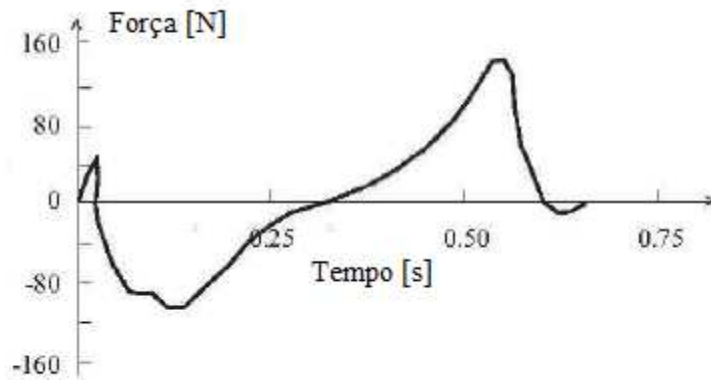


Figura 7 – Variação da força longitudinal ao longo do tempo, HIVOSS (2009).

Da mesma forma que a resultante vertical, as solicitações laterais geradas durante o caminhar são obtidas compondo-se os passos, e são modelados por meio de séries de Fourier. As equações[2] e [3] apresentam as séries utilizadas para a simulação dessas cargas:

$$F_{p,lat}(t)=P \sum_{i=1}^n a_{i,lat} \text{sen}(\pi.i.f_s.t - \varphi_i) \quad [2]$$

$$F_{p,long}(t)=P \sum_{i=1}^n a_{i,long} \text{sen}(2.\pi.i.f_s.t - \varphi_i) \quad [3]$$

### 2.2.2 O modelo de carga para a corrida

No modelo de carga para corrida, diferentemente do que ocorre no caminhar, a representação gráfica da força *versus* tempo apresenta um único pico. Essa divergência é atribuída ao fato de que durante a corrida o usuário não movimenta os pés da mesma forma que no caminhar, com o impacto do calcanhar seguido com o impacto da ponta dos pés.

Esta característica pode ser facilmente observada comparando-se a figura 8 e a figura 9, onde se passa de uma corrida de baixa velocidade para de alta velocidade, respectivamente. Nessa análise vê-se claramente que, ao aumentar a velocidade da corrida, os dois picos mostrados na figura 8 deixam de existir, restando apenas um valor máximo tal como mostrado na figura 9.

Outra característica da corrida é o fato de não mais haver a sobreposição dos passos, tal como no caminhar. Assim, essa atividade não exige que os resultados de passos isolados sejam compostos com justaposição para representar toda a atividade da corrida (figura 10).

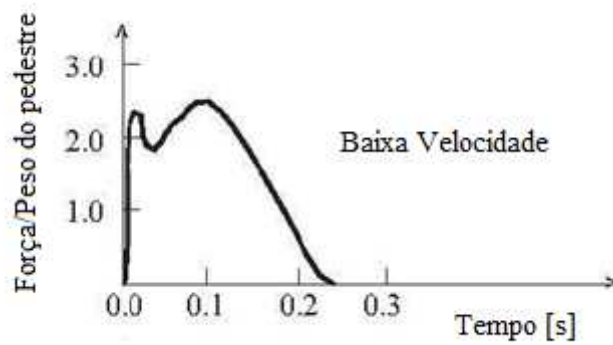


Figura 8 – Variação da força vertical para corrida em baixa velocidade, HIVOSS (2009).

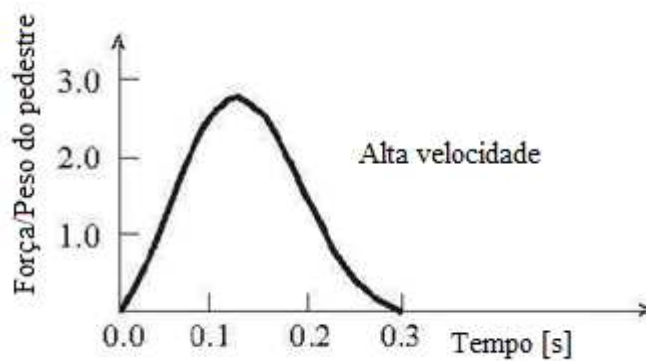


Figura 9 – Variação da força vertical para corrida em alta velocidade, HIVOSS (2009).

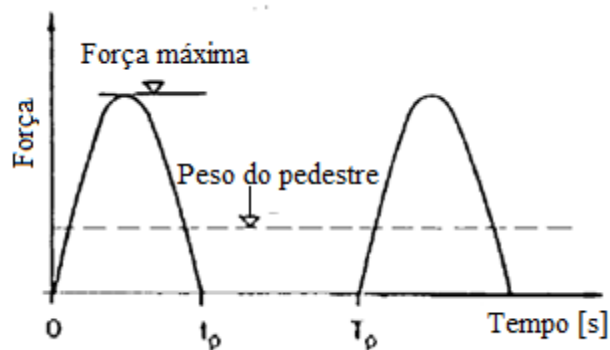


Figura 10 - Variação da força vertical para corrida, SÉTRA (2007).

De posse dessas conclusões, o manual SÉTRA (2008) recomenda o uso de séries de Fourier, definidas pelas equações[4] e [5], que levam em conta o tempo de contato do pé com o piso e o fator de amplificação da força estática, os quais são determinados por meio de um ábaco em função da frequência da passada (figura 11).

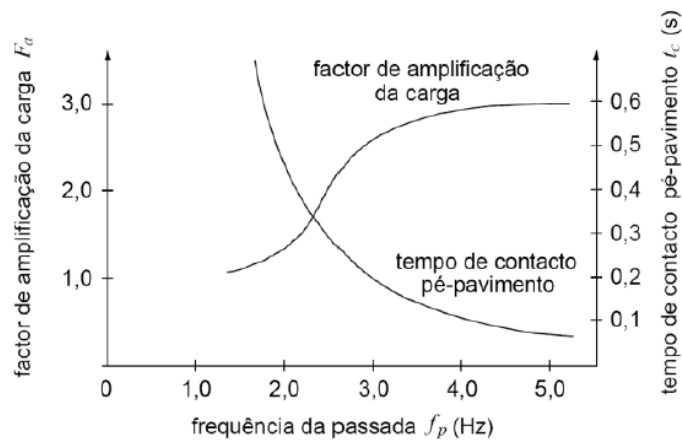


Figura 11 – Variação do período de contato e fator de amplificação de acordo com a frequência, SANTOS (2011) apud PIMENTA (2008).

$$F(t)=F_a G_0 \sin\left(\frac{\pi t}{t_p}\right) \text{ para } (j-1)T_m \leq t \leq (j-1)T_m + t_p \quad [4]$$

$$F(t)=0 \text{ para } (j-1)T_m + t_p \leq t \leq j.T_m \quad [5]$$

onde:

\$F\_a\$: fator de amplificação da força estática;

\$j\$: é o número do passo (\$j=1, 2, 3, \dots, n\$);

\$G\_0\$: peso do pedestre;

\$t\_p\$: tempo de contato;

\$T\_m\$: período do passo.

Embora o guia especifique de maneira clara o modelo de carga a ser usado na modelagem de corridas, revela que esse cenário de carregamento ocorre em intervalos de tempo muito pequenos devido à alta velocidade do corredor. Essa particularidade faz com que tanto o usuário que excita a estrutura quanto os demais pedestres estejam submetidos a uma vibração desconfortável durante um curto período. Isso sem contar que essa situação de um pedestre correndo só, não cobre situações bem mais críticas, como as de eventos esportivos tais como maratonas que devem ser analisadas em separado.

No que diz respeito às solicitações horizontais provocados por corridas, o manual SÉTRA (2007) desconsidera totalmente a ocorrência, uma vez que essa solicitação é tida como insignificante.

### **2.2.3 Excitação intencional provocada por pedestres**

Este tipo de carregamento pode surgir se um grupo de pedestres decide provocar uma excitação intencional na passarela. Segundo o manual HIVOSS (2009), os usuários podem conseguir esse efeito saltando, fletindo os joelhos, movendo o corpo na horizontal ou mesmo empurrando os parapeitos da passarela.

Segundo ŽIVANOVIĆ (2004), embora esse tipo de solicitação já tenha sido registrado em 1821, essa condição de carga é muito pouco estudada e sua consideração é mais debatida em termos de sua possibilidade de ocorrência do que em termos de modelagem de carga.

Somando-se a isso, o manual da HIVOSS (2009) revela que à medida que os usuários intencionalmente aumentam a amplitude da força de excitação, a passarela responde com um aumento do amortecimento estrutural. Esse incremento de amortecimento faz o grupo de usuários cansarem, perderem a concentração e a capacidade de agir em conjunto. Dessa forma não consta nas principais referências, HIVOSS e SÉTRA, qualquer menção quanto à modelagem desse tipo de carregamento.

## **2.3 Modelos de análise para grupos de pedestres**

No item anterior foi discutida a modelagem matemática de um usuário atuando isoladamente sobre a passarela. Porém é sabido que as passarelas são comumente sujeitas à ação de vários pedestres atuando ao mesmo tempo, principalmente quando essas estruturas estão localizadas em grandes centros urbanos. Este item abordará metodologias usadas para mensurar essa situação levando em conta alguns dos aspectos importantes no modelo, tais como a densidade do fluxo, o sincronismo, o peso das pessoas e a interação usuário-estrutura.

### **2.3.1 Modelagem por meio de fatores de multidão**

Como o perfeito entendimento do modelo matemático de um fluxo de pedestres envolve o conhecimento de diversos fatores importantes e de difícil mensuração, alguns manuais e autores recomendam o uso de metodologias simplificadas, baseadas em estudos experimentais com vários usuários. Uma dessas metodologias é indicada pelo manual SÉTRA (2008) que consiste em especificar um número  $N$  de pedestres se movimentando ao mesmo tempo e com a frequência de passo igual à frequência natural da passarela. Esse número hipotético de pedestres, quando distribuído igualmente ao

longo do comprimento da passarela, reproduziria o mesmo efeito de um fluxo de usuários com frequências e ângulos de fases aleatórios.

Para a obtenção desse número equivalente, o citado manual utilizou uma plataforma monitorada por sensores que mediam a resposta no meio do vão quando sujeita a um carregamento estocástico de usuários. Nesse estudo o parâmetro tomado para definir esse multiplicador era a máxima aceleração atuante sobre um tempo suficientemente longo (nesse caso, era o tempo necessário para um pedestre atravessar a passarela duas vezes a uma velocidade de 1,5 m/s).

Após a realização de 500 ensaios, utilizou-se um intervalo de confiança de 95% para a determinação do número N característico, tal como ilustrado pela figura 12.

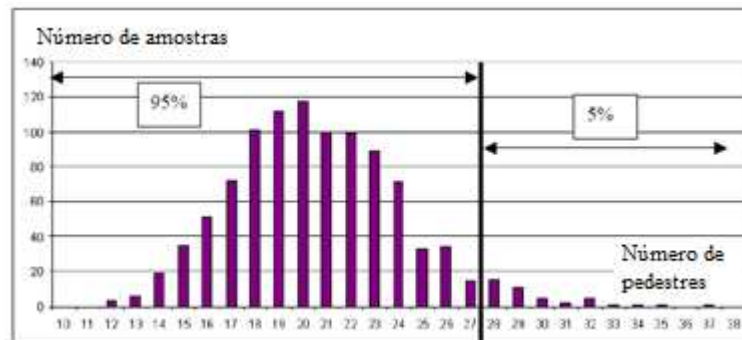


Figura 12 – Intervalo de confiança utilizado, SÉTRA (2007).

De posse desses resultados os seguintes fatores são recomendados.

Fluxo de pedestres:  $N_{eq}=10,8\sqrt{(n\xi)}$ .

Fluxo muito denso de pedestres:  $N_{eq}=1,85\sqrt{n}$ .

onde:

$N_{eq}$ : número equivalente de pedestres;

n: número de pedestres presentes na passarela (densidade x área útil) (tabela 16 ou tabela 22)

$\xi$ : fator de amortecimento crítico da estrutura



### 2.3.2 Modelagem matemática utilizando-se conceitos estocásticos

Esta metodologia, adotada tanto pelo manual da HIVOSS (2009) quanto pelo da SÉTRA, tem seus conceitos advindos da engenharia do vento, onde é utilizada para verificar a segurança em relação aos efeitos de rajadas induzidos em sistemas flexíveis. Nesta metodologia, tanto a ação dos pedestres quanto as características estruturais são consideradas como estocásticas, em uma simulação de Monte Carlo para a determinação da variável de dimensionamento, nesse caso a aceleração máxima de pico, é admitida com um intervalo de confiança de 95%.

A variável de dimensionamento (tomada como o produto do fator de pico pelo desvio padrão da aceleração) é comparada durante a verificação estrutural com a aceleração aceitável de acordo com a classe de conforto a ser atendida, assim:

$$a_{\text{máx,d}} = k_{\text{a,d}} \cdot \sigma_a \quad [6]$$

onde:

$k_{\text{a,d}}$ : fator de pico.

$\sigma_a$ : desvio padrão da aceleração.

Nessa equação tanto o desvio padrão da aceleração quanto o fator de pico são obtidos de uma simulação de Monte Carlo, considerando-se os vãos de passarelas variando de 20 m a 200 m e larguras de 3 m a 5 m, com diferentes densidades de fluxo de pedestres (0,2 P/m<sup>2</sup>, 0,5 P/m<sup>2</sup>, 1,0 P/m<sup>2</sup>, e 1,5 P/m<sup>2</sup>). Nessa metodologia foram usados 5000 fluxos de pedestres com as seguintes características estatísticas:

- Massa dos pedestres (média de 74,4 kg e desvio padrão de 13 kg);
- Frequência da passada (média e desvio padrão que dependem da densidade do fluxo);
- Fator das forças induzidas lateralmente (média de 0,0378 e desvio padrão de 0,0144) (adimensionais);
- Posição inicial (aleatória);
- Momento do primeiro passo (aleatório).

O resultado numérico dessas diversas simulações é expresso por meio da seguinte equação:

$$a_{\text{máx}} = a_{\text{máx},95\%} = K_{a,95\%} \frac{d.l.b}{M_i} \sqrt{C.K_f^2.K_1.\xi^{K_2}} \quad [7]$$

onde:

$$K_1 = a_1.f_i^2 + a_2.f_i + a_3$$

$$K_2 = b_1.f_i^2 + b_2.f_i + a_3$$

$K_f$ : constante, vide tabela 2 e tabela 3

$a_1, a_2, a_3$ : constante, vide tabela 2 e tabela 3

$b_1, b_2, b_3$ : constante, vide tabela 2 e tabela 3

$K_{a,95\%}$ : constante, vide tabela 2 e tabela 3

$n=d.l.b$ : número de pessoas sobre a passarela, onde  $d$  é a densidade de pedestre,  $l$ : Comprimento da passarela e  $b$  é a largura da passarela;

$M_i$ : massa associada ao modo  $i$ ;

$f_i$ : frequência natural que coincide com a frequência média da passada dos pedestres.

Tabela 2 – Constantes para acelerações verticais resultantes das simulações.

<b>d [P/m<sup>2</sup>]</b>	<b>k<sub>f</sub> [kN<sup>2</sup>]</b>	<b>C</b>	<b>a<sub>1</sub></b>	<b>a<sub>2</sub></b>	<b>a<sub>3</sub></b>	<b>b<sub>1</sub></b>	<b>b<sub>2</sub></b>	<b>b<sub>3</sub></b>	<b>k<sub>a,95%</sub></b>
≤ 0,5	1,2x10 <sup>-2</sup>	2,95	-0,07	-0,60	-0,075	-0,003	-0,040	-1,000	3,92
1,0	7,0x10 <sup>-3</sup>	3,70	-0,07	-0,56	-0,084	-0,004	-0,045	-1,000	3,80
1,5	3,34x10 <sup>-3</sup>	5,10	-0,08	-0,50	-0,085	-0,005	-0,060	-1,005	3,74

Tabela 3 – Constantes para acelerações horizontais resultantes das simulações.

<b>d [P/m<sup>2</sup>]</b>	<b>k<sub>f</sub> [kN<sup>2</sup>]</b>	<b>C</b>	<b>a<sub>1</sub></b>	<b>a<sub>2</sub></b>	<b>a<sub>3</sub></b>	<b>b<sub>1</sub></b>	<b>b<sub>2</sub></b>	<b>b<sub>3</sub></b>	<b>k<sub>a,95%</sub></b>
≤ 0,5	2,85x10 <sup>-4</sup>	6,8	-0,08	0,5	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	0,12	0,009	-0,094	-1,02	3,63

Outro resultado importante dessa simulação, como será comentado mais adiante, é a verificação do fenômeno de sincronização lateral do pedestre com a passarela (“lock-in”). De acordo com o manual da HIVOSS (2009), a gama de frequências relevante do ponto de vista de ocorrência deste fenômeno é de:

$$0,8 \leq \frac{f_i}{\frac{f_{s,m}}{2}} \leq 1,2 \quad [8]$$

onde:

$f_i$ : frequência natural horizontal lateral;

$f_{s,m}$ : valor médio da frequência da passada.

### **2.3.3 Modelo de carga simplificada segundo os conceitos da análise modal**

Este modelo de carga, que também é recomendado por CAETANO *et al.* (2009), se fundamenta na teoria da análise modal para estimar o comportamento de uma estrutura quando submetida a um fluxo de pedestres. Assim, modela-se o movimento da estrutura como uma combinação de diferentes oscilações harmônicas, permitindo que a mesma possa ser analisada como uma composição de diferentes sistemas massa-mola desacoplados, formados por massa, rijezas e forças modais ( $M_i$ ,  $K_i$ ,  $P_i$ ). Partindo-se dessas considerações, é possível determinar a máxima aceleração modal apresentada em uma passarela tal como especificado pela HIVOSS e dado pela equação [9]:

$$a_{\text{máx}} = \frac{P_i}{M_i \cdot 2\xi} \quad [9]$$

Além dessa consideração, é admitida de forma aproximada uma configuração senoidal para cada um dos três primeiros modos de vibração. Essa consideração visa estimar as forças generalizadas  $P_i$  a serem usadas na equação [9]. Com base nessas considerações, a mostra os valores de massa e força modal de acordo com os modos de vibração da estrutura.

Tabela 4 - Grandezas modais CAETANO *et al.* (2008).

Modos de vibração		Massa generalizada ( $M_i$ )	Força generalizada ( $P_i$ ) para um carregamento uniforme $p(x)$	Força generalizada ( $P_i$ ) para um carregamento móvel $P_{mov.}$	Tempo de sintonização $t_{máx.}$
$i=1$	$\phi(x)=\text{sen}(x/l\pi)$	$(1/2)\mu l$	$[2/\pi]p(x)l$	$(2/\pi)P_{mov.}$	$l/v$
$i=2$	$\phi(x)=\text{sen}(2x/l\pi)$	$(1/2)\mu l$	$[1/\pi]p(x)l$	$(2/\pi)P_{mov.}$	$l/(2v)$
$i=3$	$\phi(x)=\text{sen}(3x/l\pi)$	$(1/2)\mu l$	$[2/(3\pi)]p(x)l$	$(2/\pi)P_{mov.}$	$l/(3v)$

onde:

$P_{mov.}$ : carga móvel em kN;

$p(x)$ : força distribuída em kN/m;

$\mu$ : massa por unidade de comprimento, tal como definido no item 4.3 a seguir, relativo às considerações da HIVOSS (2009);

$l$ : comprimento da passarela;

$i$ : número do modo de vibração;

$v$ : velocidade do pedestre.

Um fato importante a ser comentado é que nessa metodologia carrega-se o vão apenas nas semionda modais com coordenadas localizadas abaixo do eixo da passarela. Porém, a referência cita que se pode adotar uma hipótese mais conservadora, onde se carregam também as semiondas modais com coordenadas acima do eixo da passarela. Assim é adotado no manual da SÉTRA (2007), como mostrado na figura 13.

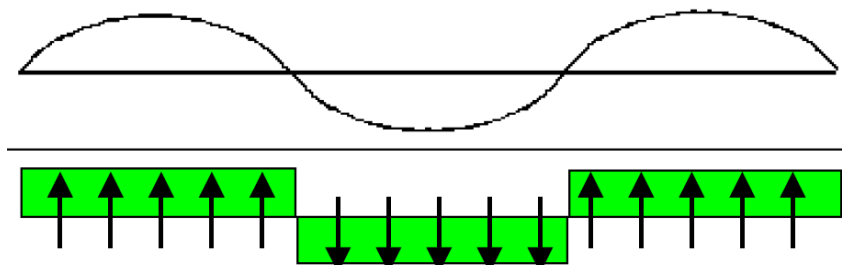


Figura 13 – Distribuição do carregamento segundo o manual SÉTRA (2008).

### **2.3.4 Modelo de carga usando densidade de espectro de potência**

Os modelos de carga comentados até o momento conduzem sempre a uma modelagem determinística no domínio do tempo, mesmo quando esses se baseiam em experimentos considerando-se a característica probabilística das variáveis independentes, como é o caso dos modelos dos itens 2.3.1 e 2.3.2. Esses modelos, apesar de serem bastante utilizados na prática atual, não são as melhores alternativas para quantificar um carregamento estocástico, como é o caso de fluxo contínuo de pedestres.

Desta forma, com o intuito de propor uma modelagem mais realística para o fluxo de pedestres, BROWNJOHN *et. al.* (2004) sugerem o uso da densidade espectral de potência (PSD), para quantificar esse carregamento no domínio da frequência considerando-se todos os fatores intervenientes (massa do pedestre, frequência da passada, velocidade do movimento, amplitude da força, *etc.*), de forma probabilística, a partir de uma simulação de Monte Carlo. Nessa metodologia, partindo-se de variáveis estocásticas originadas da simulação de Monte Carlo, são gerados diversos histogramas de força *versus* tempo que são analisados via PSD para a determinação da contribuição de cada frequência espectral no contexto global do carregamento. Procedendo-se dessa maneira para diversos histogramas, é possível determinar quais as principais frequências espectrais, dentro de certos parâmetros de confiabilidade, que devem ser usadas para quantificar o carregamento do fluxo de pedestres no domínio da frequência.

Essa metodologia, apesar de promissora, requereria o conhecimento de uma quantidade considerável de parâmetros estatísticos das variáveis independentes, que muitas vezes não são conhecidos. Essa abordagem ainda não se encontra normalizada, assim não será considerada na continuação deste trabalho.

## Capítulo 3 – Desempenho estrutural

### 3.1 Introdução

Tão importante quanto modelar matematicamente os carregamentos de origem dinâmica, é determinar as condições necessárias para um bom desempenho estrutural. Essas condições, verificadas após uma análise dinâmica, darão ao projetista subsídios para definir se a estrutura tem um comportamento adequado ou não frente à ação gerada pelos pedestres. Algumas normas e manuais técnicos têm especificado tanto metodologias quanto parâmetros para avaliar o desempenho estrutural, sendo as condições de desempenho divididas basicamente em dois grupos, as que limitam as frequências próprias e as que limitam os valores das acelerações.

Tal como comentado anteriormente, é unânime a consideração de que o carregamento de pedestre influencia bem mais no conforto dos usuários, ou seja, nos estados limites de serviço do que nos estados limites últimos, como afirmado por ŽIVANOVIĆ *et al.* (2005). Esse conceito tem se fixado ao longo de anos e é fundamentado em ocorrências históricas, as quais mostram apenas casos raros de colapso da passarela. Apesar desse consenso, os limites ou parâmetros de conforto humano são de difícil definição, uma vez que dependem da sensibilidade de cada indivíduo, da posição do pedestre, do tempo de exposição à vibração, *etc.* Para contornar essa dificuldade algumas normas como a NBR 6118, o CEB (1991) e a AASHTO (1997) limitam-se apenas em fixar faixas de riscos para frequências próprias, definindo assim quais valores dessa grandeza teriam grandes chances de se aproximar das frequências de excitação. Dessa forma é reduzido o risco do fenômeno da ressonância e o conseqüente desconforto dos usuários.

Seguindo em outra vertente, alguns manuais técnicos e normas têm levado em conta que uma análise criteriosa quanto ao desempenho dinâmico só é possível com base no julgamento da resposta estrutural na presença de solicitações dinâmicas e não apenas na análise de um único parâmetro, como a frequência própria. Essas referências sugerem metodologias para se analisar de forma mais consistente o comportamento das estruturas, permitindo a construção de passarelas esbeltas com frequências naturais próximas daquelas tidas como de risco, desde que essas apresentem uma resposta estrutural adequada em relação ao conforto dos usuários.

Assim, explicitadas as gamas de possibilidades de análises, este capítulo tem o objetivo de comentar e descrever algumas das técnicas sugeridas na literatura, entendendo suas limitações, para uma adequada aplicação no exemplo em estudo neste trabalho.

### 3.2 Recomendações normativas: faixas de risco

Seguindo o conceito de que a proximidade entre as frequências naturais e as de excitação levariam à ressonância e uma vez que os fatores de amortecimento das estruturas são relativamente muito pequenos, diversas normas têm especificado faixas de frequências próprias com alto risco de aproximação das frequências dos carregamentos, sendo esses últimos tidos como de frequência conhecida, como foi mostrado no capítulo anterior. A tabela 5 mostra algumas faixas de risco constantes em regulamentos e adotadas por alguns autores.

Tabela 5 – Faixas de frequências de risco: verificação para a frequência vertical.

<b>Referência</b>	<b>Faixa de Risco</b>
EUROCODE 2	1,6 Hz a 2,4 Hz
EUROCODE5	< 5,0 Hz
Apêndice 2 – EUROCODE0	<5,0 Hz
BS 5400	<5,0 Hz
ISO/DIS 10137	1,7 Hz a 2,3 Hz
CEB Bulletin 209	1,65 Hz a 2,35 Hz e 3,5 a 4,5 Hz
Bachmann	1,6 Hz a 2,4 Hz
HIVOSS	1,25 Hz a 4,5 Hz

Observa-se que as recomendações tendem a indicar uma faixa de risco entre 1,25 a 2,4 Hz, com exceção do EUROCODE, CEB 209 e HIVOSS (2009). Esses estendem a margem para 5,0 Hz, com o intuito de evitar a excitação vertical por meio do segundo harmônico, embora ainda não se tenha referência de vibrações significativas nesse modo. Outro ponto a ser comentado é a falta de referência em algumas normas com relação à vibração nos eixos transversais e longitudinais, a qual é lembrada apenas por algumas delas (tabela 6).

Tabela 6 – Faixas de frequências de risco: verificação para a frequência horizontal.

<b>Referência</b>	<b>Faixa de Risco</b>
EUROCODE0	<2,5 Hz
BS 5400	<1,5 Hz
HIVOSS (2009)	0,5 Hz a 1,2Hz

O manual francês SÉTRA (2008), diferentemente das outras referências supracitadas, usa o conceito de faixas de risco para ajudar a escolher o carregamento a ser utilizado na análise dinâmica. Para tal, esse manual faz a distinção de quatro faixas de risco de vibração vertical de acordo com os conceitos mostrados a seguir.

- Faixa 1 – Máximo risco de ressonância (1,7 Hz a 2,1 Hz).
- Faixa 2 – Médio risco de ressonância (1,0 Hz a 1,7 Hz e 2,1 Hz a 2,6 Hz).
- Faixa 3 – Baixo risco de ressonância (2,6 Hz a 5,0 Hz).
- Faixa 4 – Risco desprezível (<1,0 Hz e >5,0 Hz).

Com relação à vibração na direção transversal o mesmo manual faz a seguinte distinção:

- Faixa 1 – Máximo risco de ressonância (0,5 Hz a 1,1 Hz).
- Faixa 2 – Médio risco de ressonância (0,3 Hz a 0,5 Hz e 1,1 Hz a 1,3 Hz).
- Faixa 3 – Baixo risco de ressonância (1,3 Hz a 2,5 Hz).
- Faixa 4 – Risco desprezível (<0,3 Hz e >2,5 Hz).

### **3.3 Critérios de conforto baseados na aceleração**

Ainda que algumas das referências citadas no item anterior restrinjam a construção de passarelas com frequências próprias dentro de certas faixas de risco, como é o caso da norma brasileira, a restrição de uma concepção estrutural só é interessante após uma análise criteriosa das suas máximas acelerações, quando submetida aos carregamentos de pedestres.

Fazendo uso deste conceito, alguns códigos e manuais tem se dedicado não apenas em especificar faixas de risco, mas também a limitar as máximas acelerações através de equações que dependem das frequências fundamentais. Uma exceção é o EUROCODE 0o qual fixa seus valores independentemente de qualquer parâmetro. Assim, referências como ISO-10137, BS-5400, ONT-83 e Bro2004 especificam faixas



de risco, as quais, quando atendidas, dispensam qualquer análise completa, porém, quando não, exigem a avaliação da máxima aceleração.

Como forma de compilar todas essas exigências normativas serão mostradas graficamente na figura 14 as máximas acelerações admissíveis, permitindo uma comparação entre os diversos valores:

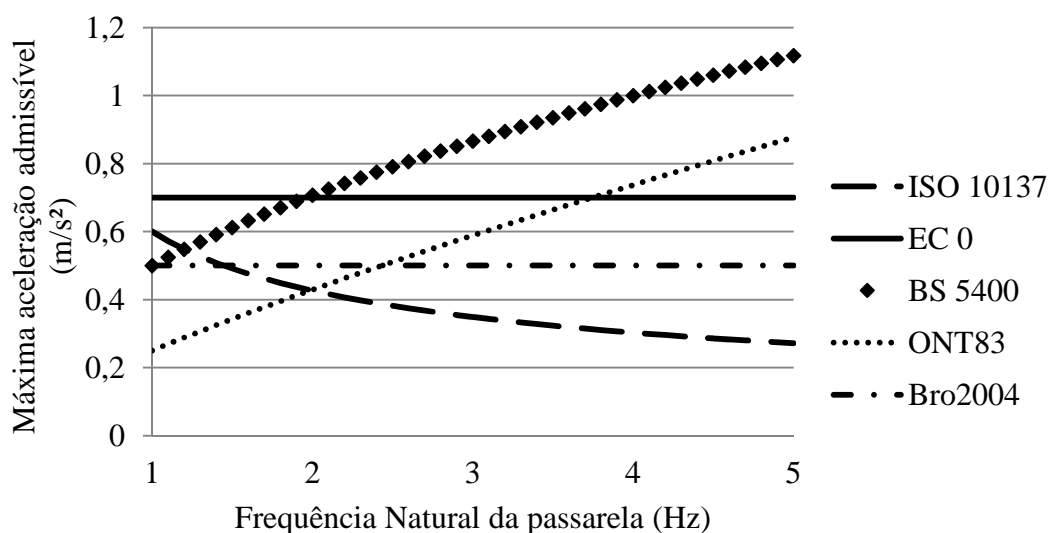


Figura 14 – Máxima aceleração vertical segundo algumas normas (m/s<sup>2</sup>).

Observando a figura 14, é possível perceber o conservadorismo da ISO-10137 no intervalo mais comum de frequências de excitação (1,0 Hz a 5,0 Hz) quando comparada com os demais códigos internacionais. Vale a pena ressaltar que, dentre todas as normas aqui discutidas, a única que apresenta critérios de aceleração admissível em função da posição do usuário, é a norma internacional ISO. Outro ponto a salientar é que apenas a ISO e o EUROCODE0 não se mostram omissas em relação às máximas acelerações horizontais, sugerindo respectivamente os valores iguais à metade da máxima aceleração vertical e 0,4 m/s<sup>2</sup>.

Seguindo um conceito um pouco diferente dos anteriormente apresentados, os manuais técnicos do SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009), desenvolvidos para sanar algumas omissões das normas vigentes na Europa, dividem as máximas acelerações em faixas de conforto. Essa divisão permite ao projetista decidir qual nível de conforto será dado à estrutura de acordo com sua importância e condições de uso. A tabela 7 e a tabela 8 apresentam esta divisão:

Tabela 7 – Máxima aceleração vertical segundo os manuais SÉTRA e HIVOSS.

Nível de conforto	Máxima aceleração
Máximo	<0,5 m/s <sup>2</sup>
Médio	0,5 a 1,00 m/s <sup>2</sup>
Mínimo	1,00 a 2,5 m/s <sup>2</sup>
Inaceitável	> 2,5m/s <sup>2</sup>

Tabela 8 – Máxima aceleração horizontal segundo os manuais SÉTRA e HIVOSS.

Nível de conforto	Máxima aceleração	
	SÉTRA	HIVOSS
Máximo	0 a 0,15 m/s <sup>2</sup>	0 a 0,10 m/s <sup>2</sup>
Médio	0,15 a 0,3 m/s <sup>2</sup>	0,10 a 0,3 m/s <sup>2</sup>
Mínimo	0,3 a 0,8 m/s <sup>2</sup>	0,3 a 0,8 m/s <sup>2</sup>
Inaceitável	> 0,8 m/s <sup>2</sup>	> 0,8 m/s <sup>2</sup>

Para uma melhor compreensão dos níveis de conforto, o manual SETRÁ (2008) faz a seguinte descrição do nível de tráfego:

- Nível de conforto máximo: Diz respeito àquela aceleração que é praticamente imperceptível;
- Nível de conforto médio: Diz respeito às acelerações que são pouco perceptíveis;
- Nível de conforto mínimo: Diz respeito às acelerações perceptíveis, porém ainda toleráveis. O manual revela também que este nível de conforto só deve ser usado em condições de carga raras.

Essa divisão em níveis de conforto dá a liberdade ao projetista para escolher qual faixa de aceleração utilizar numa análise, dependendo da localização da estrutura, da frequência de uso e da intensidade do fluxo de pedestres.

### 3.4 O fenômeno da sincronização (“Lock-in”)

Um pedestre ao se movimentar induz uma força transversal sobre a passarela com uma frequência duas vezes menor que a frequência da passada. Essa solicitação é desenvolvida pelo movimento lateral de equilíbrio descrito por seu centro de gravidade durante o caminhar, tal como mostrado pela figura 15.

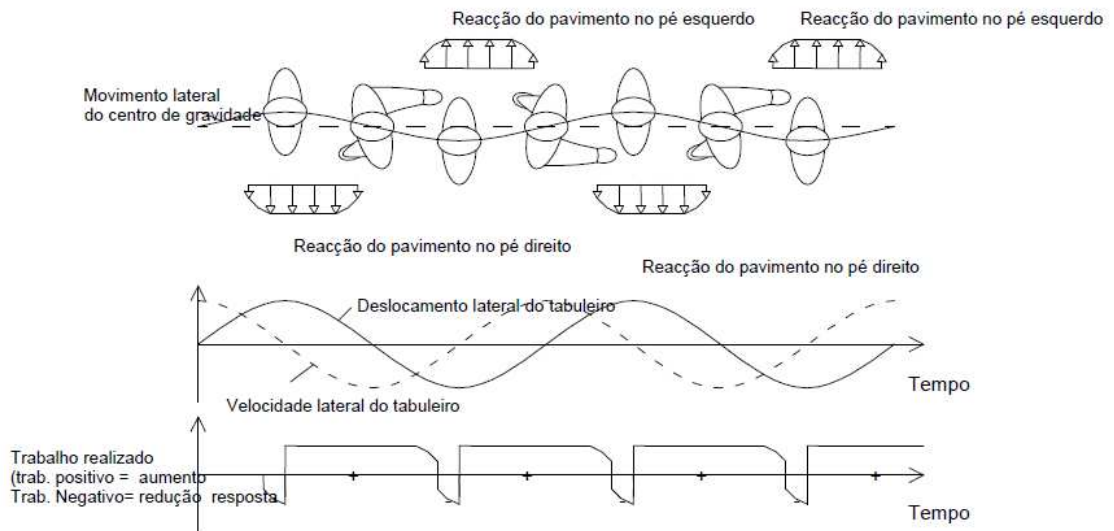


Figura 15 – Descrição esquemática do movimento sincronizado, HIVOSS (2009).

Os usuários ao exercerem tal solicitação sobre a passarela percebem a resposta estrutural (aceleração transversal) como uma sensação de desequilíbrio, fazendo-os, inconscientemente, ajustar seu caminhar para tentar manter um movimento estável. Nesta tentativa de estabilização, o pedestre altera sua frequência e a largura do seu passo, fazendo a periodicidade lateral do seu centro de gravidade coincidir com a periodicidade da resposta estrutural. Essa adaptação amplifica ainda mais as acelerações transversais da passarela forçando o usuário a ajustar novamente seu movimento em uma interação cíclica com a estrutura, chamada de “lock-in”.

Essa interação entre pedestre e a passarela tem sido estudada por diversos pesquisadores, sugerindo a sua ocorrência quando a aceleração da estrutura entra em uma faixa de  $0,1 \text{ m/s}^2$  a  $0,15 \text{ m/s}^2$ , embora também haja pesquisas que interpretem esse fenômeno como uma anulação do amortecimento provocado quando a estrutura está submetida a um trânsito crítico de pedestres ( $N_L$ ) dado na equação[10]:

$$N_L = \frac{8\pi\xi mf}{k} \quad [10]$$

onde:

$\xi$ : amortecimento modal;

m: massa modal;

f: frequência modal;

k : 300Ns/m para a faixa de 0,5 a 1,0 Hz.

A alta sensibilidade dos usuários a essas acelerações transversais surge pelo fato de não se existir no corpo humano um bom mecanismo de amortecimento dessas vibrações, tal como ocorre nas articulações dos joelhos quando os pedestres são submetidos às acelerações verticais. Dessa forma, para que esse fenômeno não ocorra é necessário que as acelerações transversais sejam levadas a níveis de praticamente imperceptíveis para que não haja a sincronização lateral do corpo com a passarela ou mesmo deve ser evitada a ocorrência de um fluxo de pedestre capaz de mobilizar de forma significativa o tabuleiro da passarela.

## Capítulo 4 – Modelagem computacional e medições

### 4.1 Introdução

Segundo RIBEIRO (2004), o processo de modelagem computacional é composto por duas fases, em que a primeira consiste em compor um conjunto de equações diferenciais por meio de princípios físicos e de variáveis independentes envolvidas, enquanto que a segunda etapa consiste na obtenção da solução desse problema. Nessa fase é comum o uso do método dos elementos finitos (MEF), disponível em diversos “softwares” comerciais. Nos casos de problemas dinâmicos, o sistema de equações diferenciais envolvido é o definido na equação [11], determinado a partir do princípio de D’Alembert, descrevendo-se o comportamento de estruturas sujeitas a ações variáveis no tempo:

$$M \times \ddot{d} + C \times \dot{d} + K \times d = F(t) \quad [11]$$

onde:

M: matriz que representa a distribuição de massa da estrutura;

C: matriz que representa o amortecimento estrutural;

K: matriz de rigidez da estrutura;

F(t): é um vetor que representa a distribuição das ações externas;

$\ddot{d}$ ,  $\dot{d}$  e  $d$ : vetores de acelerações, de velocidades e de deslocamentos, respectivamente.

Existem diversas recomendações técnicas acerca dos valores a serem adotados para o amortecimento, para a massa participativa de pedestres e sobre formas de análise. A seguir serão abordadas também algumas técnicas usadas para mensurar tais grandezas físicas, quando a estrutura já se encontra construída e precisa ter suas características confrontadas com as inicialmente estimadas durante o projeto.

### 4.2 Modelagem computacional em elementos finitos

De uma maneira geral, um adequado modelo matemático é uma representação do comportamento estrutural traduzido em informações de fácil interpretação. Assim, em muitos casos, um simples modelo de vigas em MEF é o suficiente para resolver, com boa precisão, problemas de estática e dinâmica, como é o caso de passarelas

compostas por vigas e tabuleiro. No entanto, é indispensável a consideração da influência da largura da mesa colaborante na rigidez do sistema, assim como na consideração da participação da massa do tabuleiro no conjunto estrutural.

As passarelas como as do Millennium, segundo ZOLTOWSKI (2008), já exigem um modelo mais elaborado composto por elementos de viga, treliça e cabos para uma boa simulação estrutural. Ainda mais complexas são as passarelas estaiadas tal como a de Mindin que necessitam, antes de uma análise dinâmica, da execução de uma análise estática não linear para a determinação da configuração deformada e das tensões internas iniciais provocadas pelo peso próprio, uma vez que esses dados alteram significativamente a rigidez do sistema.

### 4.3 Massa participativa de pedestres

Uma atividade importante numa análise dinâmica é a correta definição da massa estrutural relevante ao sistema. Os “softwares” comerciais já contabilizam a massa dos elementos estruturais modelados, restando ao usuário adicionar a massa de elementos não estruturais como é o caso dos pedestres. Essa massa dos usuários, ao contrário das demais massas não estruturais, tem sua consideração bastante discutida e divergente na literatura.

Como exemplo dessa divergência é possível citar a norma BS-5400, umas das primeiras metodologias simplificadas para a determinação das respostas sem acelerações. Observa-se que a massa dos pedestres não é levada em consideração, como é claramente explicitado no item C.2 do referido regulamento. A mesma abordagem é adotada por YOMEDA (2002) que para a determinação da massa modal  $M$  fornece a equação [12]:

$$M = \int_0^L \frac{W_g}{g} \phi_v^2 \cdot dx \quad [12]$$

onde:

$L$ : comprimento da passarela;

$W_g$ : peso da estrutura por metro linear;

$\phi_v$ : forma modal de vibração vertical.

Outra referência que desconsidera essa massa é o EUROCODE5, como é possível observar em suas equações para as acelerações máximas. A isso se

contrapondo os manuais técnicos mais modernos, como é o caso do manual SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009) definem, respectivamente, que a massa dos pedestres deve ser considerada para caso de passarelas submetidas a grandes tráfegos, ou quando essa massa adicional representar mais que 5% da massa modal do tabuleiro da estrutura. Essas divergências normativas se justificam por ainda não se ter resultados satisfatórios de estudos relativos à influência dos pedestres no balanço total das massas envolvidas.

#### **4.4 Amortecimento estrutural**

Responsável pela dissipação da energia em um sistema dinâmico, esta propriedade tem fundamental importância na modelagem de estruturas, uma vez que influencia nos valores máximos de amplitude da vibração, bem como atenua os picos das máximas acelerações. Segundo CARVALHO (2002), existem muitos mecanismos que podem provocar o amortecimento nos sistemas: fricção entre superfícies de uma junta e aparelhos de apoio, resistência de um fluido, atrito por escorregamento e o próprio amortecimento interno do material. Além disso, a presença dos pedestres sobre a passarela também provoca mudanças no amortecimento, o que segundo SANTOS (2011) *apud* WILLFORD (2002) pode aumentar a taxa de amortecimento de 0,7% para 3%, como verificado na análise experimental da ponte do Millennium, quando foram colocadas 250 pessoas caminhando sobre a estrutura.

Assim, devido à dificuldade de se prever e modelar os efeitos dos pedestres sobre o amortecimento estrutural, até a presente data não se encontraram recomendações adequadas que relacionem o amortecimento estrutural com o número de pedestres sobre a passarela. Além disso, outros fatores já mencionados anteriormente dão uma grande contribuição para transformar o amortecimento estrutural na característica dinâmica de maior dificuldade a ser estimada.

Embora existam essas dificuldades na quantificação do amortecimento, na literatura atual encontram-se valores recomendados para o amortecimento estrutural. A tabela 9 exibe alguns desses valores que dependem do tipo de material empregado na construção, segundo as referências EN-1991, EN-1995, BACHMANN (1995), manuais SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009).

Tabela 9 – Amortecimento em função do material.

MATERIAL	$\xi_{\text{MÍNIMO}}$	$\xi_{\text{MÉDIO}}$
Concreto armado	0,8%	1,3%
Concreto protendido	0,5%	1,0%
Misto aço-concreto	0,3%	0,6%
Aço	0,2%	0,4%

O manual básico da HIVOSS (2009) ainda exhibe uma compilação de ensaios que correlacionam o amortecimento estrutural com a frequência natural ou comprimento de vãos de diversas passarelas na Europa, (figura 16 e figura 17 respectivamente). O objetivo é analisar a variação dos fatores de amortecimento medidos com os estimados na tabela anterior.

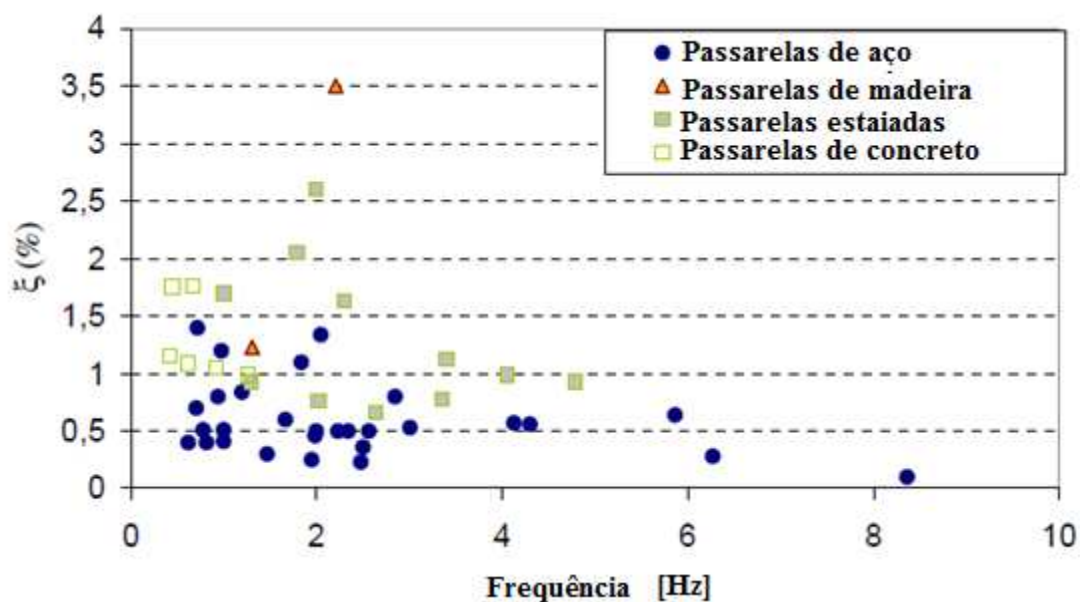


Figura 16 – Coeficientes de amortecimento medidos com ações de serviço: Variação com a frequência, HIVOSS (2009).



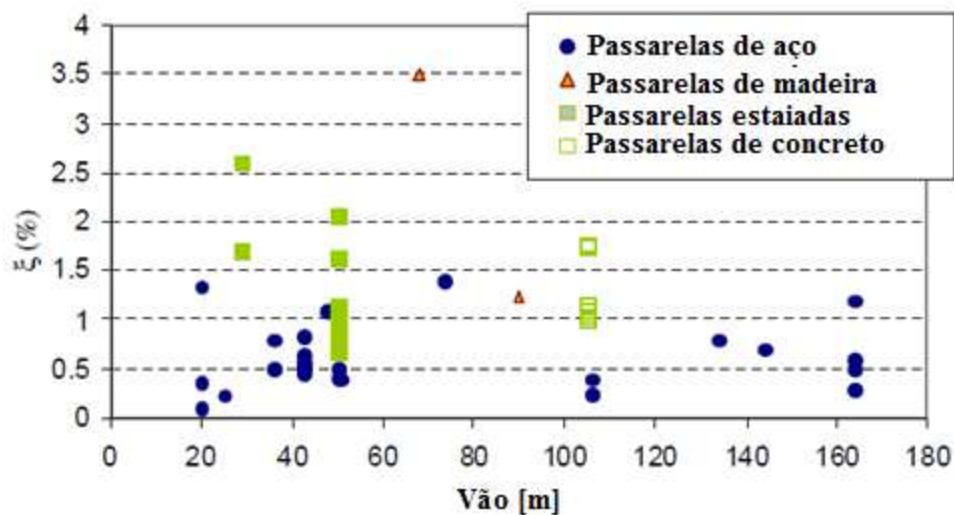


Figura 17 – Coeficientes de amortecimento medidos com ações de serviço: variação com o vão, HIVOSS (2009).

Com base nesses dados é possível adotar com certa margem de segurança que as passarelas metálicas analisadas apresentam fatores de amortecimentos inferiores a 0,5% para frequências naturais abaixo de 2,5 Hz.

## 4.5 Avaliação das propriedades dinâmicas das passarelas

Segundo CAETANO (2008) *et al.*, embora atualmente existam bons conhecimentos sobre as ações dinâmicas dos pedestres, consideráveis avanços na capacidade computacional e correlações entre os fatores de amortecimento e o tipo de estrutura, grandes incertezas permanecem presentes na fase de projeto, criando por consequência a necessidade de se avaliar as propriedades dinâmicas das estruturas e seu comportamento após a fase de construção. Esse fato é também reforçado, ainda conforme CAETANO *et al.*, pela frequente proximidade entre as frequências naturais e as de excitação, além dos fatores de amortecimentos normalmente presentes em passarelas serem baixos.

Nesse contexto, diversas técnicas de medição, identificação modal e instrumentação têm surgido na prática, sendo alguns desses assuntos apresentados sucintamente ao longo deste item.

### 4.5.1 Níveis de medições

Tal como exposto pelo manual da HIVOSS (2009), a caracterização experimental do comportamento dinâmico de uma estrutura pode ser definida em dois

diferentes níveis de análise, dependendo da riqueza de detalhes e dos objetivos que se deseja atingir:

Nível 1 – é recomendado em casos onde se tem certeza de que a estrutura não possui um desempenho adequado frente às ações dinâmicas dos pedestres e se deseja inserir algum equipamento de controle de vibração. Neste nível são realizados ensaios de identificação dos parâmetros estruturais tais como frequências naturais, modos de vibração e razões de amortecimento.

Nível 2 – esse grau de avaliação, caracterizado como padrão, é recomendado para qualquer passarela e deve ser realizado durante algum momento na vida útil da construção, com o objetivo de confirmar se a mesma atende aos requisitos mínimos de desempenho e decidir se a mesma tem a necessidade de inserção ou não de algum equipamento de controle. Para esse nível são realizadas medições da resposta da passarela sob a atuação dos pedestres.

## **4.5.2 Instrumentação**

### **4.5.2.1 Transdutores de medição de resposta**

O parâmetro de resposta estrutural comumente utilizado para a avaliação do conforto humano é a aceleração. Com base nisso, também é usual se fazer medições “in loco” desse parâmetro por intermédio de aparelhos denominados de acelerômetros, ver CAETANO (2008).

Esses aparelhos são sensores que produzem sinais elétricos proporcionais à aceleração dentro de certa faixa de frequência e tem seu funcionamento baseados no princípio de que alguns materiais, quando submetidos a solicitações, produzem uma diferença de potencial ou mudanças em suas características resistivas. Dentre os principais tipos de equipamentos utilizados em estruturas pode-se citar:

- piezelétricos;
- piezoresistivos e capacitivos;
- servo.

Os acelerômetros piezelétricos, em comparação aos demais tipos, apresentam as vantagens de não precisarem de fonte de energia externa e de serem robustos, estáveis em longo prazo e pouco influenciáveis pelas variações de temperatura. Apesar dessas vantagens, esse tipo de aparelho apresenta um sério inconveniente quando utilizado em

estruturas esbeltas, uma vez que ele tem limitações para medições de baixas frequências. Os acelerômetros piezelétricos a rigor também não produzem uma medição contínua, uma vez que eles só são acionados quando submetidos a uma ação dinâmica.

Já com relação aos acelerômetros piezoresistivos e capacitivos e os do tipo servo, por operarem numa faixa baixa de frequências, mostram-se adequados para quase todos os tipos de medições de estruturas da Engenharia Civil. Esses dois aparelhos se diferenciam ainda pelo fato dos primeiros terem seu funcionamento relacionado com um material que muda de resistência durante o movimento do aparelho enquanto que o segundo tem seu funcionamento relacionado com a variação da força magnética necessária para equilibrar o movimento de uma massa dentro do equipamento, ver RODRIGUES (2004).

### **4.5.3 Técnicas de identificação modal**

Segundo RODRIGUES (2004), as técnicas de identificação modal podem ser divididas fundamentalmente em três tipos:

- ensaios de vibração forçada, com controle e medição das forças de excitação;
- ensaios de vibração estrutural em regime livre;
- ensaios de resposta estrutural sob as ações do ambiente, sendo a estrutura sujeita às condições de serviço.

#### **4.5.3.1 Ensaios de vibração forçada**

Esse ensaio consiste em se aplicar uma excitação controlada em um ou vários pontos da estrutura e medir sua resposta (quase sempre aceleração) em vários pontos. Após aplicar e medir as excitações, é possível efetuar a avaliação das funções de resposta em frequência (FRF), relacionando-se as respostas registradas nos diversos pontos com as forças aplicadas.

Um inconveniente desse ensaio é a necessidade de interrupção temporária da utilização da estrutura durante a fase de estudos, o que em alguns casos pode vir a gerar um transtorno considerável à sociedade, como é o caso de pontes ou passarelas de fluxo intenso.

##### **4.5.3.1.1 Martelo de impacto**

O martelo de impacto é uma das mais simples e conhecidas formas de proporcionar um “input” controlado a uma estrutura. Esse aparelho, com características adequadas a obras civis, pesa cerca 55 N, tem uma ponta instrumentada por um sensor piezelétrico

de sensibilidade de 1V/230 N e opera numa faixa de medida de 22 kN sobre uma gama de 0 a 500 Hz, ver HIVOSS(2009).

Segundo CAETANO (2008), esse aparelho é um dos mais interessantes para medições de características modais de passarelas, uma vez que essas estruturas são normalmente flexíveis e relativamente pequenas. A figura 18 mostra um martelo de impacto.



Figura 18 – Martelo de impacto, CAETANO (2008).

#### 4.5.3.1.2 *Vibrador*

Dentre os principais vibradores usados em obras de Engenharia Civil é possível destacar três tipos em particular: os eletromagnéticos, os eletrohidráulicos e os eletromecânicos. Todos têm a possibilidade de uso de forma isolada ou em grupo, apresentando a vantagem de permitir excitar vários pontos distintos, no sentido de se obter modos de vibração mais puros e de excitar modos de diversos tipos, ver COUTO (1995).

Ainda conforme COUTO (1995) *apud* BUZDUGAN (1986), os vibradores eletrohidráulicos funcionam com base na amplificação do sinal proveniente de um gerador, conseguido por meio de um circuito hidráulico. Esse circuito consiste na circulação de um fluído a elevada pressão que origina o movimento do atuador e, portanto, da estrutura. Como principal vantagem desse equipamento pode-se citar sua capacidade de produzir forças elevadas a baixa frequência. Verifica-se, entretanto, que para frequências baixas é necessário utilizar massas de reação elevada, o que se traduz em grandes deslocamentos do atuador, e numa redução da força efetivamente transmitida à estrutura, exigindo a medição da excitação no seu ponto de aplicação, ver CAETANO (1992).

Segundo COUTO (1995) *apud* EWINS (1986), os vibradores eletromagnéticos transformam o sinal de entrada num campo magnético alternado, em que está colocada uma bobina, a qual se encontra ligada à parte do aparelho fixa à estrutura. Esse dispositivo é configurável para excitação quer na direção vertical, quer na horizontal. Os sinais tipicamente gerados para os ensaios são senoidais ou aleatórios. A medição da força aplicada é possível por meio de células de carga instaladas entre o vibrador e a estrutura, ver CAETANO (2008). Para o manual da HIVOSS (2009), dadas as limitações em amplitudes da força gerada, os vibradores eletromagnéticos podem apenas ser usados na excitação de estruturas de pequeno a médio porte. Um exemplar deste tipo de dispositivo é apresentado na figura 19.

Dos vários sistemas mecânicos possíveis destacam-se os chamados vibradores de massas excêntrica, capazes de aplicar forças senoidais elevadas, normalmente variando entre 400 N a 20.000 N em frequências na gama de 1 a 25 Hz, ver COUTO (1995) *apud* BUZDUGAN (1986). Estes excitadores são constituídos normalmente por duas massas montadas simetricamente em relação ao plano vertical, tal como exibido na figura 21, girando em direção opostas, ver CAETANO (1992). Como exemplo de prestador de serviços a nível nacional, que faz uso desse tipo de dispositivo, pode-se citar a Ieme do Brasil a qual atua desde 1987 com o uso do aparelho em diversas medições em estruturas, como em estádios.

Segundo COUTO (1995), como principais inconvenientes que limitam consideravelmente o uso do aparelho podem ser citados:

- é limitada a capacidade de gerar forças abaixas frequências, devido ao fato da amplitude da força variar com o quadrado das frequências, o que traduz uma limitação importante no emprego desses vibradores em estruturas de Engenharia Civil que exigem a aplicação de forças relativamente elevadas em baixas frequências;
- em termos práticos, é impossível variar a amplitude da força produzida para uma dada frequência com o vibrador em movimento, pois essa só pode ser feita à custa de alterações nas distâncias das massas em relação ao eixo do vibrador, ou à custa da alteração do número de massas;
- o sinal comunicado à estrutura é exclusivamente harmônico.

Apesar dessas dificuldades suas características permitem um controle muito preciso da amplitude da força gerada, de sua frequência e de sua fase.



Figura 19 – Vibrador eletromagnético, HIVOSS (2009).

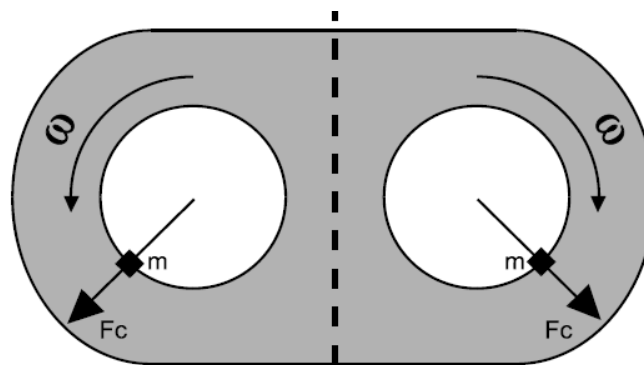


Figura 20 – Esquema da Vibrodina (Fonte: <http://www.gaeta.eng.br>).



Figura 21 – Vibrodina (Fonte: <http://www.gaeta.eng.br>).

### **4.5.3.2 Ensaios de medição da resposta livre**

Neste tipo de ensaio é imposta uma deformação inicial à estrutura, que é repentinamente liberada deixando-a vibrar em regime livre. Medindo-se e analisando-se essa resposta, podem ser identificadas as características dinâmicas da estrutura, incluindo-se as frequências, as configurações modais e o amortecimento, ver RODRIGUES (2004).

Ainda segundo RODRIGUES (2004), este tipo de ensaio apresenta vantagem com relação aos ensaios de ação ambiente, uma vez que esse último apresenta níveis de respostas muito baixos para a adequada determinação do amortecimento estrutural.

Como exemplo de aplicação dessa técnica é possível citar a análise da Ponte Vasco da Gama, em que a excitação foi obtida suspendendo-se uma massa de 60 t de um ponto do tabuleiro da estrutura e soltando-se a mesma repentinamente. As vibrações livres resultantes foram então registradas durante 16 minutos em algumas seções pré-determinadas.

Como principais pontos a serem observados durante a execução desse ensaio podem ser citados: a perfeita avaliação dos riscos de um acidente, os cuidados para que nenhuma parte da massa a ser desprendida se choque com a estrutura durante seu desprendimento, e que o ponto de fixação da massa seja tal que permita a identificação dos modos de vibração importantes.

### **4.5.3.3 Ensaios de medição da resposta às ações ambientes**

Os ensaios de medição da resposta das estruturas às ações ambientes consistem na medição da resposta (usualmente em aceleração) às ações a que normalmente estão sujeitas, tais como o vento, o tráfego de veículos que circulam sobre as estruturas ou na sua vizinhança, o tráfego de pedestres, sismos de muito baixa intensidade (microssismos), o efeito da ondulação marítima ou do escoamento de um rio (por exemplo, em estruturas “offshore” ou nos pilares de uma ponte), *etc.* Esses ensaios podem também ser designados por ensaios com excitação natural, ver RODRIGUES (2004).

Em comparação com os demais ensaios apresentados, esta técnica tem a vantagem de poder ser realizada sem qualquer interrupção do funcionamento normal das estruturas, uma vez que são as próprias ações decorrentes desse funcionamento que

constituem as fontes de excitação dinâmica necessárias na indução das respostas medidas. Outra grande vantagem é que neste ensaio é possível se identificar modos de vibração com frequências muito baixas (abaixo de 1 Hz), que são de difícil avaliação na prática com os ensaios de vibração forçada.

Ainda segundo RODRIGUES (2004), os ensaios de medição da resposta das estruturas às ações ambientes têm como exigência o uso de aparelhos com resolução adequada às amplitudes envolvidas no ensaio. Além disso, os métodos de análise dos registros devem ser apropriados à situação em que apenas se desejem avaliar as respostas dos sistemas.



# Capítulo 5 – Técnicas de controle de vibrações

## 5.1 Introdução

A aplicação das ações dinâmicas devidas aos pedestres pode conduzir a passarela a um nível de vibração insatisfatório, causando incômodo dos usuários ou mesmo, em casos extremos, a uma situação em que se comprometa a estabilidade da estrutura.

Situações como essas podem justificar o uso de técnicas de controle para a redução desses níveis vibratórios. Tais técnicas são classificadas de maneira geral como passivas, ativas, semi-ativas ou híbridas. A utilização de cada uma delas depende da complexidade da estrutura, da confiabilidade e da robustez que se deseja obter no sistema, ou mesmo do custo do investimento que se pretende realizar.

Este capítulo tem o objetivo de expor sucintamente a conceituação, a aplicabilidade e o dimensionamento com algumas técnicas usadas no controle de vibrações, porém dando maior atenção àquelas de caráter passivo, por serem as mais aplicadas em passarelas.

## 5.2 Técnicas e sistemas de controle passivo

Enquadram-se neste conceito todas aquelas metodologias ou sistemas que atenuam os níveis de vibração, contribuindo para melhorar o desempenho estrutural e o conforto dos usuários sem dispor de qualquer fonte de energia exterior.

Como bons exemplos da aplicação deste conceito, é possível citar as técnicas simples de se alterar a massa e/ou a rigidez da estrutura para melhorar suas características dinâmicas, e ainda o uso de aparelhos controladores tais como amortecedores de massa sintonizada (TMD), isoladores de base, amortecedores de coluna líquida sintonizada (TLD) e até de amortecedores viscosos, visco-elásticos, friccionais e histeréticos.

Esse tipo de controle de vibração foi o primeiro a se desenvolver na Engenharia Civil, sendo o mais usado em estruturas, principalmente no campo da Engenharia Sísmica. Outro ponto a expor é que uma das grandes vantagens do uso dessa técnica é o fato da maioria dos dispositivos adotados estar preparado para lidar com forças de grandes amplitudes, isso sem contar com a sua boa capacidade de dissipar energia. O controle passivo é a solução mais interessante em termos de confiabilidade, custo e

manutenção, em comparação com as demais técnicas. MOUTINHO (2007) sugere que essa técnica seja sempre a primeira a ser levado em consideração em um projeto de controle de vibrações, e só no caso dessa não ser suficientemente eficaz, avançar para outras técnicas mais sofisticadas. Esse autor relata que a principal desvantagem desse sistema é sua menor eficiência em relação às técnicas de controle ativo e semi-ativo, particularmente nas situações que exigem certa adequação das ações de controle em função da resposta.

Como principais exemplos de passarelas que receberam esse tipo solução é possível citar a passarela de Solferino na França, que recebeu 2500 kg de TMD distribuídos por sua estrutura para conter as vibrações na direção vertical e horizontal, e também as de torção. A ponte de Changi Mezzanine em Singapura recebeu 1000 kg de TMD instalados no centro do seu vão para controlar as vibrações fortemente influenciadas pelo primeiro e o segundo modos, respectivamente, modos lateral e de torção, incrementando o fator de amortecimento do primeiro modo de 0,4% para 1,6%. A passarela do Millennium em Londres recebeu a instalação de um TMD para conter os efeitos do fenômeno de sincronização (“lock-in”).

### 5.2.1 Técnicas envolvendo a modificação da massa

Juntamente com a técnica de modificação da rigidez, essa metodologia visa propor mudanças nas características da estrutura para se obter um melhor comportamento frente às excitações dinâmicas. A correlação da frequência, massa modal e a rigidez modal são apresentadas na equação [13], onde é possível se observar que com um aumento na massa modal  $M_{\text{modal}}$  se obtém uma redução na frequência modal  $f_{\text{modal}}$ , desde que seja mantida a rigidez modal  $K_{\text{modal}}$ , assim:

$$f_{\text{modal}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{\text{modal}}}{M_{\text{modal}}}} \quad [13]$$

O manual HIVOSS (2009) apresenta uma equação empírica baseada em análises espectrais para a determinação da massa modal  $M_i$  necessária para que um número  $n$  de pedestres gere uma aceleração limite ( $a_{\text{limite}}$ ) desconfortável aos usuários, dada pela equação [14], válida em situações onde a frequência de passo coincide com a frequência natural da passarela, então:

$$M_i \geq \sqrt{n} \times (K_1 \xi^{K_2} + 1.6 K_3 \xi^{K_4}) \times \frac{1}{a_{\text{limite}}} \quad [14]$$

onde:

$M_i$ : massa modal correspondente ao o modo  $i$ ;

$n$ : número de pedestres sobre a ponte;

$\xi$ : fator de amortecimento;

$K_1, K_2, K_3$ , e  $K_4$ : constantes dadas nas tabelas 10 e 11.

Tabela 10 – Constantes para a avaliação da massa modal (vertical) necessária, HIVOSS (2009).

Densidade [P/m <sup>2</sup> ]	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>
≤ 0,5	0,7603	0,468	0,050	0,0675
1,0	0,5700		0,040	
1,5	0,400		0,035	

Tabela 11 – Constantes para a avaliação da massa modal (lateral) necessária, HIVOSS (2009).

Densidade [P/m <sup>2</sup> ]	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>
≤ 0,5	0,1205	0,450	0,012	0,06405
1,0				
1,5				

O mesmo manual alerta para o fato de que a equação [14] foi baseada em modelos de passarelas com modelo matemático de vigas contínuas ou biapoiadas, e caso a estrutura em estudo difira significativamente de modelos desse tipo, os limites de aplicabilidade desse método espectral podem ser ultrapassados.

O método de modificação de massa, apesar de prático, só apresenta grandes vantagens em relação aos outros métodos quando a passarela ainda se encontra na fase de projeto. Caso contrário essas alterações de massa podem vir a acarretar a necessidade de significativos reforços estruturais, com a necessidade de aumento de peso próprio.

## **5.2.2 Técnicas envolvendo a modificação da rigidez**

Nestas técnicas também se faz uso dos conceitos apresentados no item anterior, porém, com a peculiaridade da proposta de modificar a rigidez da passarela para se atingir frequências naturais adequadas às excitações. Um ponto de destaque nessa solução é seu possível impacto na arquitetura da estrutura, uma vez que a modificação da rigidez pode implicar em aumento na altura das vigas, aumento na largura do tabuleiro, adoção de vigas-caixão entre outros.

## **5.2.3 Técnicas envolvendo a inserção de equipamentos de controle**

O incremento do amortecimento estrutural é outra forma de reduzir os efeitos dinâmicos provocados por pedestres. Esse incremento, dentre aqueles que se enquadram no conjunto de técnicas passivas, pode ser obtido com a adição de equipamentos de controle de vibração divididos em três grupos: absorvedores, dissipadores e isoladores de base.

Os absorvedores são dispositivos que introduzem uma compensação de fase ao movimento da estrutura melhorando seu comportamento dinâmico, absorvendo a energia mecânica por meio da massa passiva do aparelho. Como principais exemplos dessa categoria pode-se citar os amortecedores de massa sintonizados (TMD ou AMS) e os amortecedores de líquido sintonizado (TLD ou ALS).

Os dissipadores são aqueles aparelhos que tomam partido de algum mecanismo de amortecimento ou dissipação da energia, seja ele viscoso, visco-elástico, de fricção ou histerético. Nos amortecedores viscosos a força de amortecimento gerada pelo aparelho é função da velocidade absoluta ou relativa, dependendo se esses aparelhos estão simplesmente colocados sobre a estrutura ou fixados aos elementos estruturais da mesma. Amortecedores viscos-elásticos, além de exercerem forças viscosas, têm ainda uma força de restituição semelhante à exercida por uma mola, podendo então seu comportamento ser idealizado como um amortecedor viscoso ligado em série ou em paralelo a uma mola. Segundo MOUTINHO (2007), esse tipo de amortecedor é geralmente constituído por um material visco-elástico colado entre chapas metálicas formando uma espécie de “sanduíche”, com uma ou várias camadas, sendo a energia gerada pelas ações exteriores dissipada pela deformação ao cisalhamento desse material. Um aparelho de amortecimento por fricção ou por atrito é aquele que dissipa a

energia das vibrações nas estruturas, convertendo a energia mecânica em calor, em função essencialmente da rugosidade das superfícies das placas deslizantes que constituem o amortecedor e da força que as comprime, podendo o movimento relativo dessas placas ser de translação ou de rotação. Dispositivos histeréticos tem a sua ação de controle baseado nas sucessivas deformações plásticas associadas ao comportamento histerético do material constituinte, que é normalmente um metal com elevada ductilidade.

Os isoladores de base, diferentemente dos anteriores, tentam solucionar o problema das vibrações reduzindo a sua propagação para a estrutura. Esses dispositivos são geralmente utilizados em problemas de Engenharia Sísmica, e têm como objetivo desvincular horizontalmente tanto quanto possível as fundações do resto da estrutura, utilizando-se para isso apoios com baixa rigidez lateral. Segundo MOUTINHO (2007), o uso dessa técnica faz o movimento horizontal da estrutura tender a ficar independente do movimento do terreno nessa direção, assim a estrutura funciona quase como um corpo rígido separado da fundação e imune à ação horizontal dos sismos.

Existe uma extensa gama de equipamentos de controle de vibração, sendo impossível descrever todos em um único trabalho. Dessa forma optou-se por abordar o equipamento passivo de uso mais comum no controle de vibrações em passarelas, o TMD.

### **5.2.3.1 Amortecedores de massa sintonizados (AMS ou TMD)**

Um TMD é um dispositivo de controle passivo de vibrações em estruturas constituído por uma massa  $M_2$  ligada a uma estrutura principal por meio de uma mola de rigidez  $K_2$  e um amortecedor viscoso de constante  $C_2$ , sendo a estrutura principal idealizada por meio de um oscilador linear de um grau de liberdade de massa  $M_1$ , constante de rigidez  $K_1$  e constante de amortecimento  $C_1$ , ver MOUTINHO *et al.* (2004).

Este dispositivo, quando adequadamente sintonizado, causa uma compensação na força de excitação reduzindo a amplitude do movimento do sistema principal. Para mostrar como ocorre esse efeito, admite-se a princípio um sistema sem amortecimento com o acoplamento de um supressor de vibrações. Esse sistema que difere de um TMD real simplesmente pelo fato de não ter qualquer amortecimento, conforme a figura 22.

Na Dinâmica Estrutural, uma estrutura de múltiplos graus de liberdade pode ser desacoplada, quando a mesma tiver suas variáveis decompostas no espaço modal. Assim, é possível considerar o exemplo como representativo de um dado modo de vibração.

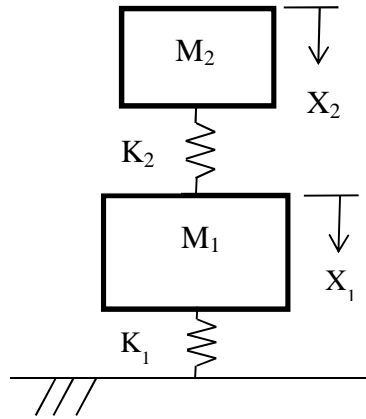


Figura 22 – Sistema com um supressor de vibração.

Suponha-se que nesse sistema esteja aplicada uma força harmônica  $F(t)=F_0 \text{ sen } (\omega t)$  no grau de liberdade  $X_1$ , resultando, a partir de um equilíbrio de forças, o seguinte sistema de equações:

$$M_1 \ddot{X}_1 + (K_1 + K_2) X_1 - X_2 K_2 = F_0 \text{ sen } (\omega t) \quad [15]$$

$$M_2 \ddot{X}_2 - K_2 X_1 + X_2 K_2 = 0 \quad [16]$$

ou em notação matricial.

$$\begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{X}_1 \\ \ddot{X}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f(t) \\ 0 \end{bmatrix} \rightarrow \bar{M} \bar{\ddot{X}} + \bar{K} \bar{X} = \bar{F} \quad [17]$$

onde

$\bar{M}$ : matriz de massa;

$\bar{K}$ : matriz de rigidez;

$\bar{\ddot{X}}$ ,  $\bar{X}$ ,  $\bar{F}$ : vetores de acelerações, deslocamentos e forças, respectivamente.

Observando-se atentamente essas equações, pode-se prever que a solução para o deslocamento é proporcional a  $\sin(\omega t)$ , uma vez que essa função quando derivada duas vezes permanece uma função seno. Assim se tomam como soluções as equações a seguir, onde  $a_1$  e  $a_2$  são constantes a serem determinadas a partir das condições de contorno:

$$X_1 = a_1 \sin(\omega t) \quad [18]$$

$$X_2 = a_2 \sin(\omega t) \quad [19]$$

Substituindo-se as equações [18] e [19] e suas derivadas segundas, na equação [17], obtém-se:

$$A_d = \frac{K_1 a_1}{F_0} = \frac{a_1}{X_{1,est}} = \left| \frac{1-r_2^2}{r_1^2 r_2^2 - r_2^2 - (1+\mu)r_1^2 + 1} \right| \quad [20]$$

$$\frac{K_1 a_2}{F_0} = \frac{a_2}{X_{1,est}} = \left| \frac{1}{r_1^2 r_2^2 - r_2^2 - (1+\mu)r_1^2 + 1} \right| \quad [21]$$

sendo:

$$r_1 = \omega \sqrt{\frac{M_1}{K_1}} = \frac{\omega}{\omega_{11}} \quad r_2 = \omega \sqrt{\frac{M_2}{K_2}} = \frac{\omega}{\omega_{22}} \quad \mu = \frac{M_2}{M_1}$$

Em onde  $\omega_{11}$  e  $\omega_{22}$  são, respectivamente, as frequências angulares do sistema original (sem o supressor) e a frequência angular do supressor e  $\mu$  é a razão de massas.

Observando-se a equação [20] conclui-se que se  $r_2=1$ , ou seja, se a frequência de excitação for igual à frequência angular do supressor, o sistema principal terá uma amplitude do deslocamento igual a zero, atendendo à intenção inicial de redução dos deslocamentos do sistema principal.

Com as equações mostradas anteriormente é possível obter algumas conclusões sobre as propriedades dos supressores. Observe primeiramente a representação gráfica da equação [20] dada na figura 23, na qual se percebe a tendência de deslocamentos extremamente altos ao se aproximar a condição de  $r_1=1$  (condição de ressonância), ou seja, igualdade entre a frequência angular natural e a frequência de excitação.

Na figura 23 observa-se que a presença do supressor modifica completamente o comportamento do sistema, deixando-o com dois picos, um antes e outro depois do pico original quando não havia a conexão com o supressor. Com essa análise se conclui que

um supressor pode, quando devidamente dimensionado, alterar o comportamento dinâmico de um dado modo de vibração, afastando-o de sua frequência excitadora e evitando-se dessa forma a ocorrência da ressonância.

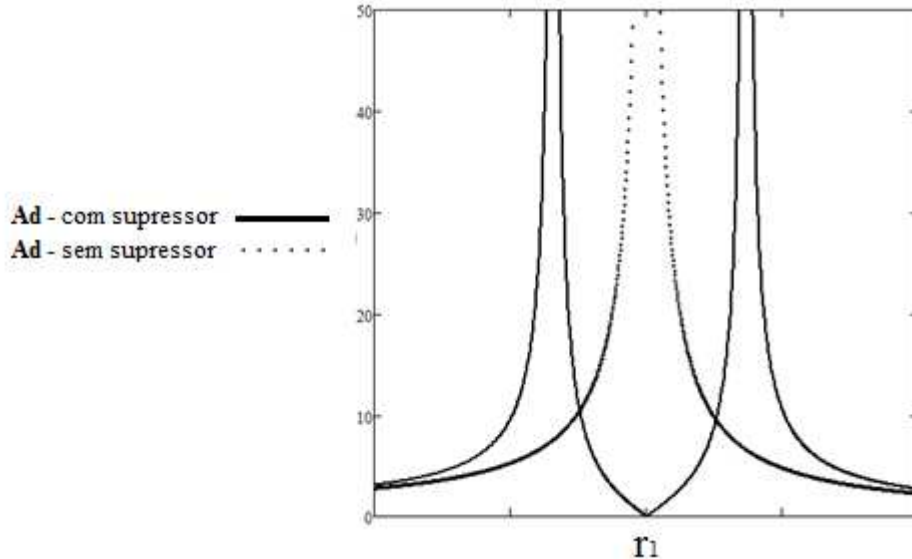


Figura 23 – Amplitude dinâmica do sistema principal ( $\mu = 0,02$  e  $q = 1$ ).

Com base nessa observação se conclui que para a determinação das frequências naturais desse sistema de dois graus de liberdade devem-se procurar valores que levem as equações[20] e [21], com igual denominador, tende para o infinito:

$$\omega_{1 \text{ ou } 2} = \frac{\omega_{11}}{\sqrt{2}} \sqrt{1 + q^2(1 + \mu) \pm \sqrt{q^4(1 + \mu)^2 + 2(\mu - 1)q^2 + 1}} \quad [22]$$

sendo:

$$q = \frac{\omega_{22}}{\omega_{11}} \quad [23]$$

Para uma melhor compreensão da contribuição da razão de massas  $\mu$  sobre o afastamento dos picos de ressonância, manipula-se a equação[21], atribui-se alguns valores para  $q$  e mostra-se graficamente a equação para esses valores, como mostrado na figura 24.

Nesse gráfico, observa-se um aumento no afastamento dos picos de máximos deslocamentos, proporcionalmente ao aumento da razão de massas, indicando a necessidade de adoção dos maiores valores possíveis para essa grandeza. Contudo, esta razão tem limitações por ordem prática, pois aparelhos muito pesados levariam também a uma necessidade de reforço estrutural.



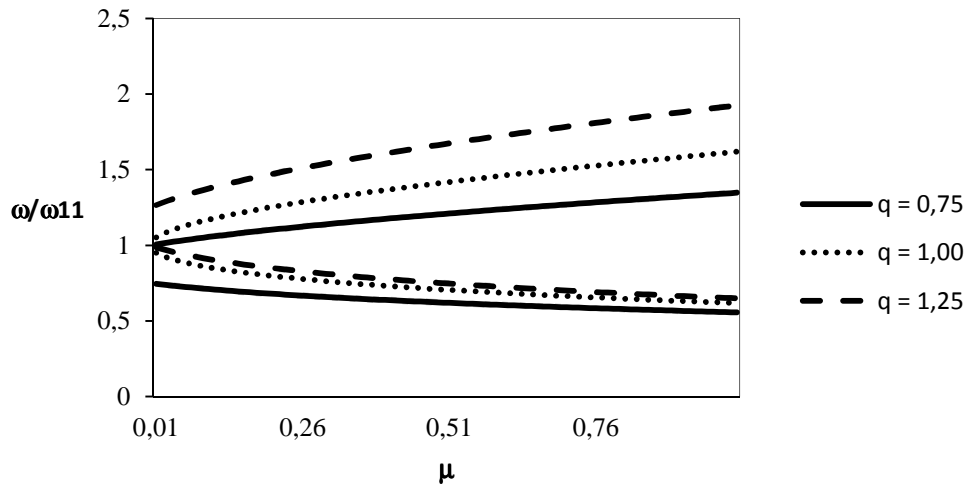


Figura 24 – Frequências naturais do conjunto absorvedor em função da relação de massas

Estudaram-se até momento as melhorias e o comportamento de um sistema quando nele se faz a inserção de um supressor de vibração. Porém, o objetivo maior deste item é determinar as características ótimas e o comportamento dinâmico de um TMD. Nesse caso, admite-se agora o mesmo sistema de um grau de liberdade com o acoplamento de amortecedor de massa sintonizado de amortecimento igual a  $C_2$ , tal como exibido na figura 25:

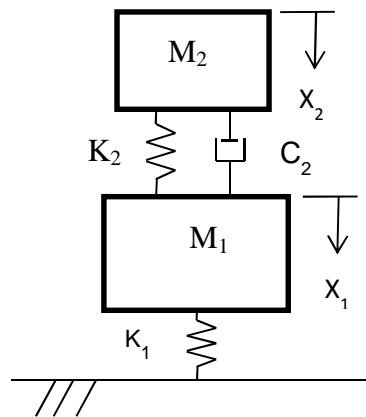


Figura 25 – SDOF com um TMD acoplado.

No caso anterior ficou comprovado que um sistema com um grau de liberdade (SDOF) conectado a um supressor pode ter seu deslocamento anulado completamente, bastando para tal que o aparelho seja sintonizado com a frequência da força de excitação. Como se verá adiante, o acoplamento a um TMD não permite mais esse resultado, porém é possível sintonizá-lo para permitir que o SDOF principal apresente a

menor amplitude possível. Para comprovar essa afirmativa, admita-se que a massa  $M_1$  do sistema da figura 25 esteja sob a excitação harmônica  $F(t)=F_0 \text{ sen } (\omega t)$ . O equilíbrio de forças permite estruturar o seguinte sistema de equações diferenciais de movimento:

$$\begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \ddot{X}_1 \\ \ddot{X}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_2 & -C_2 \\ -C_2 & C_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \dot{X}_1 \\ \dot{X}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1+K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F(t) \\ 0 \end{bmatrix} \quad [24]$$

Com aa equação de Euler e agindo de forma semelhante ao apresentado anteriormente, é possível expressar a equação[24]na forma matricial:

$$\bar{M} \times \bar{\ddot{X}} + \bar{C} \times \bar{\dot{X}} + \bar{K} \times \bar{X} = \text{Im}(\bar{F}e^{i\omega t}) \quad [25]$$

sendo:

$$\text{Im}(F_i e^{i\omega t}) = F_i \text{ sen } \omega t \quad [26]$$

onde:

$\bar{M}$ :matriz de massa;

$\bar{K}$ :matriz de rigidez;

$\bar{\ddot{X}}, \bar{\dot{X}}, \bar{X}, \bar{F}$ : vetores de acelerações, velocidades, deslocamentos e forças, respectivamente.

De posse da equação[25] é possível manipulá-la para obter o seguinte resultado para a amplitude do deslocamento:

$$A_d = \frac{K_1 x_1}{F_0} = \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1 q)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 + r_1^2 (1 + \mu)]^2}} \quad [27]$$

$$\frac{K_1 x_2}{F_0} = \sqrt{\frac{q^4 + (2\xi_2 q)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 + r_1^2 (1 + \mu)]^2}} \quad [28]$$

onde  $A_d$  é a amplitude adimensional da massa  $M_2$  e

$$\xi_2 = \frac{C_2}{2\sqrt{K_2 M_2}} \quad [29]$$

Para compreender a contribuição de cada propriedade na resposta estrutural, exibem-se os resultados gráficos das figuras 26 e 27, atribuindo-se os valores de

$q=0,9$  e  $\mu=0,2$  com variações no amortecimento de  $\xi_2=0,1; 0,15$  e  $0,20$  na figura 26 e valores de  $q=0,8$  e  $\mu=0,2$ , com variações de  $\xi_2=0,1; 0,15$  e  $0,20$  na figura 27.

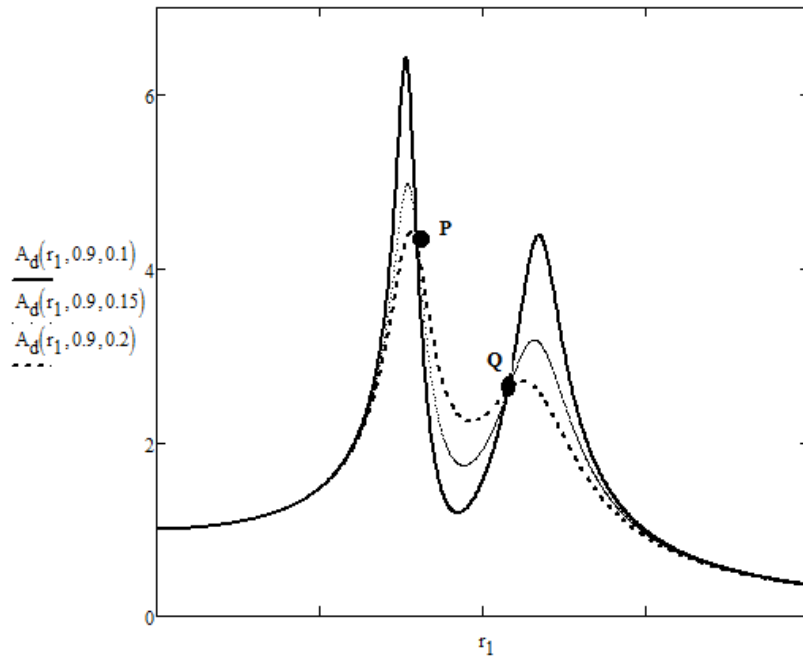


Figura 26 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se  $q=0,9$  e  $\xi_2=0,1; 0,15$  e  $0,20$ .

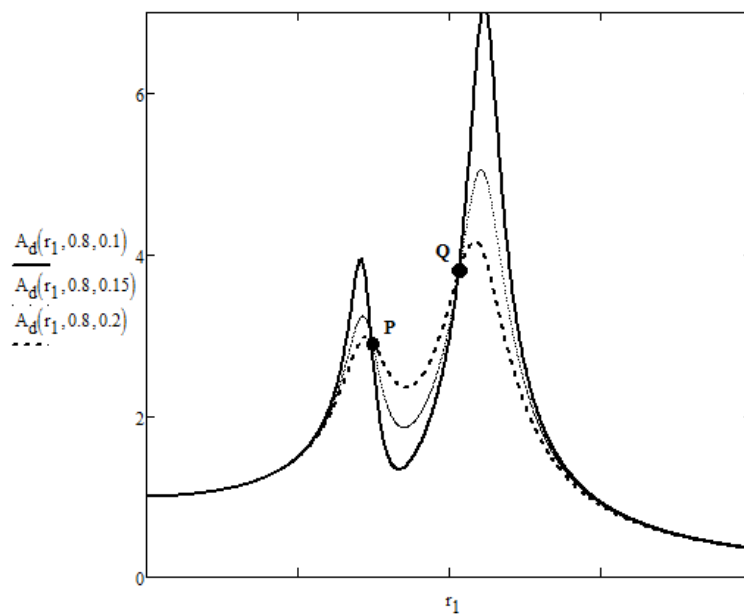


Figura 27 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se  $q=0,8$  e  $\xi_2=0,1; 0,15$  e  $0,20$ .

A primeira observação a ser realizada é a independência em dois pontos, P e Q, com relação ao fator de amortecimento crítico adotado, ou seja, uma vez imposto um valor para  $q$  todas as curvas se interceptam nos pontos P e Q. Outro fato interessante é a contribuição da razão de frequência  $q$  no que diz respeito à equalização dos pontos

comuns ao amortecimento, P e Q, como é possível observar na comparação entre as figuras 26 e 27 onde se usam respectivamente valores de  $q=0,9$  e  $q=0,8$ .

HARTOG (1972) propõe que a curva ótima de deslocamentos tenha seus pontos de máximos coincidentes com os pontos P e Q, uma vez que esses pontos são independentes do fator de amortecimento. Dessa forma, esse autor especifica que caso essa condição não seja atendida, existirão valores de  $r_1$  combinados com razões de frequência  $q$  capazes de propiciar deslocamentos maiores do que nos pontos de interseção P e Q. Outra proposição desse autor é a de que nos pontos P e Q devam haver valores de ordenadas iguais para permitir que o aparelho atue adequadamente, sem picos de deslocamento muito altos dentro de uma faixa ampla de frequências atuantes.

Introduzindo-se essas condições é possível se propor um valor de  $q$  tal que nos pontos P e Q ocorram ordenadas iguais. É possível determinar um valor para  $\mu$  tal que esses pontos correspondam aos máximos valores da função de amplitude de deslocamento. Sendo assim, retomando a equação [27] para se determinar esses valores ótimos devem ser encontradas as posições exatas (em abscissas e ordenadas) desses pontos de interseção, P e Q. Para tal manipula-se a equação [27] da função de amplitude de deslocamento de forma a tornar evidente o fator de amortecimento  $\xi_2$ , conforme a equação [30].

$$\frac{K_1 x_1}{F_0} = \sqrt{\frac{A(\mu, q) \xi_2^2 + B(\mu, q)}{C(\mu, q) \xi_2^2 + D(\mu, q)}} \quad [30]$$

Os pontos P e Q são independentes do amortecimento e para que isso ocorra a seguinte igualdade deve ser verdadeira:

$$\frac{A}{C} = \frac{B}{D} \quad [31]$$

Dessa forma, manipulando-se a equação [31] a partir da equação [27], tem-se a seguinte equação:

$$r_1^4 \left(1 + \frac{\mu}{2}\right) - [1 + q^2(1 + \mu)] r_1^2 + q^2 = 0 \quad [32]$$

Cujas as raízes

$$r_1 = \sqrt{\frac{1+(1+\mu)q^2 \pm \sqrt{1-2q^2+(1+\mu)^2q^4}}{2+\mu}} \quad [33]$$

Essas correspondem às abscissas dos pontos P e Q da função de amplitude de deslocamento. Determinados esses valores, resta encontrar suas ordenadas, retomando para isso mais uma vez a equação [27] e usando-se novamente a premissa de independência dessa equação com relação ao fator de amortecimento. É possível, visando a simplificação termos de simplificação, adotar valores de  $\xi_2$  tendendo para o infinito ( $\xi_2 \rightarrow \infty$ ), deixando as grandezas B e D da equação [31] insignificantes frente àquelas que dependem do fator de amortecimento crítico, gerando a seguinte equação:

$$\frac{K_1 x_1}{F_0} = \sqrt{\frac{1}{[1+r_1^2(1+\mu)]^2}} \quad [34]$$

Determinadas as ordenadas e as abscissas necessárias, com as substituições da equação [33] na equação [34] e impondo-se a mesma amplitude de deslocamento, obtendo a seguinte relação de frequência ótima:

$$q_{\text{ótima}} = \frac{1}{(1+\mu)} \quad [35]$$

Determinada essa relação, resta apenas determinar o fator de amortecimento crítico ótimo, com o resultado da equação [35] na equação [27] para que então seja realizada a derivada da equação de máximos deslocamentos com relação a essa grandeza:

$$\frac{d\left(\frac{K_1 x_1}{F_0}\right)}{d\xi} = 0 \rightarrow \xi_{2\text{ótimo}} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}} \quad [36]$$

Outra propriedade ótima a ser passível de determinação é o coeficiente de rigidez do TMD. Para tal, substitui-se a solução da equação [33] na equação [27]:

$$\frac{K_1 x_1}{F_0} = \sqrt{\frac{2+\mu}{\mu}} \quad [37]$$

A título de ilustração dos conceitos aqui apresentados faz a seguir a representação gráfica na figura 28 do fator de amplificação dinâmica considerando-se os valores de  $\xi_2 = 0,20$  e  $\mu = 0,2$ , o que leva  $q_{\text{ótima}} = 0,83$ .

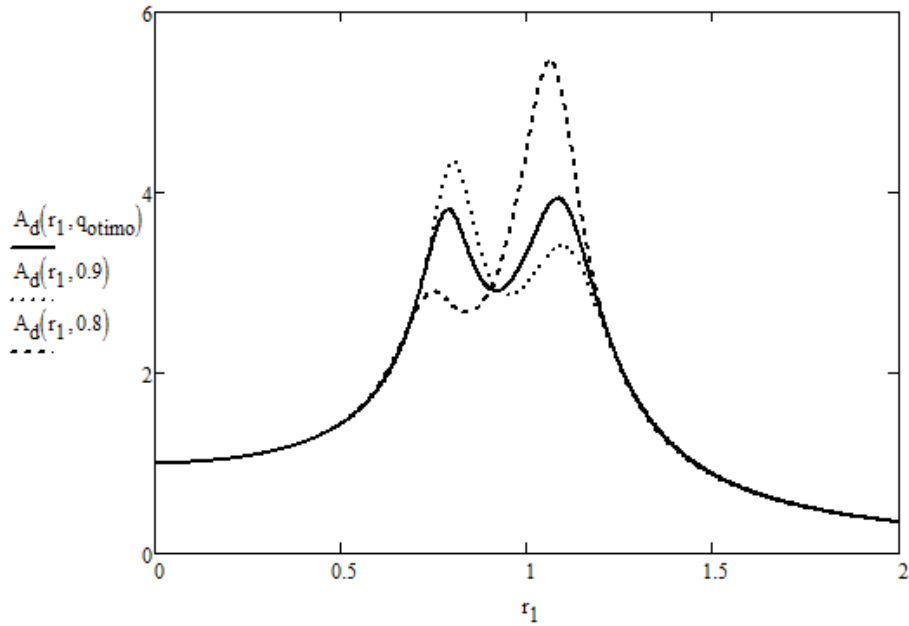


Figura 28 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se  $q=0,83$ ,  $q=0,9$  e  $q=0,87$ .

Na figura 28 observa-se claramente o nivelamento dos picos de deslocamento, deixando-se ambos os picos os menores possíveis, tal como se havia almejado. Segundo MOUTINHO (1998) *apud* RIBEIRO (1997), outro ponto a ser levado em consideração num dimensionamento de TMD é o máximo deslocamento relativo entre a massa do aparelho e a massa do sistema principal. Respeitando-se essa grandeza, garante-se que as duas massas não se choquem durante o seu período de atuação. Para tal, sugere-se uma equação simplificada baseada nas considerações energéticas presentes no fenômeno, equação essa reproduzida a seguir:

$$\frac{x_{rel}}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{x_1}{X_{1,est}} \times \frac{1}{2\mu\xi_{2otimo}}} \quad [38]$$

Nas equações apresentadas até o momento, o amortecimento da estrutura ainda não foi considerado. Porém, todas as estruturas reais têm um certo fator de amortecimento ainda que muito pequeno. Efetua-se adiante o estudo de sistemas com fatores de amortecimento não desprezíveis ( $\xi_1 \geq 1,0\%$ ). BACHMANN (1995) ainda sugere o uso das equações anteriormente deduzidas a partir de um sistema não amortecido, considerando desprezível a perda de precisão nos resultados.

Para a abordagem dos sistemas amortecidos, considere-se agora o sistema de um grau de liberdade com amortecimento sob a influência de uma força senoidal no tipo  $F(t) = F_0 \text{sen}(\omega t)$ , imposta à massa  $M_1$  conforme mostrada na figura 29:

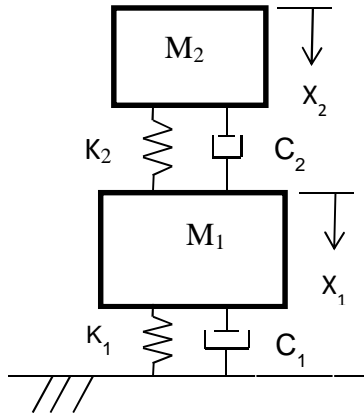


Figura 29 – Sistema amortecido com TMD.

Estabelecendo-se o equilíbrio de forças e resolvendo-se o sistema de equações diferenciais é possível obter-se o seguinte resultado para o fator dinâmico de amplificação:

$$\frac{x_1}{X_{est}} = \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{(2r_1)^2 \{ \xi_2 [r_1^2(1+\mu) - 1] + \xi_1 (r_1^2 - q^2) \}^2 + [\mu q^2 r_1^2 - (r_1^2 - 1)(r_1^2 - q^2) + (2r_1)^2 \xi_1 \xi_2]^2}} \quad [39]$$

Diferentemente do caso em que a estrutura é considerada como não amortecida, no caso onde o fator de amortecimento estrutural é não desprezível ( $\xi_1 \geq 1,0\%$ ), as curvas de máximos deslocamentos não mais se interceptam em dois únicos pontos (P e Q), impossibilitando o uso das equações [35] e [36]. Isso pode ser observado nas figuras 29 e 31.

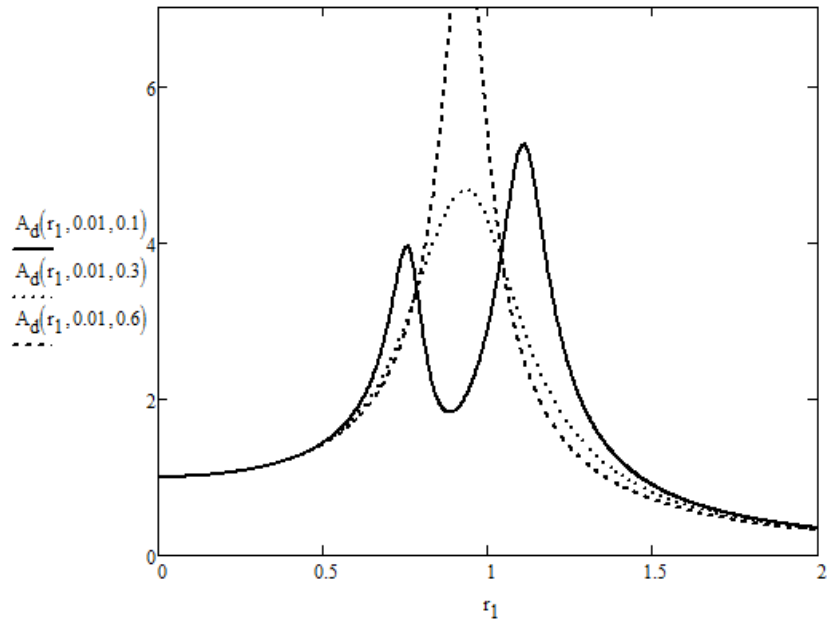


Figura 30 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se  $q=0,8$ ,  $\xi_1=0,01$  e  $\xi_2=0,1; 0,3$  e  $0,6$ .

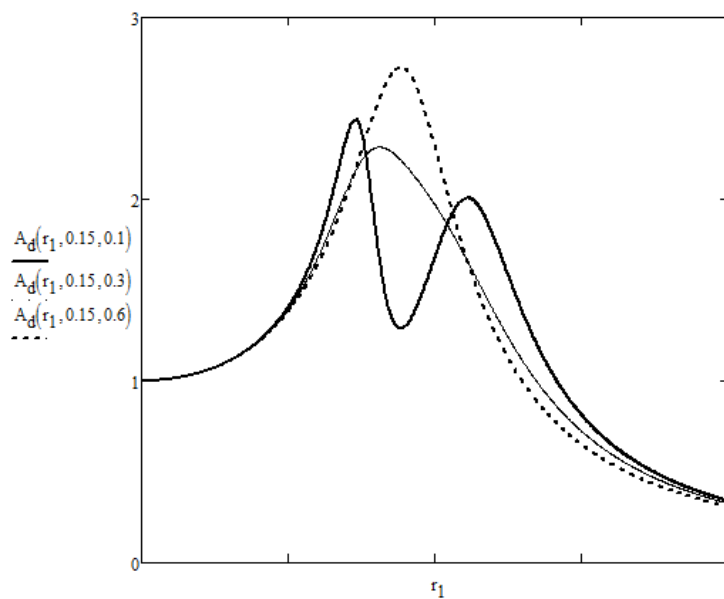


Figura 31 – Amplitude do deslocamento atribuindo-se  $q=0,8$ ,  $\xi_1=0,1$  e  $\xi_2=0,1; 0,3$  e  $0,6$ .

Já que as soluções anteriores não mais são aplicáveis, sugere-se o uso de ábacos obtidos a partir de estudos numéricos da equação[39], onde se procura manter os picos da curva de amplificação da resposta nas mesmas ordenadas, e essas com o menor valor possível. Com a adoção desses ábacos é possível determinar os valores ótimos de  $q$ ,  $\xi_2$  e  $K_2$ , além da amplitude dos deslocamentos relativos entre as duas massas.



A figura 32 mostra as curvas de amplificação máxima da resposta estrutural, a qual permite a determinar a razão de massas ideal a ser utilizada no TMD, a partir dos valores de amortecimento do sistema principal. Já o ábaco figura 33 permite a escolha do valor de  $q$  ótimo a partir do valor da razão de massas, anteriormente especificado, e o amortecimento estrutural, da mesma forma que as figuras 34 e 35 permitem determinar os valores ótimos de  $\xi_2$  e o máximo deslocamento relativo entre o aparelho e a massa.

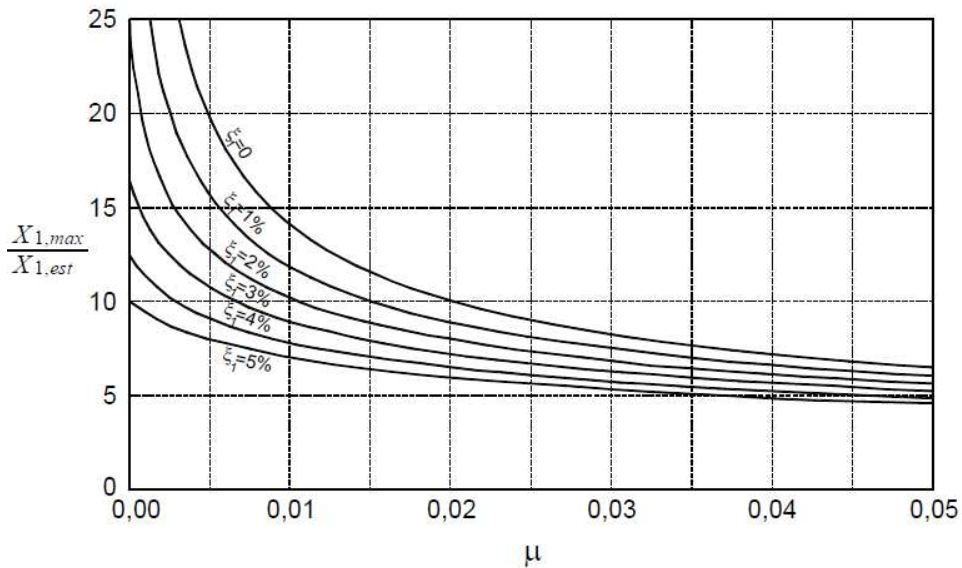


Figura 32 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal, SANTOS (2009).

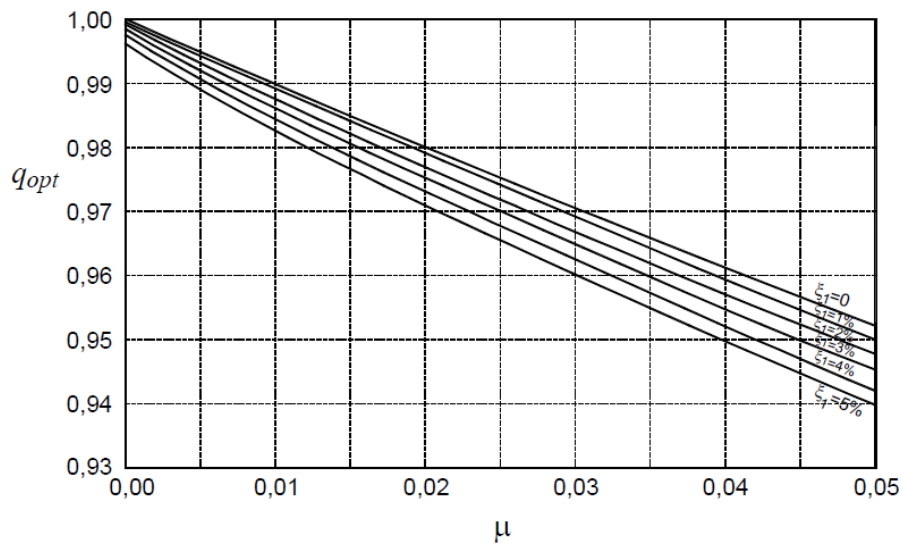


Figura 33 – Curvas para determinação do valor ótimo de  $q$ , SANTOS (2009).

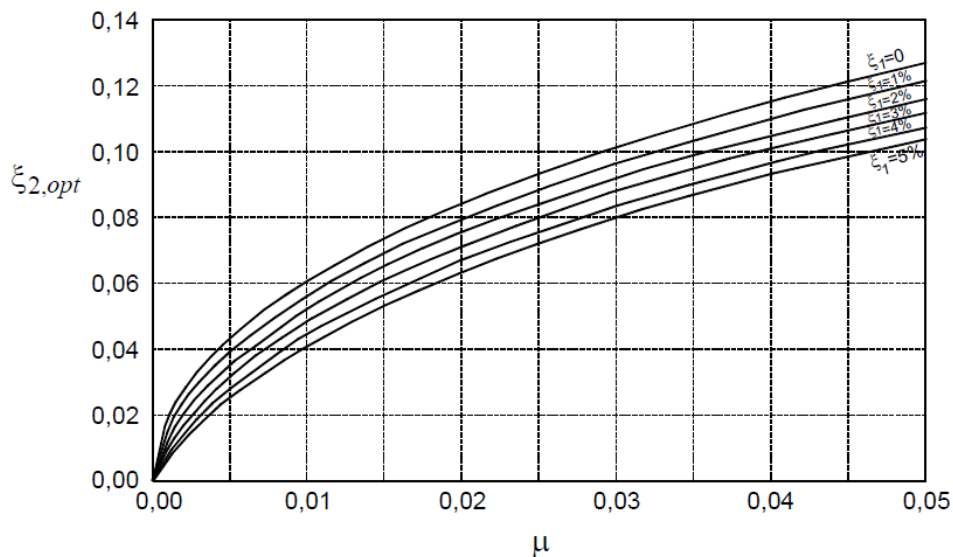


Figura 34 – Curvas para a determinação do valor ótimo de  $\xi_2$ , SANTOS (2009).

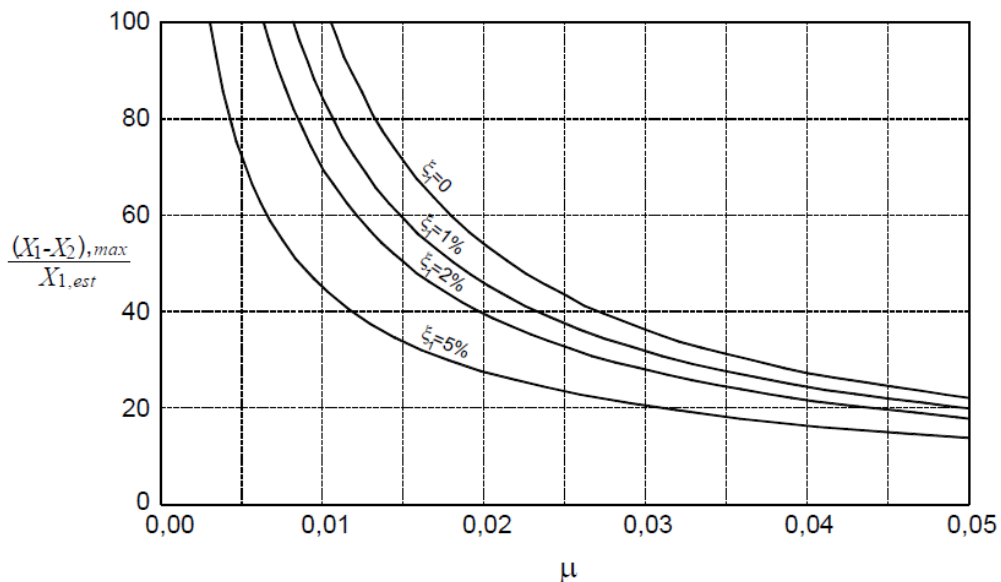


Figura 35 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre a massa principal e massa adicional, SANTOS (2009).

Por fim, com o estudo dos sistemas estruturais amortecidos, abordaram-se todas as possíveis situações estruturais passíveis de ocorrência em projeto estrutural.

Antes de se concluir o estudo dos amortecedores de massa ativa alguns pontos fundamentais precisam ser ainda devidamente discutidos.

Um desses pontos diz respeito à forte influência do coeficiente de rigidez  $K_2$  de um TMD frente ao seu amortecimento  $\xi_2$  no desempenho final do aparelho. Para compreender esse efeito BACHMANN e WEBER (1995) expuseram graficamente a

equação[39],tal como exibido na figura 36, onde foramfixadosos valores de  $\mu=0,01$  e  $\xi_1=0,01$  enquanto é exibido na região central o valor do deslocamento quando consideradosos valores ótimos no aparelho. BACHMANN e WEBER (1995) mostram que para alterar o valor da redução do deslocamento de 11,6 para 15 seria necessário alterar o valor do coeficiente rigidez em cerca de 3%, enquanto que para se atingir o mesmo efeito com amortecimento seria necessária uma variação entre 50% a 100% novalor ótimo. Isso mostra a pouca influência do amortecimento no comportamento final de um amortecedor de massa sintonizado.

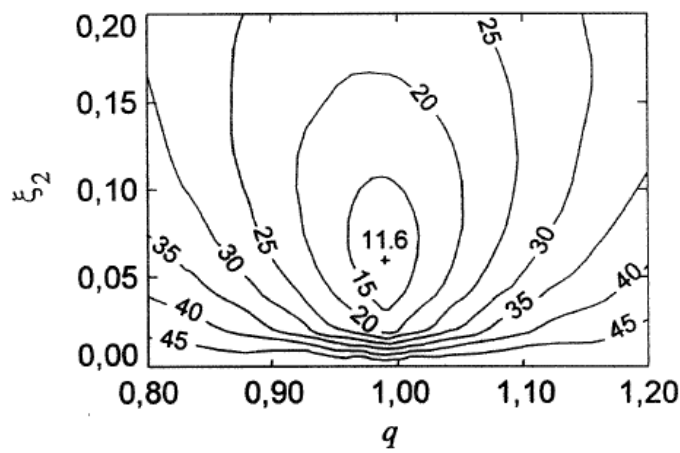


Figura 36 – Curvas de amplificação máxima em função de  $\xi_2$  e  $q$ .

A segunda questão a ser ressaltada diz respeito às ações impostas pelos pedestres, pois tal como estudado no Capítulo 2, essa carga difere em muito da ação senoidal aplicada até o momento no estudo do TMD, gerando dessa forma uma incompatibilidade de conceitos. Nesse caso para que não ocorra essa divergência e as equações apresentadas até o momento no dimensionamento ótimo de um TMD sejam passíveis de serem aplicadas a uma estrutura sob a ação de pessoas, é necessário definir uma ação senoidal equivalente por meio de um desenvolvimento em série de Fourier. Por intermédio dessa técnica qualquer tipo carga pode ser reproduzido por uma soma de ações senoidais.

Outra forma de se realizar esse ajuste de conceitos, aplicável apenas em casos específicos onde um dos harmônicos da frequência de excitação coincide com uma das frequências naturais, é a simples desconsideração dos harmônicos pouco importantes, transformando a ação dos pedestres em uma ação puramente senoidal. Essa técnica de simplificação é bastante usada e plenamente viável, uma vez que numa situação como

essa, a estrutura irá apresentar uma forte dependência da resposta estrutural a um único harmônico de excitação.

Para concluir esta sequência de comentários, aborda-se agora o uso de múltiplos TMDs instalados, requeridos sempre que as dimensões e/ou a massa desse aparelho tenham restrições arquitetônicas ou estruturais. Nesse tipo de instalação, o dimensionamento se faz de maneira muito semelhante à adotada para um simples aparelho, apresentando-se a diferença pelo fato de que cada um deles deve ser calculado de forma independente, tomando-se para o seu cálculo um fator da massa modal proporcional à sua componente modal unitária dada no seu ponto de instalação. Para uma maior economia, a soma das massas dos aparelhos deve ser igual à massa total de um aparelho unitário equivalente.

### 5.3 Sistemas Ativos

Designam-se por sistemas ativos os que aplicam as técnicas de redução da resposta estrutural por meio da inserção de forças adicionais, alimentadas por uma fonte externa de energia, cujo valor é definido a cada instante com base nos efeitos causados pela excitação dinâmica. Leva-se em consideração para isso, uma correlação entre a resposta da estrutura e o sinal de controle medido. Dentre as possíveis formas de operação desse sistema é possível citar os esquemas de malha aberta (Sistema de controle ativo – SCA) e fechada (Sistema de controle retroativo – SCRA), tal como mostrado a seguir na figura 37 e figura 38.

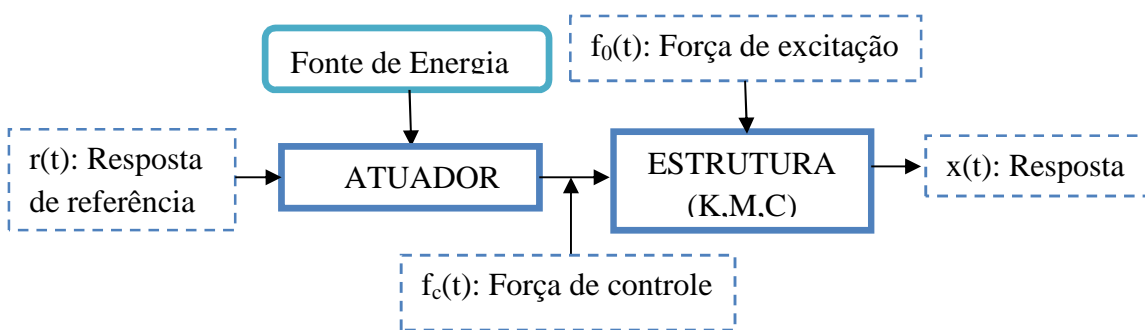


Figura 37 – Sistema de controle ativo– SCA (malha aberta), BATTISTA (1993).

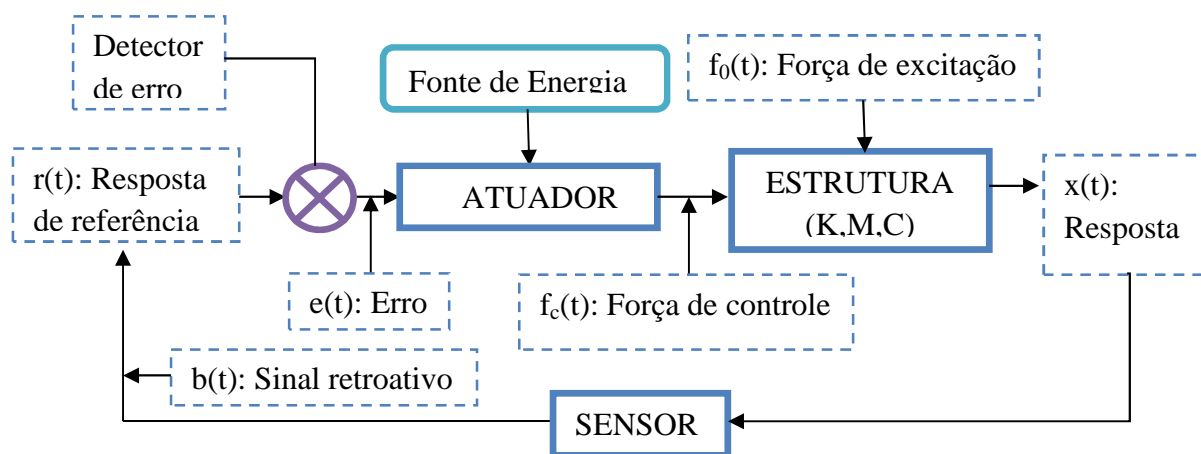


Figura 38 – Sistema de controle retroativo–SCRA (Malha fechada), BATTISTA (1993).

No primeiro sistema, mostrado na figura 37, o controlador exerce uma força na estrutura, de modo que a mesma tenha um comportamento semelhante a um padrão previamente estabelecido sem, contudo, fazer qualquer registro do comportamento realmente ocorrido. Já a figura 38 representa um sistema de malha fechada, onde o controlador faz o registro das respostas ocorridas, tomando-as como dados para avaliar a força de controle necessária para se atingir a resposta desejada.

Como roteiro de implantação de um controle ativo faz-se primeiramente a definição de um modelo numérico para o comportamento dinâmico da estrutura, com base nas suas propriedades de massa, rigidez e amortecimento. A segunda fase é a definição de uma estratégia de controle, basicamente o estabelecimento de uma correlação entre a resposta da estrutura e o sinal de controle medido, possibilitando a determinação das forças de controle a ser aplicadas. A terceira e última fase é a instalação dos instrumentos de medição e atuação de cargas necessárias para o funcionamento do processo de controle.

### 5.3.1 Sistemas de atuação

Designam-se por sistemas de atuação aqueles aparelhos capazes de interpretar o sinal de controle e aplicar as forças necessárias para a atenuação da resposta estrutural. Segundo MOUTINHO (1998) antes de se fazer a escolha de um determinado tipo de sistema de controle a ser utilizado é necessário considerar a sensibilidade do aparelho, que deve ser suficiente para detectar o sinal de controle e sua capacidade de desenvolver forças de controle de frequência e amplitude adequadas de acordo com o tipo da

estrutura em particular. A consideração dessas duas últimas características é a principal dificuldade durante a implementação dos sistemas ativos.

Outro ponto comentado por MOUTINHO (1998) é a dificuldade que surge devido à inércia dos sistemas de controle, responsável por impor um atraso na atuação da carga de controle. Por esse motivo essa consideração é indispensável durante o projeto desses aparelhos, uma vez que esse fenômeno reduz a qualidade da resposta.

Atualmente existe uma extensa gama de atuadores ativos no mercado, porém os mais utilizados em controle de estruturas são os amortecedores de massa ativa e os sistemas de cabos ativos.

### 5.3.1.1 Amortecedores de massa ativa (AMD)

Um amortecedor de massa ativa é um aparelho composto por uma massa conectada à estrutura por uma mola, um amortecedor e um atuador, responsável por provocar um movimento forçado na massa. A força gerada sobre a estrutura é resultante da força de inércia da massa que é transmitida pela mola e pelo amortecedor acoplados e da força do êmbolo do atuador. Esses componentes agindo juntos são capazes de produzir forças na horizontal e na vertical, sendo seus valores limitados pela massa do sistema, pelo máxima força aplicável pelo atuador e pela distância existente entre a massa e a estrutura.

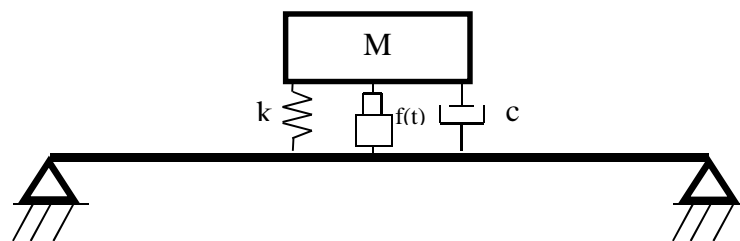
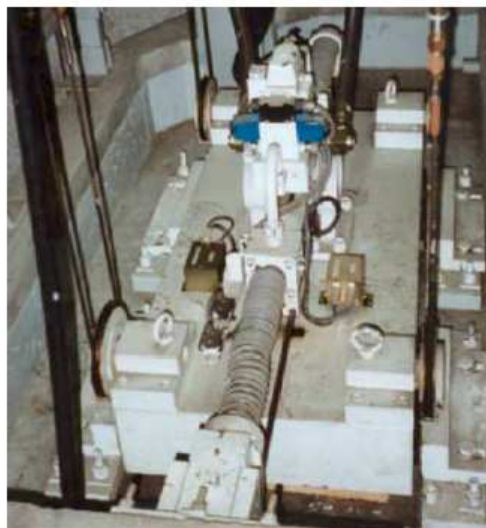


Figura 39 – Amortecedor de massa ativa aplicada a uma viga.

Um dos principais exemplos de aplicação desse sistema é o edifício Kyobashi Center localizado em Tóquio, uma estrutura com 10 pavimentos e 33 m de altura. Este exemplo tem também uma importância especial por ser o primeiro a utilizar esse sistema, em 1989. A figura 40 ilustra esse aparelho.



a)



b)

Figura 40 – a) Edifício Kyobashi Center, b) um dos AMDs utilizados, MOUTINHO (2007).

### 5.3.1.2 Cabos ativos

Os sistemas de cabos ativos, ao contrário dos amortecedores de massa ativa, não apresentam uma configuração fixa, uma vez que sua implantação depende do tipo da estrutura e das características das ações dinâmicas. Um exemplo de aplicação desse sistema em passarelas é a solução adotada por MOUTINHO (1998) na cidade do Porto, onde o cabo ativo é conectado à estrutura por intermédio de escoras, que transmitem as forças dos cabos perpendicularmente ao tabuleiro da estrutura, tal como mostrado na figura 41, de forma a controlar sua vibração.

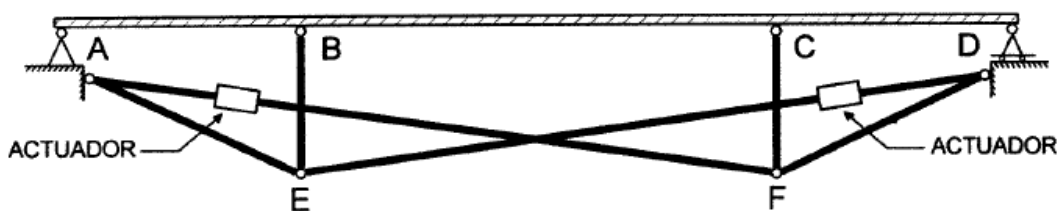


Figura 41 – Sistema de cabos ativos com dois atuadores, MOUTINHO (1998).

Outro exemplo de aplicação desse sistema é o uso de cabos ativos para contraventamento de edifícios sujeitos a vibrações horizontais provocados por sismos ou rajadas de ventos. Cita-se ainda a aplicação de cabos em pontes estaiadas, onde o atuador é conectado aos estais para estabilizar a estrutura.

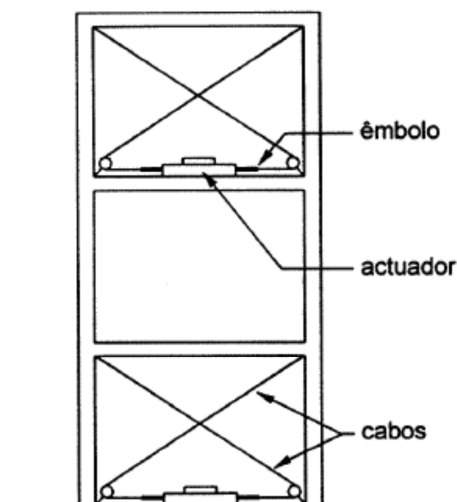


Figura 42 – Sistema de cabos ativos para controle de vibração de edifícios submetidos a ações dinâmicas na horizontal, MOUTINHO (1998).

## 5.4 Sistemas Semiativos

As técnicas de controle ativo, apesar de serem as mais eficientes devido à possibilidade de se aplicar sobre a estrutura as forças estritamente necessárias para atingir um objetivo pré-fixado, apresentam alguns inconvenientes, tais como o elevado consumo de energia elétrica e a possibilidade de falha na ocorrência de um sismo. Dessa forma, com o objetivo de contornar esses problemas alguns autores como SPENCER e SAIN (1997) têm contribuído para o desenvolvimento da técnica semiativa, como uma solução intermediária entre o controle ativo e o passivo.

Nesse sistema de controle é possível atingir grandes amplitudes de forças com baixo consumo de energia. Essa economia é atingida por meio de uma formulação onde os dispositivos instalados na estrutura alteram os parâmetros de rigidez e de amortecimento de alguns elementos, para atenuar os efeitos do comportamento dinâmico da estrutura. Outra grande vantagem dessa solução é ser, ao mesmo tempo, mais econômica e mais confiável que os sistemas ativos.

Um interessante exemplo de aplicação desta técnica, dessa vez já relacionada com a estrutura estudada neste trabalho, é o amortecedor magnetoreológico integrado a um



TMD para o controle de vibração da passarela Forchheim, na Alemanha. O amortecedor integrado contém um líquido de viscosidade variável em função da aplicação de um campo magnético. Afigura 43 exhibe essa passarela e seu TMD.



Figura 43 – Vista da passarela Forchheim (esquerda) e instalação do TMD com amortecedor magnetoreológico integrado (direita), MOUTINHO (2007).

## 5.5 Sistemas Híbridos

Até o presente momento foram apresentadas três técnicas de controle de vibrações, e todas apresentavam suas vantagens e desvantagens. Dessa forma, com o objetivo de integrar as qualidades de todos os sistemas, muitos autores fazem uso da combinação dessas diversas soluções, designando essa composição como controle híbrido.

Apesar de alguns dos exemplos já referidos anteriormente poderem eventualmente ser enquadrados como sistemas híbridos, como é o caso dos TMD com amortecedores magnetoreológicos, a designação de sistema híbrido está tradicionalmente associada à conjugação de sistemas passivos com ativos. Assim, como exemplo prático de controle híbrido, pode-se citar o HMD aplicado no edifício Shinjuku Park Tower em Tóquio. O referido aparelho, desenvolvido pela Ishikawajima-Harima Heavy Industries, consiste na combinação de um TMD de comportamento pendular com sistema ativo formando um aparelho com formato de “V”, associado a um motor elétrico de 75 kW de potência que permite cursos de aproximadamente  $\pm 100$  cm. A figura 44 e a figura 45 ilustram esse aparelho.

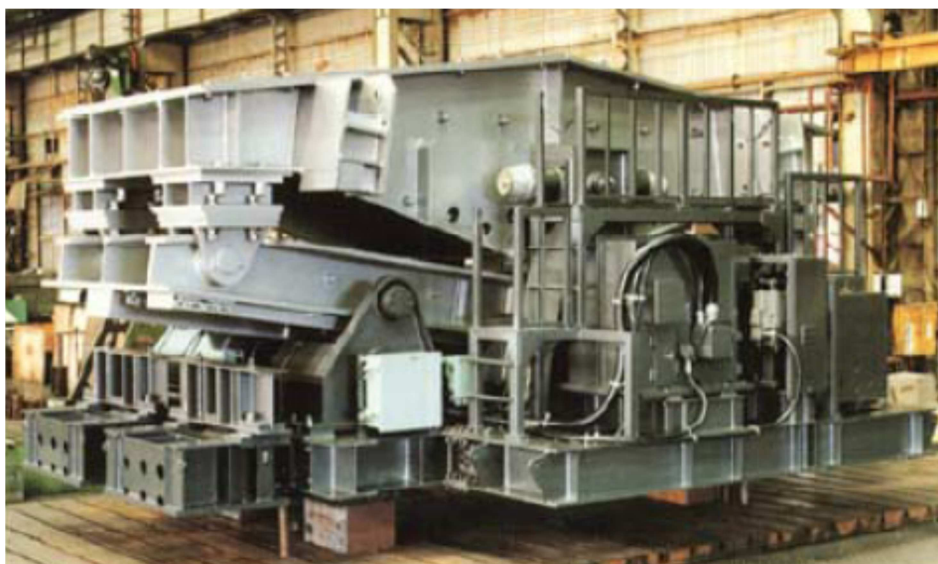


Figura 44 – HMD utilizado no edifício Shinjuku Park Tower, MOUTINHO (2007).

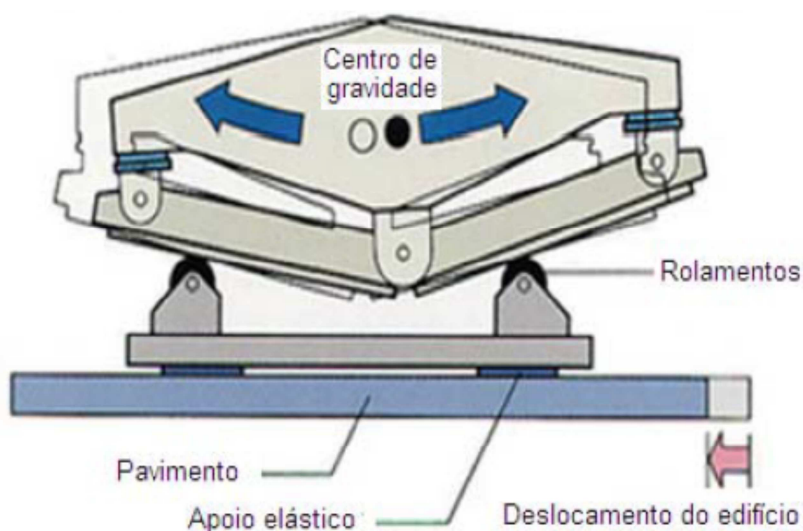


Figura 45 – Esquema de funcionamento do HMD, MOUTINHO (2007).

## 5.6 Conclusão do capítulo

Ao longo deste capítulo foram abordadas as principais técnicas de controle de vibrações utilizadas na prática, apresentando sempre as vantagens e desvantagens de cada solução. Dessa forma, com o intuito de criar uma perspectiva mais abrangente e simplificada sobre todas, apresenta-se a tabela 12 com as vantagens e desvantagens dos vários sistemas.

Tabela 12 – Vantagens e desvantagens das técnicas.

<b>Técnica</b>	<b>Vantagem</b>	<b>Desvantagem</b>
Controle Passivo	Confiável e econômica	Limitações quanto os níveis de atuação e pouco adaptável à dinâmica da estrutura.
Controle Ativo	Bastante adaptável e de atuação mais efetiva	Pouco econômica, falível em perdas de fornecimento de energia e necessidade de manutenções mais recorrentes.
Controle Semiativo	Econômica e confiável	Menos econômica que os sistemas passivos e maior necessidade e de manutenção.

Na tabela 12 observa-se o apelo econômico das técnicas passivas, explicando-se seu largo uso em estruturas públicas como é o caso de passarelas e pontes. Outra diferencial dessa técnica é sua baixa necessidade de manutenção, ideal para estruturas essenciais, onde uma parada causa considerável transtorno à sociedade.

# Capítulo 6 – Estudo de caso: passarelas padrão

## 6.1 Introdução

No presente capítulo será estudado o comportamento dinâmico de duas passarelas cuja concepção privilegiou a simplicidade do processo fabril, a facilidade de montagem e de transporte além do baixo consumo de aço. Essas passarelas contam ainda com uma largura do tabuleiro capaz de receber até 23000 pedestres por hora em fluxo contínuo, antes que a estrutura atinja o nível de serviço intenso, tal como descrito pelos manuais do SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009).

As duas estruturas desenvolvidas propõem soluções de travessia para os diferentes gabaritos das estradas brasileiras. Assim, o primeiro tipo de passarela é destinado a fazer travessias de vias com duas pistas enquanto a segunda é destinada a fazer travessias de estradas com quatro pistas, sem uso de pilar no canteiro central.

A análise dinâmica desenvolvida neste trabalho dará os subsídios para se propor um sistema que controle que modifique minimamente em sua concepção inicial. Desta forma são mantidos os estudos inicialmente desenvolvidos, sem que sejam desrespeitadas as recomendações técnicas relativas ao desempenho dinâmico.

## 6.2 As passarelas

### 6.2.1 Geometria

Para atender às exigências de fluxo e de gabarito das estradas brasileiras foram utilizadas a largura de 3,5 m e vãos centrais de 15 e 21 m, respectivamente, para as passarelas destinadas a travessia de duas e quatro pistas. A altura livre da passarela com relação no nível acabado da pista é de 7 m enquanto o pé-direito interno das estruturas é de 2,8 m. As passarelas têm uma cobertura composta por telhas trapezoidais com 0,5 mm de espessura e guarda-corpos tubulares de 1” de diâmetro e 1,2 m de altura. Essas passarelas também contam com fechamentos laterais compostos por chapas enrijecidas em todo o seu comprimento para evitar o acúmulo de água ou detritos nas treliças longitudinais.

Nas longarinas foram utilizadas treliças padronizadas, cujo processo de fabricação é totalmente automatizado, com exceção do processo de ligação entre os banzos e as diagonais, que é manual e pode ser feito em fábrica ou no campo. A treliça em questão é

totalmente composta por perfis formados a frio concebidos para propiciarem o melhor consumo da sua chapa de origem, ou seja, o seu desenvolvimento linear evita o surgimento de sobras durante o seu processo fabril. As figuras 46 e 47 ilustram respectivamente um trecho e um vão completo da treliça em questão.



Figura 46 – Trecho da treliça, Fonte: Medabil S/A.



Figura 47 – Um vão de treliça, Fonte: Medabil S/A.

Os pórticos transversais das passarelas são compostos por perfis laminados ou perfis soldados, sendo adotados em cada caso aqueles que se apresentaram mais econômicos no custo global entre matéria-prima e fabricação. Além disso, foram concebidos nesses pórticos inclinações de queda de água para a drenagem do telhado.

Os travamentos dos banzos superiores e inferiores são executados com barras redondas, capazes de resistir apenas as solicitações de tração. A ligação entre esses elementos e os banzos é executada com chapas conformadas por prensagem, facilitando o processo de fabricação das ligações. A figura 48 ilustra esses elementos e sua disposição construtiva.

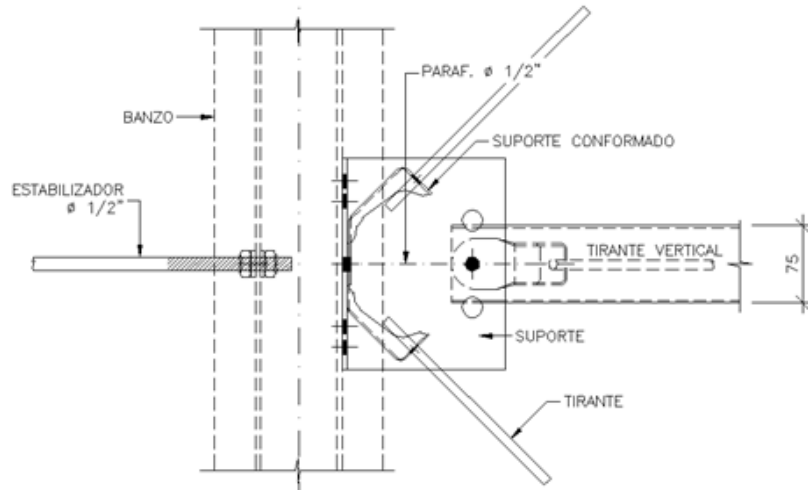


Figura 48 – Detalhe de ligação do travamento horizontal, Fonte: Medabil S/A

Foram utilizadas como tabuleiro chapas xadrez enrijecidas com perfis formados a frio para criar um painel modulado de fácil transporte e montagem. Esses perfis de enrijecimento são dispostos perpendicularmente à passarela a cada 1,5 m, para permitir que as ações provenientes das chapas sejam transmitidas diretamente para os nós da treliça da longarina. Os perfis secundários adicionais são utilizados entre os perfis transversais para reduzir o painel de flexão da chapa xadrez, permitindo o uso de menores espessuras desses elementos. A figura 49 ilustra a aparência final desse tabuleiro.



Figura 49 – Piso em chapa xadrez, Fonte: Medabil S/A.



Na passarela destinada a pistas duplas foram utilizadas terças de alma e mesa enrijecidas desenvolvida pela Medabil S/A, tal como exibido pela figura 50. Essas terças têm dobras em sua alma capazes de reduzir seus parâmetros de flambagem e aumentara sua capacidade de resistir a solicitações de flexão e compressão.

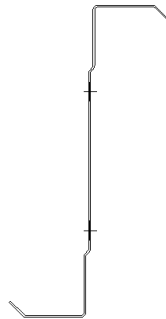
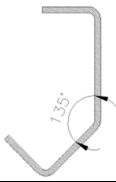




Figura 50 – Terça Z de alma e mesa enrijecidas, Fonte: Medabil S/A.

Para melhor entendimento dos elementos utilizados no projeto são apresentadas na tabela 13 as características das seções de ambas as estruturas.

Tabela 13 – Características das seções utilizadas no projeto.

Elemento estrutural	Seção	Características
Banzo		Utilizados nas espessuras de 4,75 e 6,35 mm
Diagonais		Utilizados nas seções de 3,0 mm e 3,75 mm
Pilares e vigas		Perfis I laminados e soldados

### 6.2.2 Análise estática

A análise estática foi desenvolvida usando-se o software comercial STRAP (2012) utilizando elementos finitos unidimensionais com seis graus de liberdade por nó. As chapas e suportes de pisos não foram modelados matematicamente, uma vez que os

mesmos não são adequadamente fixados à passarela e dessa forma não contribuem consideravelmente para a rigidez da estrutura, muito embora seu peso seja considerado na análise.

As vinculações adotadas no projeto para as diagonais permitem que esses elementos girem livremente sem gerar momentos nas suas extremidades, tal como apresentado na figura 51; o mesmo conceito foi adotado nos encontros entre a treliça e a viga do pórtico. Nos condições de apoio na base dos pilares são restringidas as rotações e as translações em torno dos três eixos cartesianos, para estabilizar toda estrutura contra solicitações horizontais do vento.

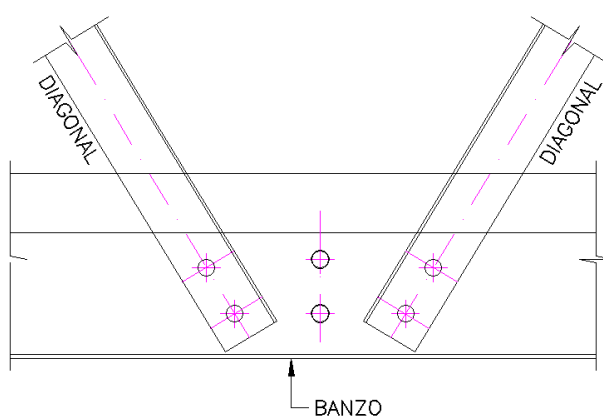


Figura 51 – Detalhe da ligação das diagonais da treliça.

Como as passarelas apresentadas aqui serão padronizadas e utilizadas em diferentes situações de fluxos e em diversas localizações no Brasil, essas estruturas foram dimensionadas para as situações de tráfego intenso, submetidas à maior velocidade básica de vento entre as capitais nacionais (45 m/s, Porto Alegre). Essa consideração, apesar de ser bastante conservadora, visou tornar o produto o mais abrangente possível. A padronização desse produto visa possibilitar maiores facilidades na fabricação, menores custos e aumento da produtividade, uma vez que as linhas de montagem podem ser dedicadas a uma única atividade.

Como as rampas de acesso são adaptáveis às condições locais da obra, esses trechos não foram estudados. Ficam no foco deste trabalho, apenas os trechos centrais de passagem de pedestres, como mostrado nas figuras 52 e 53. Na extremidade de cada trecho ficarão fixados os módulos de acesso, mostrados na figura 54.



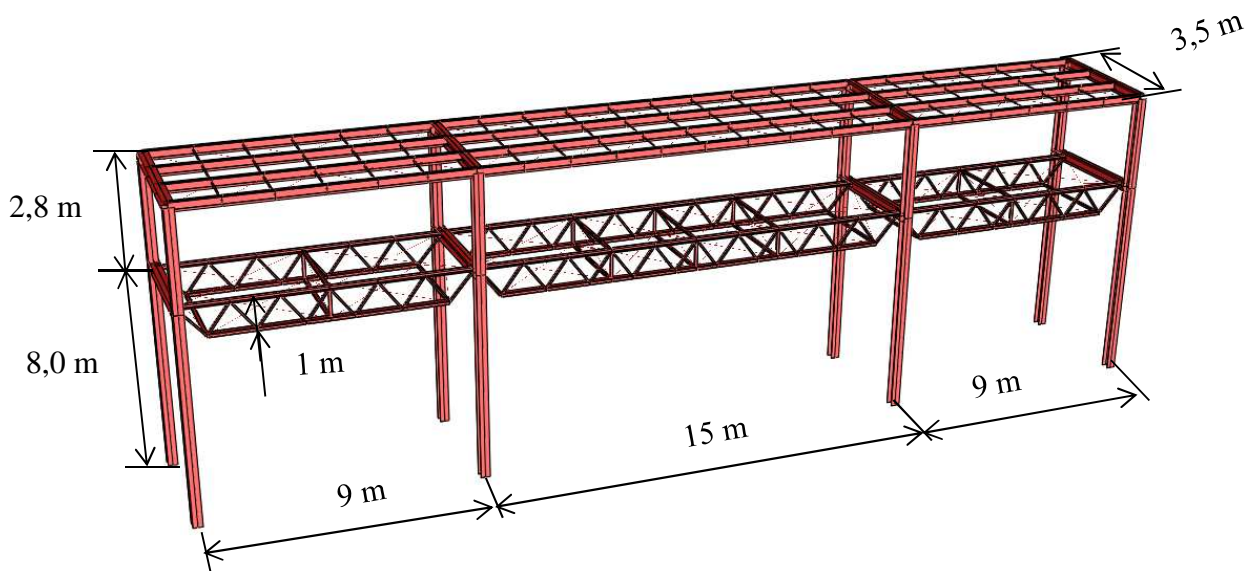


Figura 52 – Trechos da passarela de pista dupla analisado.

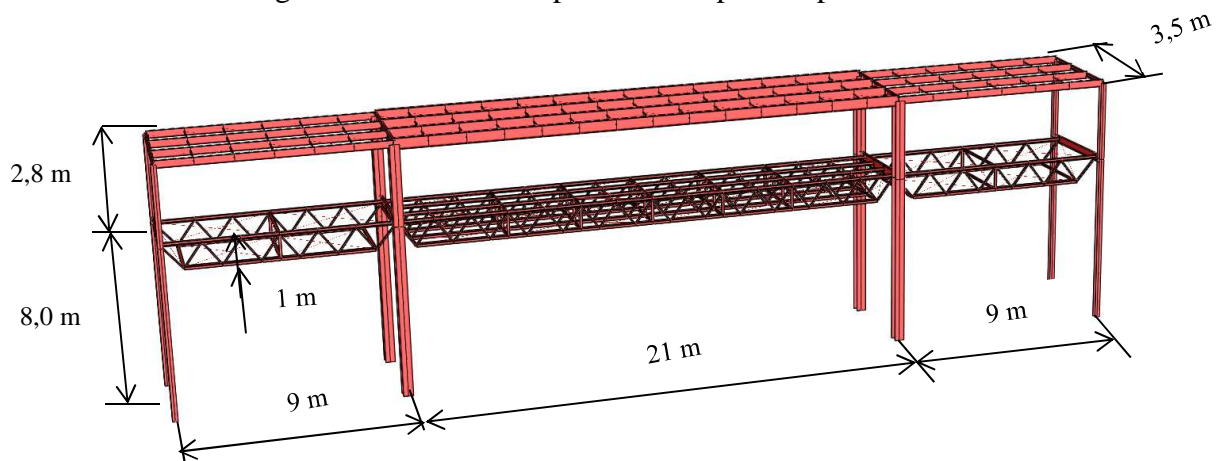


Figura 53 – Trechos da passarela de quatro pistas analisado.

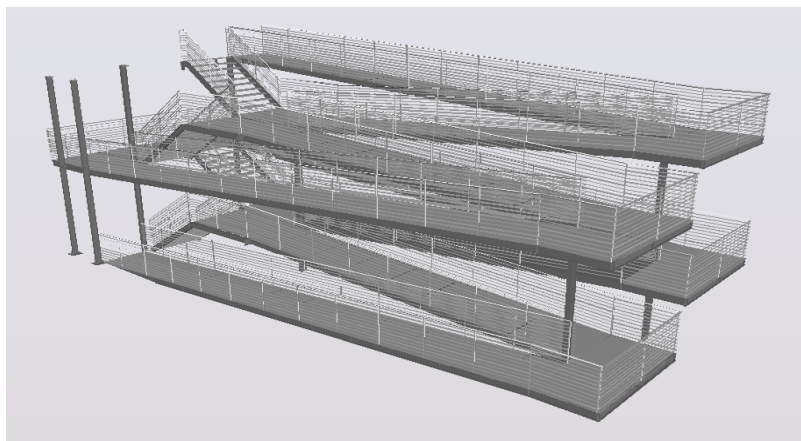


Figura 54 – Módulo de acesso, Fonte: Medabil.

Após a modelagem matemática e as considerações de projeto estático, o dimensionamento seguiu de acordo com as recomendações das NBR 6120, NBR 8681, NBR 8800 e NBR 14762. Os resultados desenvolvidos até essa fase forneceram os subsídios básicos para a análise dinâmica desenvolvida no item 6.3, tal como se segue.

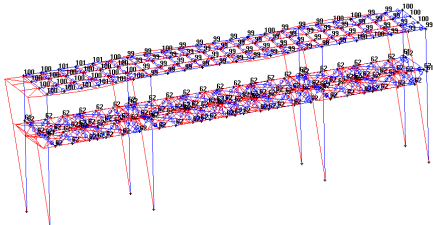
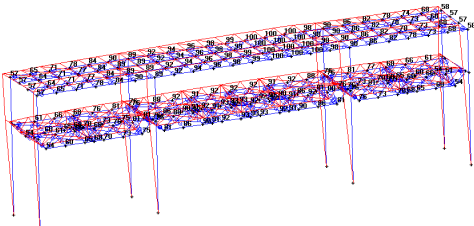
### 6.3 Análise modal

Seguindo as recomendações descritas no capítulo 4 foram desenvolvidas as modelagens matemáticas de ambas as passarelas. Os elementos estruturais estudados mantiveram suas representações como elementos finitos unidimensionais, assim como no modelo estático. As ações permanentes, anteriormente consideradas na análise estática como forças, são traduzidas como massas e agregadas às estruturas nessa fase.

Na análise dinâmica 100% das ações variáveis foram consideradas como massas participativas. Essa consideração seguiu as recomendações dos manuais HIVOSS (2009) e SÉTRA (2008), uma vez que a massa modal associada aos pedestres é superior a 5% da massa modal do tabuleiro, conforme já discutido no item 4.3. Foi utilizado ainda um fator de amortecimento de 0,4%, em concordância com as recomendações do SETRÁ (2008), de HIVOSS (2009) e de BACHMANN (1995).

Foram determinadas as características modais das passarelas e foram selecionados os modos que apresentavam risco de coincidir com os harmônicos da excitação, segundo os manuais da HIVOSS (2009) e SÉTRA (2008). A tabela 14 e a tabela 15 mostram, respectivamente, as características modais das passarelas para travessias de duas e quatro pistas. Nessas tabelas constam também as faixas de risco de ressonância segundo os critérios do SÉTRA (2008).

Tabela 14– Características modais da passarela para travessias de duas pistas.

<b>Passarela 1 – Para faixas duplas</b>			
<b>Modo</b>	<b>Frequência</b>	<b>Forma modal</b>	<b>Faixa de risco</b>
1°	1,44 Hz	 <p>Longitudinal</p>	Médio
2°	1,94 Hz	 <p>Transversal</p>	Mínimo

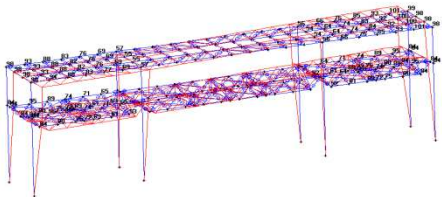
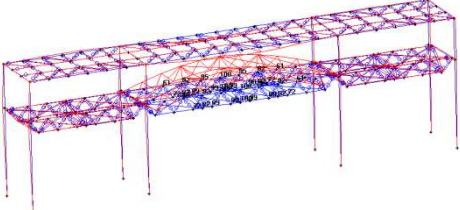
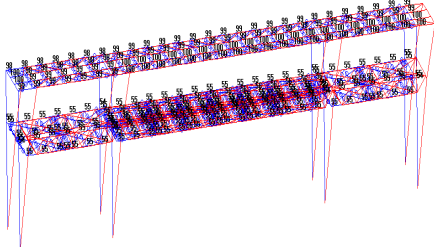
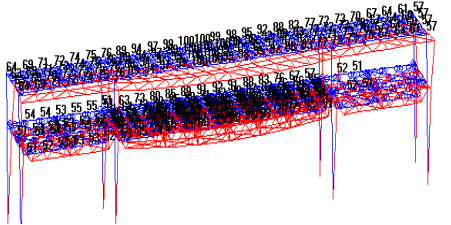
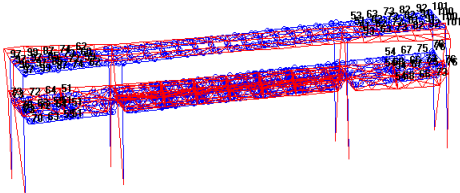
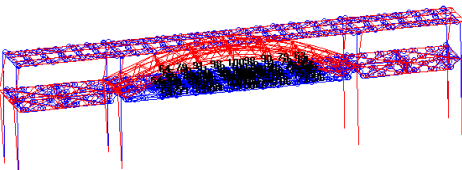
<b>Passarela 1 – Para faixas duplas</b>			
<b>Modo</b>	<b>Frequência</b>	<b>Forma modal</b>	<b>Faixa de risco</b>
3°	2,56 Hz	 <p>Transversal</p>	Desprezível
8°	5,32 Hz	 <p>Vertical</p>	Desprezível

Tabela 15 – Características modais da passarela para travessias de quatro pistas.

<b>Passarela 2 – Para quatro faixas</b>			
<b>Modo</b>	<b>Frequência</b>	<b>Forma modal</b>	<b>Faixa de risco</b>
1°	1,25 Hz	 <p>Longitudinal</p>	Médio
2°	1,47 Hz	 <p>Transversal</p>	Mínimo
3°	2,20 Hz	 <p>Transversal</p>	Mínimo

Passarela 2 – Para quatro faixas			
Modo	Frequência	Forma modal	Faixa de risco
12°	3,82 Hz	 Vertical	Mínimo

## 6.4 Determinação das ações dinâmicas

Após a classificação das estruturas a partir do risco de ressonância, são definidos os casos de carga a serem aplicados às passarelas, segundo os critérios da HIVOSS (2009) e o SÉTRA (2008). Essas cargas têm o objetivo de simular as ações atuantes durante o tráfego de pedestres. Os resultados da análise computacional em acelerações, resultantes dessas ações fornecem subsídios para verificar se as estruturas têm um comportamento dinâmico adequado.

Para que sejam definidas essas ações, os manuais da HIVOSS (2009) e SÉTRA (2008) exigem a estimativa prévia da intensidade de fluxo de pedestres, uma vez que a magnitude das ações é função desse parâmetro. Essa estimativa, dependendo do manual a ser tomado como referência, pode apresentar ainda algumas particularidades. O manual SÉTRA (2008) define o tráfego através da localização da passarela e sua utilidade, enquanto o manual da HIVOSS (2009) faz a definição por meio da densidade de pedestres e das características analíticas de tráfego. Para melhor entendimento das considerações de cada manual em torno da definição da intensidade do tráfego, são apresentadas a tabela 16 e a 17, respectivamente com as considerações de fluxo segundo os critérios da HIVOSS (2009) e do SÉTRA (2008).

Tabela 16– Classificação do fluxo segundo o manual da HIVOSS (2009).

Classe de tráfego	Densidade [pessoas/m <sup>2</sup> ]	Descrição	Características
CT1	0,02	Tráfego muito fraco	Trânsito esparso
CT2	0,1	Tráfego fraco	O caminhar é confortável, a ultrapassagem é fácil e os pedestres podem escolher sua velocidade.

Classe de tráfego	Densidade [pessoas/m <sup>2</sup> ]	Descrição	Características
CT3	0,2	Tráfego denso	O caminhar ainda não está restringido, mas a ultrapassagem pode ser interrompida momentaneamente.
CT4	1,0	Muito denso	O caminhar é perturbado, o movimento restringido e a ultrapassagem não é possível.
CT5	1,5	Tráfego extremamente denso	Andamento desagradável. Há engarrafamentos e já não é possível escolher a sua velocidade

Tabela 17– Classificação do fluxo segundo o manual da SÉTRA (2008).

Classe de tráfego	Caracterização de uso e localização
I	Passarelas urbanas ligando áreas com alta densidade de pedestres ou que possam ser atravessadas por multidões
II	Passarelas urbanas sujeitam a elevado fluxo e que eventualmente possam preencher todo o tabuleiro
III	Passarelas de uso comum, eventualmente atravessadas por grandes grupos, mas que nunca terão o tabuleiro completamente preenchido.
IV	Passarelas raramente utilizadas e construídas em localizações pouco povoadas para garantir apenas a continuidade do tráfego das rodovias.

Com essas caracterizações, é possível então admitir, para ambas as passarelas em estudo, a classificação de nível de tráfego 4, segundo a HIVOSS (2009) e de classe I, segundo o manual do SÉTRA (2008). Essas definições, apesar de apresentarem numerações diferentes têm caracterizações similares, uma vez que dizem respeito a passarelas de tráfego extremamente densos.

De posse dessa classificação, diferentemente do SÉTRA (2008), o manual da HIVOSS (2009) já permite que sejam determinadas as ações dinâmicas, bastando apenas para tal se fixar os coeficientes de redução  $\psi$  apresentados na figura 55, que levam em conta a probabilidade da frequência do passo se aproximar das frequências naturais críticas determinadas em 6.3. Estes gráficos permitem que os coeficientes de redução sejam determinados considerando os valores das frequências naturais (especificados nas tabelas 14 e 15) presentes no eixo das abscissas até atingir a função representada. Os valores de  $\psi$  são determinados nas ordenadas. As tabelas 18 e 19

mostram respectivamente esses coeficientes para as passarelas de duas e quatro pistas, seguindo-se esta metodologia.

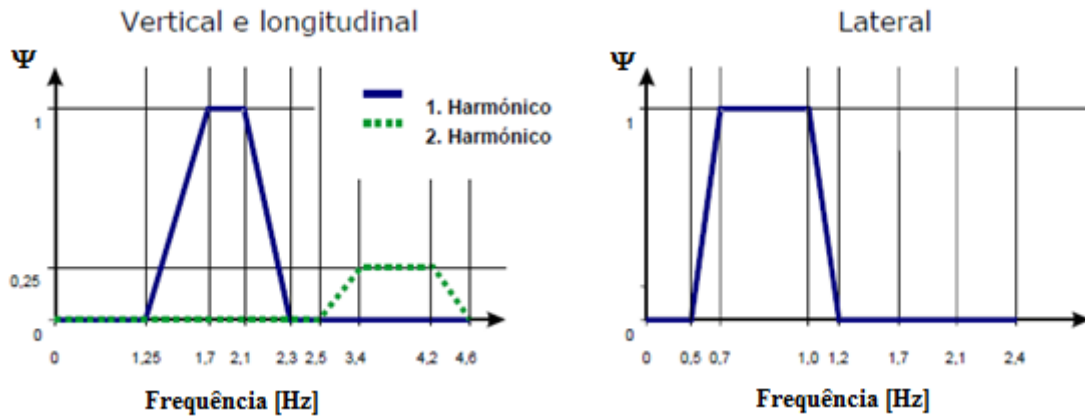


Figura 55 – Coeficientes, respectivamente de redução para as ações verticais e transversais segundo as recomendações da HIVOSS (2009).

Tabela 18– Coeficiente de redução para passarelas de duas pistas segundo a HIVOSS (2009).

Passarela para duas pistas		
Modo	Forma modal	$\psi$
1°	Translação longitudinal	0,42
2°	Translação transversal	0
3°	Rotação no eixo vertical	0
8°	Flexão do vão central	0

Tabela 19– Coeficiente de redução para passarelas de quatro pistas segundo a HIVOSS (2009).

Passarela para quatro pistas		
Modo	Forma modal	$\psi$
1°	Translação longitudinal	0
2°	Translação transversal	0
3°	Rotação no eixo vertical	0
12°	Flexão do vão central	0,25

Após a determinação desse coeficiente, o manual da HIVOSS (2009) sugere o uso da ação dinâmica representada na equação [40] que deverá ser aplicada ao modelo numérico com o sentido da carga conforme descrito no item 2.3.3 e representado na figura 13.

$$p(t) = P \times \cos(2\pi \times f_p \times t) \times n' \times \psi \quad [40]$$

onde:

$f_p$ : é a frequência do passo, admitida como sendo coincidente com a frequência natural em análise.

$n'$ : é o número equivalente de pedestres sobre a passarela, determinado a partir da multiplicação da densidade esperada vezes a área da passarela, dividido pelo fator de multidão definido no item 2.3.1.

$P$ : é a força exercida pelo pedestre de acordo com cada direção de modo de vibração em análise, tal como reproduzido na tabela 20.

Tabela 20 – Força do pedestre isolado, Fonte: HIVOSS (2009).

Direção	P [N]
Vertical	280
Longitudinal	140
Transversal	35

O manual SÉTRA (2008) especifica o uso das funções de carga, bem como os coeficientes  $\psi$ , de acordo com cada combinação de classe de tráfego e nível de risco de ressonância de cada modo. Essa medida visa orientar melhor as análises a serem desenvolvidas nas passarelas e propiciar uma análise mais abrangente. São apresentadas expressões para a análise de ressonância levando-se em conta o segundo harmônico da força de excitação. Para melhor compreensão das condições de cargas a serem utilizadas para cada combinação de faixa e classe de tráfego, têm-se a tabela 21; na qual é possível se observar que as passarelas de classe IV não estão representadas, pois têm a análise dinâmica dispensada por apresentarem um baixo fluxo de pedestres.

Tabela 21 – Casos de carga associado ao tráfego e a faixa de risco, Fonte: SÉTRA (2008).

Classe de tráfego	Faixas de risco de ressonância		
	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3
I	Caso 2	Caso 2	Caso 3
II	Caso 1	Caso 1	Caso 3
III	Caso 1	Análise dinâmica dispensada	Análise dinâmica dispensada

A função de carga adotada por essa referência é bastante semelhante à apresentada pela HIVOSS (2009) distinguindo-se apenas nos fatores de cargas individuais ( $F_{pi}$  equivalente ao valor P no manual da HIVOSS) e no fator probabilístico  $\psi$ , que varia com a frequência de risco e com o caso de carga, tal como mostrado nas figura 56 e 57. A equação [41] representa a ação dinâmica adotada pelo SÉTRA (2008) enquanto a tabela 22 compila os fatores de multidão  $N_{eq}$ , bem como as densidades de pedestres, assim.

$$F(t) = d \times F_{pi} \times \cos(2\pi \times f_i \times t) \times \frac{N_{eq}}{n} \times \psi \quad [41]$$

onde

d: densidade de pedestres dadas na tabela 22.

n: número de esperado de pedestres para a passarela, obtido pela multiplicação da área da em planta da estrutura pela densidade d ( $n = \text{área} \times \text{densidade}$ ).

$N_{eq}$ : fator de multidão dado pela tabela 22.

$\psi$ : coeficientes de redução de carga dados pelas figuras 55 e 56.

Tabela 22 – Casos de carga associado ao tráfego e a faixa de risco, Fonte: SÉTRA (2007).

Caso	d [pessoas/m <sup>2</sup> ]			F <sub>p,i</sub> [N]			N <sub>eq</sub>	ψ
	Classe			Vert.	Long.	Transv.		
	I	II	III					
1	–	0,8	0,5	280	140	35	$10,8\sqrt{\xi \cdot n}$	figura 56
2	1,0	–	–	280	140	35	$1,85\sqrt{\xi \cdot n}$	figura 56
3	1,0	0,8	–	70	35	7	$10,8\sqrt{\xi \cdot n}$ (Classe II)	figura 57
							$1,85\sqrt{\xi \cdot n}$ (Classe I)	



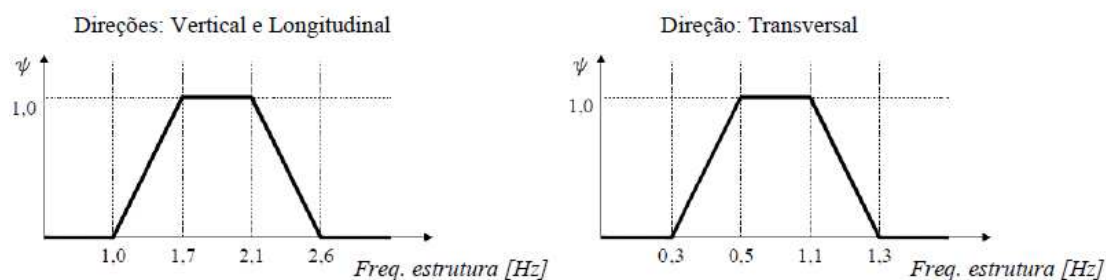


Figura 56 – Coeficientes de redução respectivamente para as ações vertical e transversal para os casos 1 e 2.

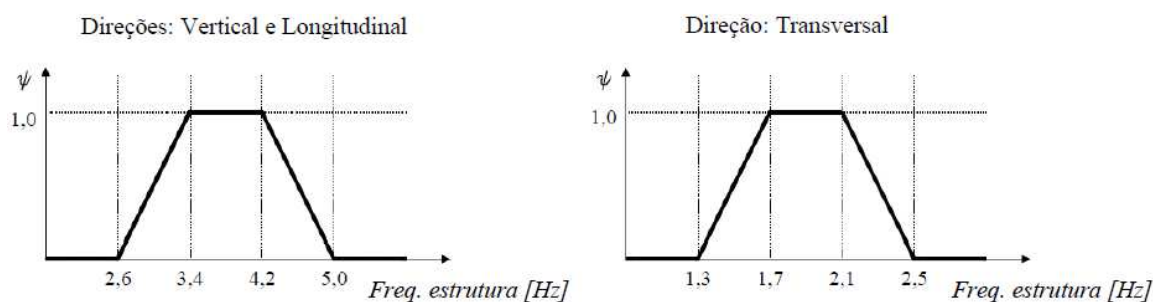


Figura 57 – Coeficientes de redução respectivamente para as ações vertical e transversal para o caso 3.

Após a caracterização de cada função de carga a ser disposta no modelo numérico é possível agrupá-las para melhor entendimento dos resultados encontrados. Dessa forma, a tabela 23 e a tabela 24 mostram, respectivamente, as ações determinadas para passarelas de duas e quatro pistas adotando-se para ambas as recomendações da SÉTRA (2008), enquanto a tabela 25 e a tabela 26 mostram os mesmos dados utilizando as recomendações do manual HIVOSS (2009).

Tabela 23 – Ações dinâmicas para a passarela de duas pistas segundo o SÉTRA (2007).

Modo	Descrição	T [s]	F <sub>i</sub> [Hz]	Risco	Faixa	Caso	d	n	N <sub>eq</sub>	F <sub>pi</sub>	ψ
1	Long.	0,69	1,44	Méd.	2	2	1	117	20	140	0,62
2	Trans.	0,52	1,94	Mín.	3	3	1	117	20	35	1,0
3	Trans.	0,39	2,56	Desp.	4	–	–	117	20	–	–
8	Vert.	0,19	5,32	Desp.	4	–	–	117	20	–	–

Tabela 24 – Ações dinâmicas para a passarela de quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).

Modo	Descrição	T [s]	F <sub>i</sub> [Hz]	Risco	Faixa	Caso	d	n	N <sub>eq</sub>	F <sub>pi</sub>	ψ
1	Long.	0,80	1,25	Méd.	2	2	1	138	22	140	0,4
2	Trans.	0,67	1,47	Mín.	3	3	1	138	22	35	0,5
3	Trans.	0,45	2,20	Mín.	3	3	1	138	22	–	0,8
12	Vert.	0,26	3,82	Mín.	3	3	1	138	22	–	1,0

Tabela 25 – Ações dinâmicas para a passarela de duas pistas segundo o HIVOSS (2009).

Modo	Descrição	T [s]	F <sub>i</sub> [Hz]	P	n'	ψ
1	Long.	0,69	1,44	140	0,17	0,4
2	Trans.	0,52	1,94	35	0,17	0
3	Trans.	0,39	2,56	35	0,17	0
8	Vert.	0,19	5,32	280	0,17	0

Tabela 26 – Ações dinâmicas para a passarela de quatro pistas segundo HIVOSS (2009).

Modo	Descrição	T [s]	F <sub>i</sub> [Hz]	P	n'	ψ
1	Long.	0,80	1,25	140	0,16	0
2	Trans.	0,67	1,47	35	0,16	0
3	Trans.	0,45	2,20	35	0,16	0
12	Vert.	0,26	3,82	280	0,16	0,25

Comparando-se os resultados encontrados nessas referências é possível observar na passarela para duas pistas uma similaridade no carregamento, uma vez que a única diferença se encontra no coeficiente  $\psi$ , que é tomado como 0,62 no SÉTRA (2008) e 0,4 na HIVOSS (2009). Já com relação à passarela para quatro pistas, observa-se uma divergência maior, uma vez que na primeira referência a exigência de estudo se coloca para o primeiro e segundo modo enquanto que na segunda referência o estudo se exige para o 12º modo de vibração (vibração vertical do vão central).

## 6.5 Determinação das acelerações

Com a determinação das ações dinâmicas a partir da cada referência, as forças são inseridas no modelo matemático da estrutura. A amplitude das cargas é modelada com

uma distribuição espacial homogênea sobre o tabuleiro das passarelas, enquanto que a variação de cada força (funções seno) é associada a essas cargas juntamente com os coeficientes  $\psi$ . As figuras 58, 59, 60, 61, 62, 63 e 64 mostram a variação da força de acordo com cada ação e recomendação.

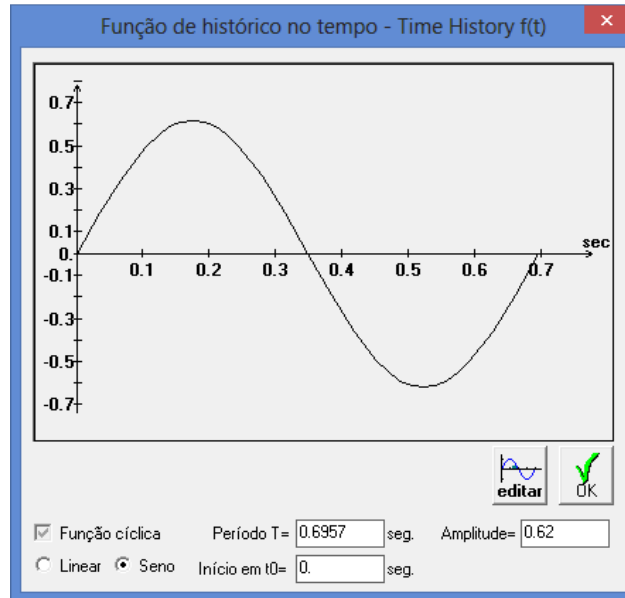


Figura 58 – Ação dinâmica longitudinal sobre a passarela para pistas duplas segundo o SÉTRA (2008).

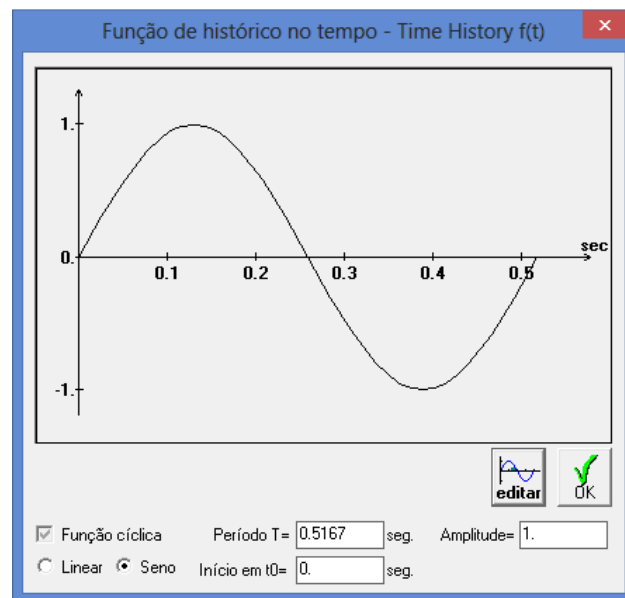


Figura 59 – Ação dinâmica transversal sobre a passarela para pistas duplas segundo o SÉTRA (2008).

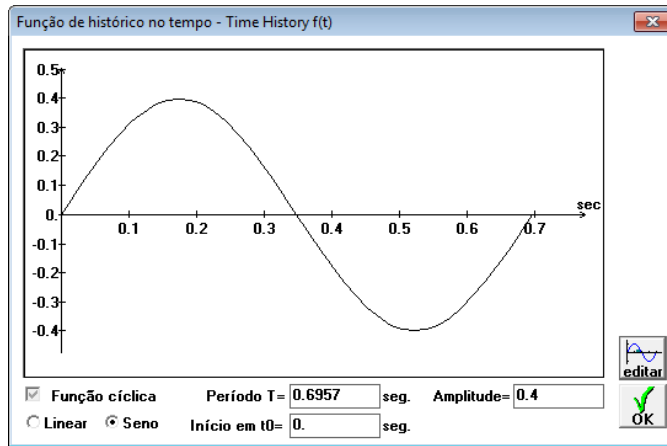


Figura 60 – Ação dinâmica longitudinal sobre a passarela para pistas duplas segundo o HIVOSS (2009).

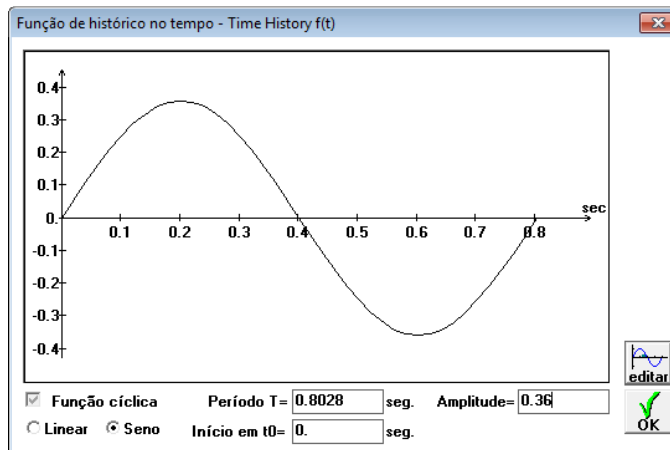


Figura 61 – Ação dinâmica longitudinal sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).

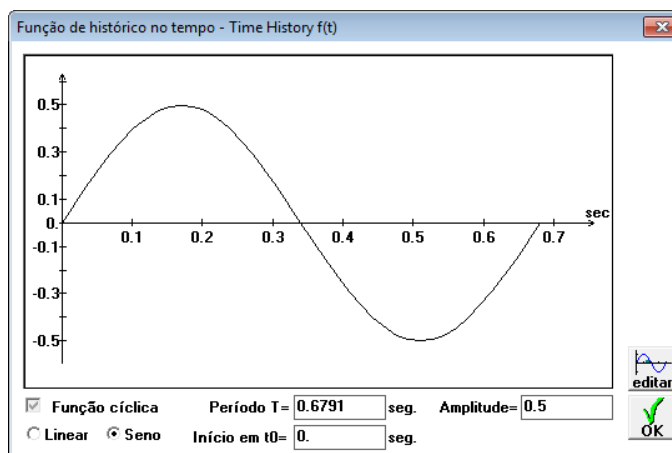


Figura 62 – Ação dinâmica transversal sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).

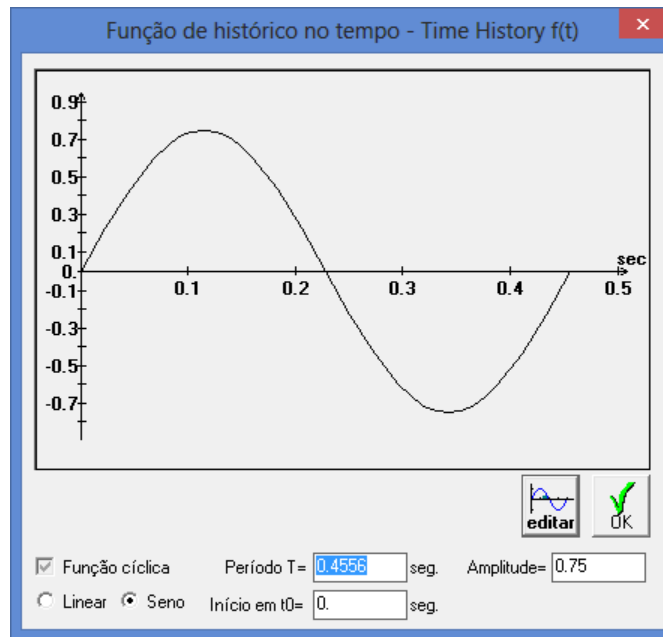


Figura 63 – Ação dinâmica transversal (3° harmônico) sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).

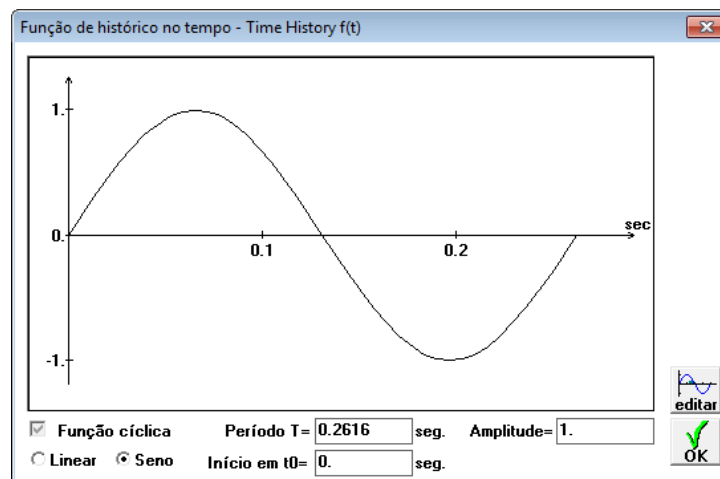


Figura 64 – Ação dinâmica vertical sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009).

Com o lançamento dessas ações são analisadas as acelerações em pontos ao longo do tabuleiro. Os pontos de análise foram escolhidos por ser em os que apresentam as maiores componentes modais ao longo do tabuleiro da passarela. O intervalo de tempo da análise escolhido ficou entre 40 e 45 segundos, uma vez que nesse intervalo de tempo não foram observadas influências da parcela transiente da resposta. O tempo de exposição do usuário à vibração seria de aproximadamente de 40 s se o mesmo andar a uma velocidade de 1,2 m/s. As figuras 65, 66, 67, 68, 69, 70 e 71 apresentam a variação das acelerações de acordo com cada situação de carga. As acelerações estão

representadas pelas ordenadas em  $m/s^2$ , enquanto os tempos estão representados nas abscissas em segundos.

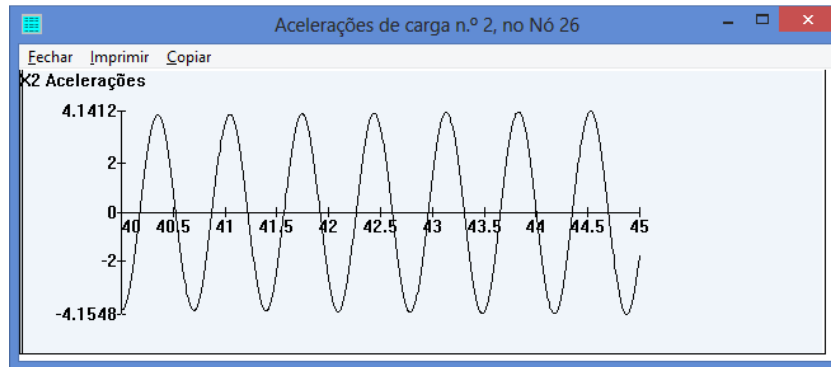


Figura 65 – Aceleração longitudinal sobre a passarela para pistas duplas segundo o SÉTRA (2008).

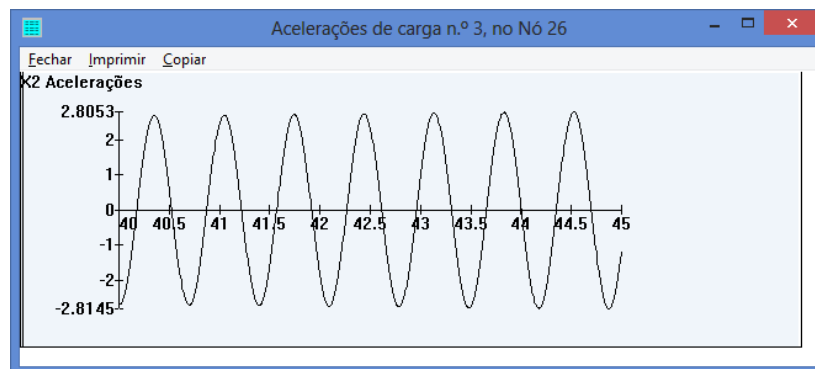


Figura 66 – Aceleração longitudinal sobre a passarela para pistas duplas segundo o HIVOSS (2009).

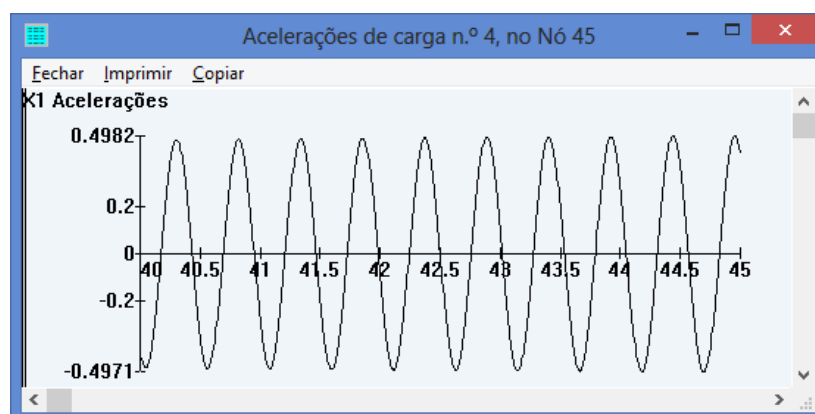


Figura 67 – Aceleração transversal sobre a passarela para pistas duplas segundo o SETRÀ (2008).

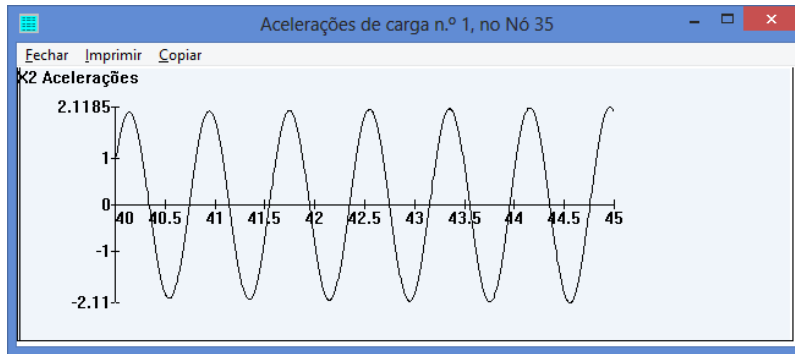


Figura 68 – Aceleração longitudinal sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).

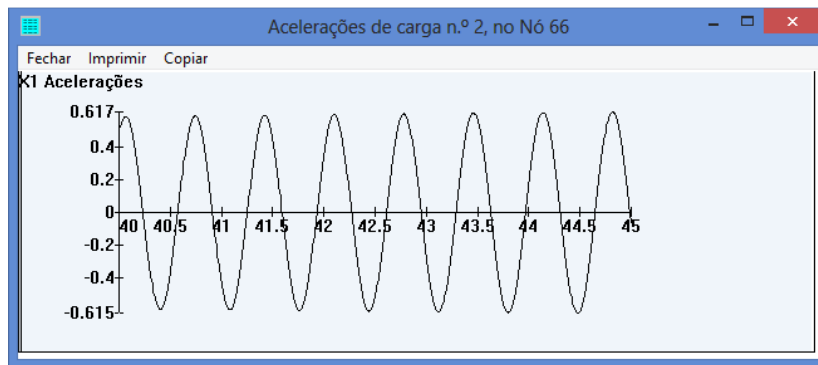


Figura 69 – Aceleração transversal sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).

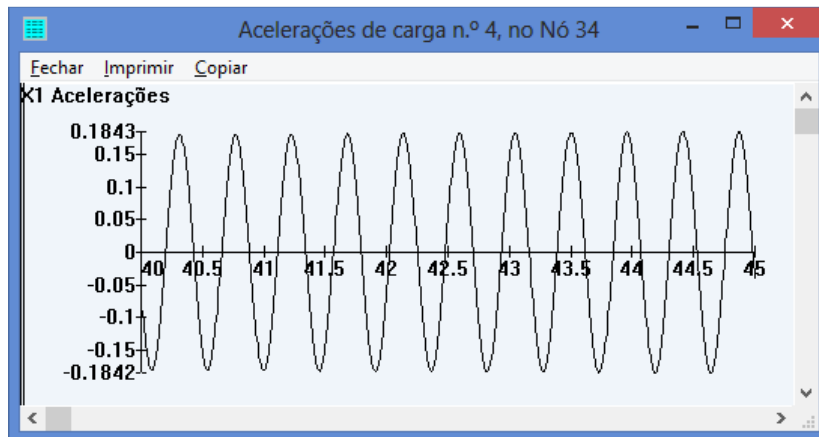


Figura 70 – Aceleração transversal (3º harmônico) sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008).

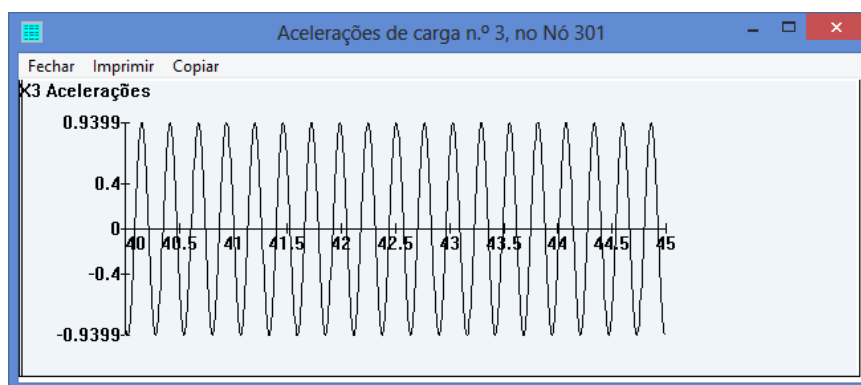


Figura 71 – Aceleração vertical sobre a passarela para quatro pistas segundo o SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009).

Após a determinação dessas acelerações, as mesmas são comparadas com os limites recomendados de acordo com cada referência, tal como comentado no item 3.3. Um resumo desses resultados é apresentado na tabela 27 com a classificação de conforto para a passarela dedicada a pistas duplas, e na tabela 28 é apresentada a classificação de conforto para a passarela dedicada a transpor quatro pistas.

Tabela 27 – Classificação do conforto para a passarela para pistas duplas segundo as recomendações da SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009).

Modo	Descrição	Aceleração SÉTRA	Aceleração HIVOSS	Conforto	
				SÉTRA	HIVOSS
1	Translação longitudinal	4,14	2,81	Inaceitável	Inaceitável
2	Translação transversal	0,50	–	Mínimo	Máximo
3	Translação transversal	–	–	Máximo	Máximo
8	Vertical	–	–	Máximo	Máximo

Tabela 28 – Classificação do conforto para a passarela para quatro pistas segundo as recomendações da SÉTRA (2008) e HIVOSS (2009)..

Modo	Descrição	Aceleração SÉTRA	Aceleração HIVOSS	Conforto	
				SÉTRA	HIVOSS
1	Translação longitudinal	2,12	–	Inaceitável	Máximo
2	Translação transversal	0,62	–	Mínimo	Máximo
3	Translação transversal	0,18	–	Médio	Máximo
12	Vertical	0,9	0,9	Médio	Médio



Observa-se que as acelerações obtidas apresentam valores superiores aos recomendados, devendo desta forma ocorrer alguma intervenção no sistema estrutural para se enquadrarem numa faixa de conforto adequada, na qual as acelerações sejam pouco perceptíveis.

## **6.6 Controle**

O controle das acelerações apresentadas é realizado por meio de três metodologias passivas: A alteração na rigidez estrutural, alteração da massa modal e inserção de um absorvedor. Esse estudo tem o objetivo de entender as vantagens e desvantagens de cada solução na redução das acelerações. Os itens que se seguem discutirão cada uma das metodologias utilizadas.

### **6.6.1 Alteração da rigidez estrutural**

Tal como apresentado no item 5.2.2 é possível por meio de ajustes na rigidez estrutural melhorar o comportamento estrutural frente a um carregamento dinâmico. Desta forma, foram propostos aumentos na rigidez no sistema de contravento de ambas as passarelas em estudo, bem como foi proposto uma mudança no sistema de estabilização, tal como segue.

#### **6.6.1.1 Passarela para pistas duplas**

Como as passarelas em estudo têm valores mínimos relativos a deformação horizontal para respeitar as exigências definidas pela NBR 8800 (2008), as mudanças na estabilização se procederam apenas no sentido de enrijecer a estrutura através de duas vertentes. Na primeira vertente procura-se aumentar a inércia dos pilares que enrijecem o sentido longitudinal, enquanto que na segunda vertente, procura-se alterar o sentido de maior inércia de todos os pilares, fazendo-os trabalhar com seu eixo de maior inércia na direção longitudinal, juntamente com a criação e enrijecimento de pórticos no mesmo sentido. A figura 73 ilustra o conceito de rotação de pilares utilizados na segunda vertente. A última vertente conta ainda com a inserção de contraventamentos em forma de X no sentido transversal para manter o seu adequado comportamento nesse sentido, dado que a rotação dos pilares diminuiria a rigidez da estrutura no sentido transversal caso nenhuma medida fosse adotada.

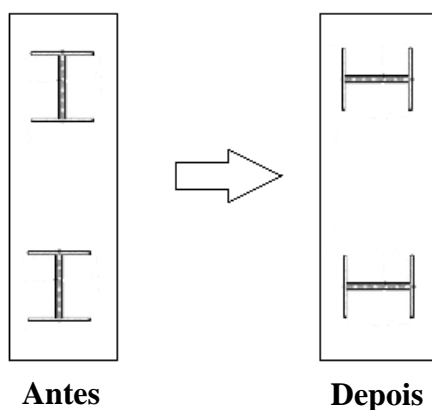


Figura 72 – Conceito de rotação de pilares utilizados na segunda vertente.

Como forma de se avaliar o incremento na rigidez de ambas as vertentes foram lançadas para cada proposta de enrijecimento cargas pontuais no topo da passarela e medidas seus deslocamentos. A divisão da força aplicada pelo deslocamento obtido fornece a informação sobreem quanto está sendo aumentado o enrijecimento. A figura 73 ilustra os resultados da primeira vertente, relacionando a mudança da aceleração com o aumento relativo da rigidez da estrutura (rigidez normalizada com relação à rigidez da solução estática). A figura 75 apresenta a mesma correlação para a segunda vertente.

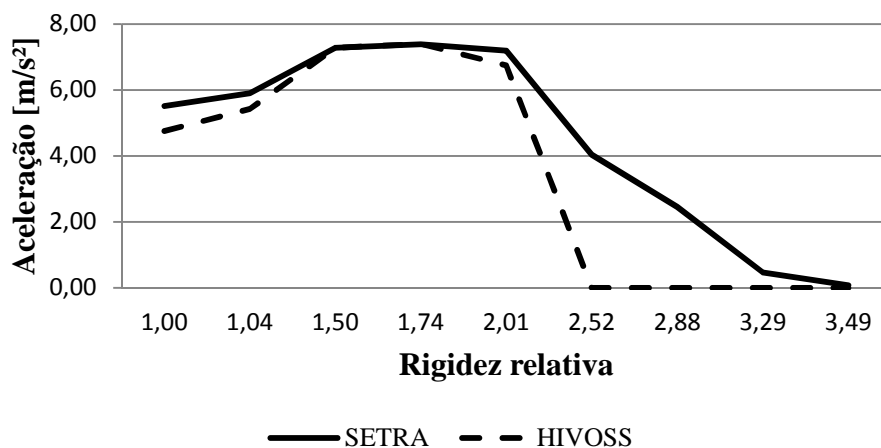


Figura 73 – Aceleração longitudinal *versus* aumento relativo da rigidez – primeira vertente.

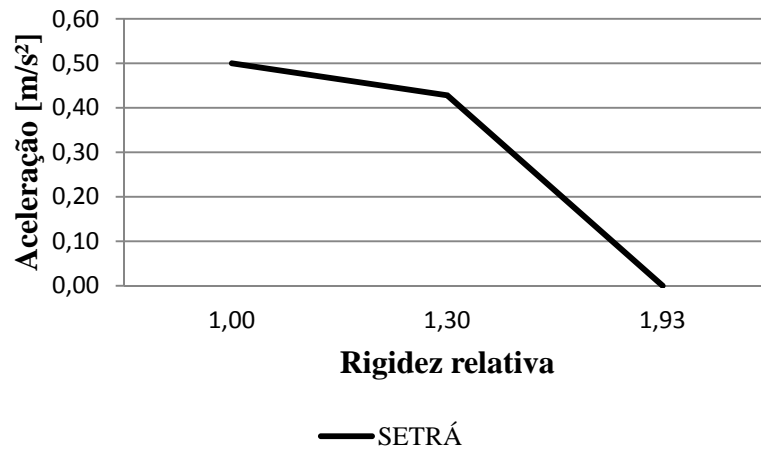


Figura 74 – Aceleração transversal *versus* aumento relativo da rigidez – primeira vertente.

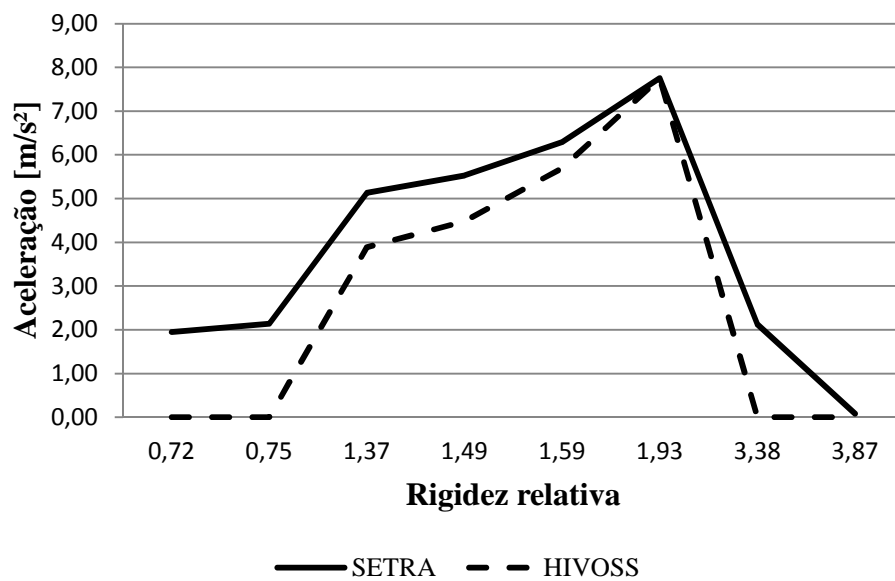


Figura 75 – Aceleração longitudinal *versus* aumento relativo da rigidez – segunda vertente.

O segundo modo de vibração na segunda vertente teve sua aceleração reduzida a níveis satisfatórios com a introdução de cantoneiras de abas iguais de 3"x1/4" locadas em opostas pelo vértice e em forma de X nos pórticos. A figura 83 ilustra esse contraventamento.

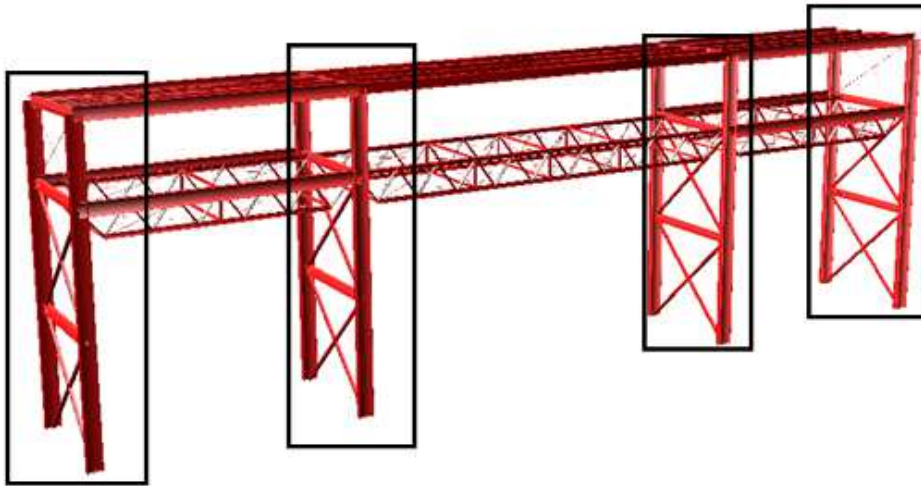


Figura 76–Sistema de contraventamento adotados para redução das acelerações transversais.

### 6.6.1.2 Passarela para quatro pistas

As passarelas destinadas a travessias de quatro pistas foram analisadas seguindo as mesmas vertentes comentadas anteriormente. Porém, foram acrescentadas na análise desta passarela, as acelerações no sentido transversal, uma vez que nessa direção surgiram valores maiores que os recomendados. Dessa forma as figuras 77, 78, 79 e 80 apresentadas a seguir exibem, respectivamente, os resultados obtidos em função do aumento incremental da rigidez no sentido longitudinal, para a primeira e segunda vertente.

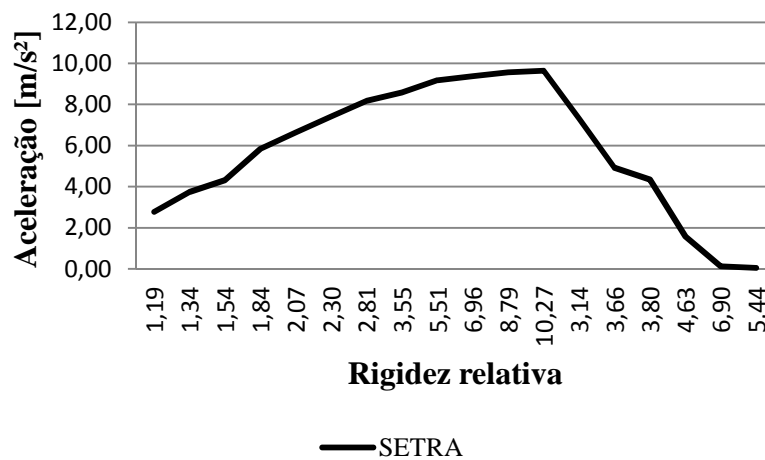


Figura 77 – Aceleração longitudinal versus aumento relativo da rigidez- Primeira vertente – Passarela para quatro pistas.

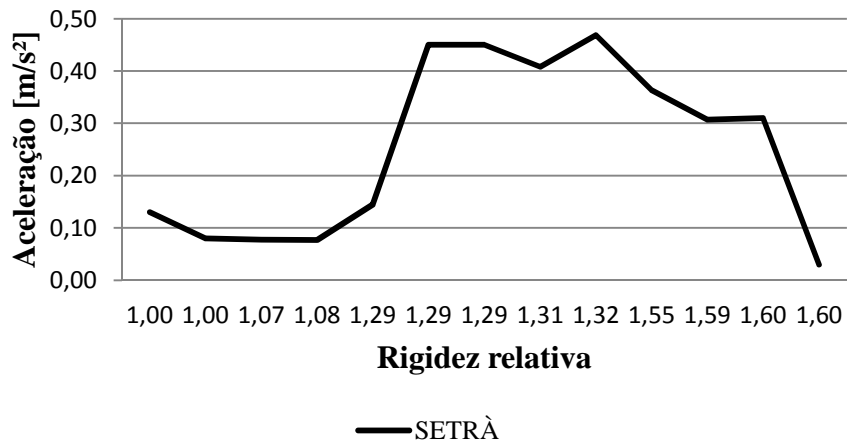


Figura 78 – Aceleração transversal versus aumento relativo da rigidez- Primeira vertente – Passarela para quatro pistas.

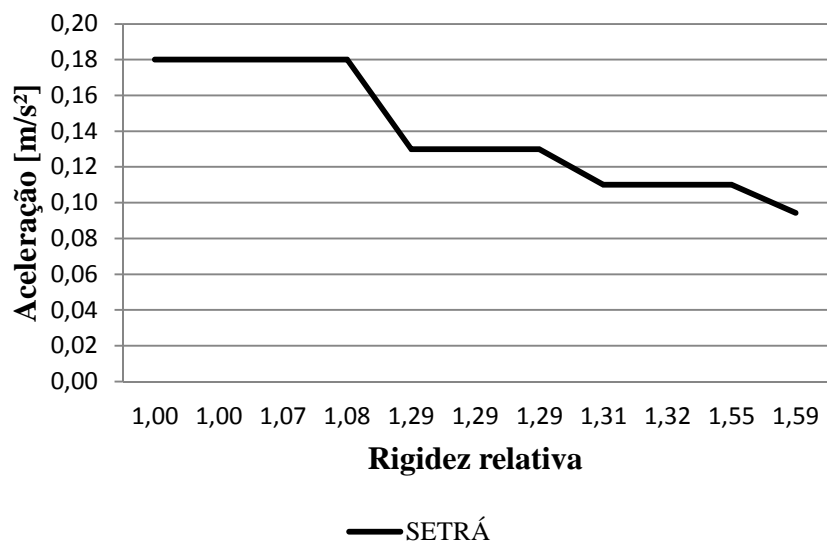


Figura 79 – Aceleração transversal (3º modo) versus aumento relativo da rigidez- Primeira vertente – Passarela para quatro pistas.

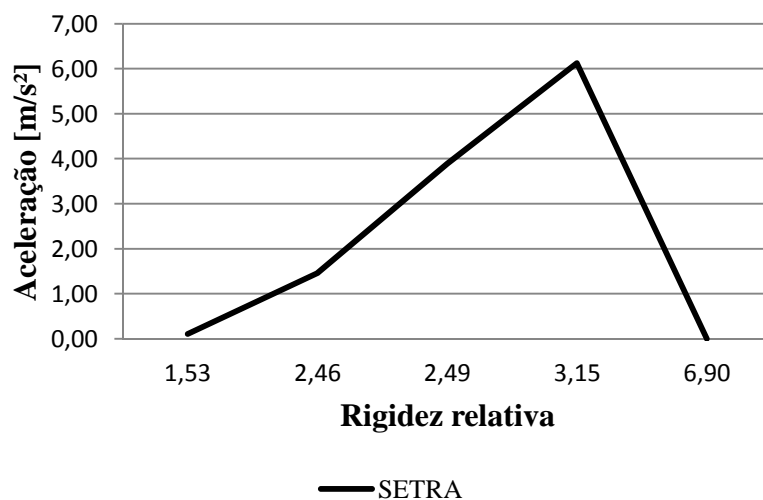


Figura 80 – Aceleração longitudinal versus aumento relativo da rigidez – segunda vertente – Passarela para quatro pistas.

As acelerações transversais na segunda vertente foram reduzidas com a imposição de contraventamentos compostos por cantoneiras duplas de abas iguais de 3"x1/4" opostas pelo vértices. A figura 93 mostra e destaca os contraventamentos utilizados na redução dessas acelerações.

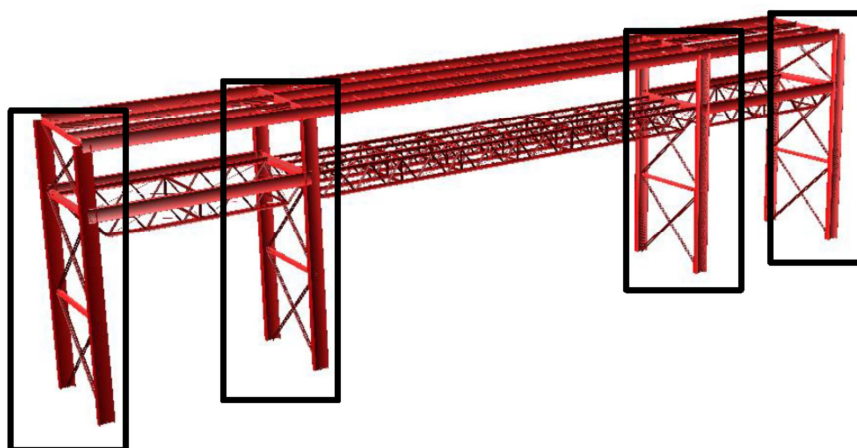


Figura 81–Sistema de contraventamento adotados para redução das acelerações transversais.

### 6.6.2 Alteração da massa modal

Como a redução da frequência natural por meio da diminuição da rigidez estrutural não era viável, devido às limites de deslocamento estático imposto pela NBR 8800 (2008), o acréscimo de massas se torna interessante, pois permite a redução da frequência natural sem alterar a rigidez estrutural e por consequência aumentar os deslocamentos laterais. Porém o aumento da massa em certos níveis podem também

exigir o uso de reforços estruturais; desta forma, nas análises que se seguem, são inseridas massas à medida que é verificado o dimensionamento estáticos dos elementos. Figura 82 ilustra os locais escolhidos para a inserção das massas concentradas

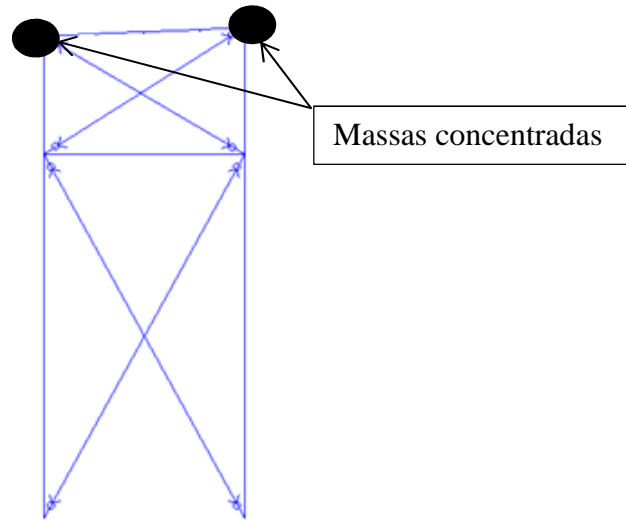


Figura 82 – Locais de inserção da massa concentrada

### 6.6.2.1 Passarela para pistas duplas

Na passarela para pistas duplas foram inseridos numericamente massas concentradas até se atingir valores aceitáveis de acelerações. A figura 83 e figura 84 mostram respectivamente a redução das acelerações longitudinais e transversais em função do acréscimo de massa normalizada, ou seja, os valores exibidos no eixo das abcissas foram normalizados com relação à massa total inicial.

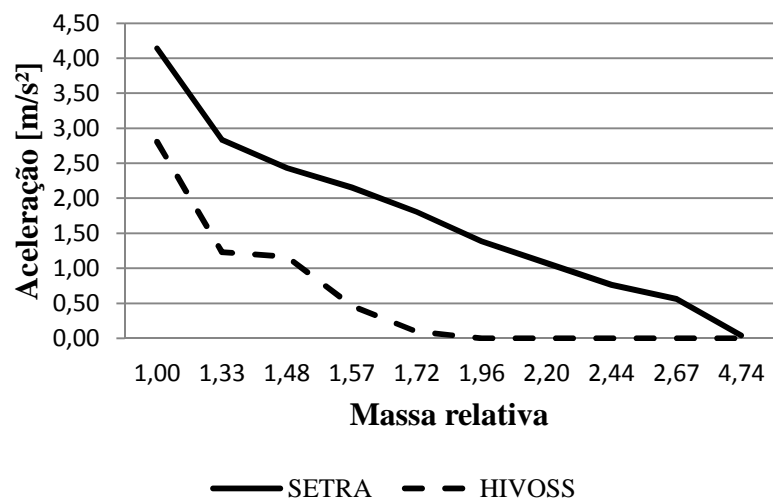


Figura 83–Redução da aceleração longitudinal em função do aumento relativo da massa total da estrutura.

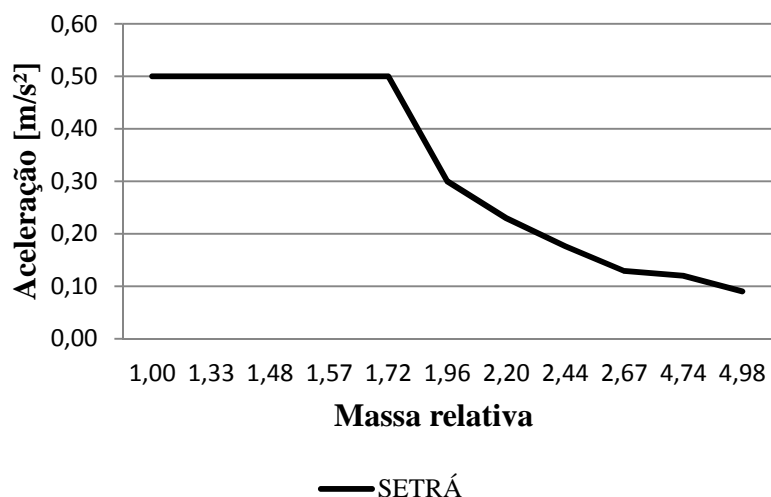


Figura 84—Redução da aceleração transversal em função do aumento relativo da massa total da estrutura.

É importante ressaltar que apesar de ser inserida uma quantidade significativa de massa na estrutura, os elementos estruturais não precisaram ter nenhum reforço, uma vez que os elementos que suportam essa massa apresentavam uma baixa relação de tensão, ou seja, de tensão atuante sobre tensão admissível. Essa baixa relação se deve à necessidade de se manter a estrutura dentro dos limites de deslocamento laterais.

#### 6.6.2.2 Passarela para quatro pistas

Na passarela para quatro pistas, da mesma forma que na passarela anterior, foram inseridas massas nocionais de forma a reduzir as acelerações modais relevantes. Os pontos escolhidos para locação dessas massas foram aqueles que apresentavam as maiores componentes modais. Como os pontos de maiores componentes modais dos modos mais participativos das acelerações transversais e longitudinais eram bastante semelhantes, a inserção da massa nesses locais permitiu a redução conjunta das duas respostas estruturais concomitantemente. A figura 85 ilustra a redução da aceleração em função do aumento de massa relativo. Vale ressaltar que nessa avaliação não foram obtidas frequências dentro das faixas de risco definidas pelas recomendações da HIVOSS (2009), não sendo então a estrutura analisada segundo esse manual.



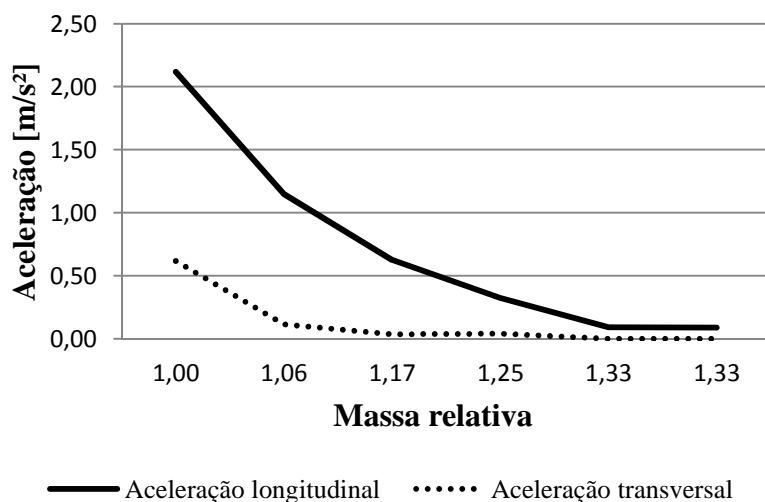


Figura 85 – Redução da aceleração longitudinal e transversal em função do aumento relativo da massa total da estrutura.

### 6.6.3 Inserção de atenuadores – TMD

Com base nas propostas de HARTOG (1972) e BACHMANN (1995), será especificado nessa fase um absorvedor de vibração para ambas as passarelas, localdos nos pontos de maiores componentes modais, tal como mostra na figura 86. Serão utilizados a expressão [35] e os conceitos expostos na figura 24 para se determinar a rigidez do aparelho, bem como a massa necessária para reduzir as acelerações a níveis aceitáveis, segundo as exigências da HIVOSS (2009) e SÉTRA (2008).

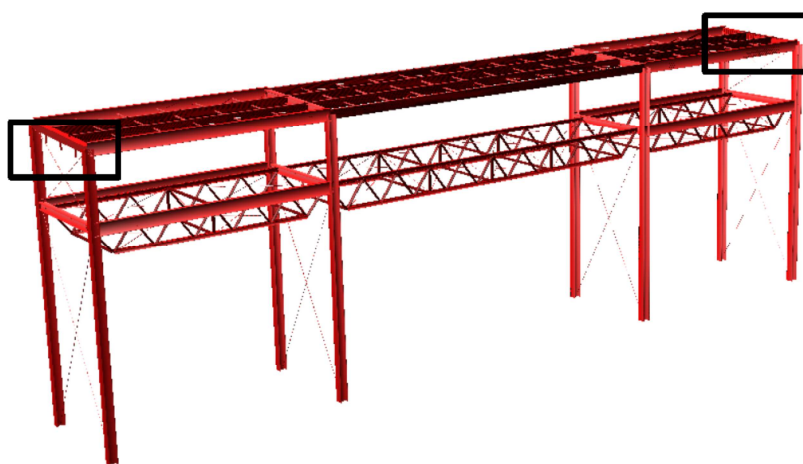


Figura 86 – Locais de inserção do TMD.

#### 6.6.3.1 Passarela para pistas duplas

Como visto no item 6.3 o primeiro modo de vibração, com uma frequência natural de 1,44 Hz, tem a maior contribuição na aceleração longitudinal da passarela para pistas

duplas. Da figura 23, que a inserção de um absorvedor de vibração adiciona um grau de liberdade a mais na idealização do sistema massa-mola desse modo.

Se o absorvedor for inserido diretamente sobre a estrutura inicial, ou seja, sobre a solução estrutural antes na análise dinâmica, a estrutura ficaria com dois picos de ressonância e dois fatores  $\psi$  bem diferentes. Esse problema, apesar de contornável por meio de ajustes na massa do TMD, não se torna interessante, pois seria necessário um acréscimo expressivo de massa no aparelho para fazer com que o segundo pico fique com baixos valores de  $\Psi$ , tal como exibido pela figura 87.

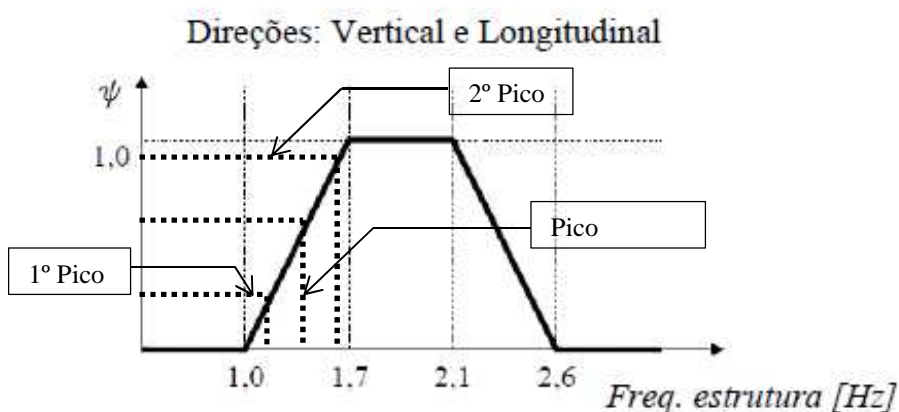


Figura 87–Ajuste dos fatores  $\Psi$  por meio da modificação da massa do TMD.

Antes de ser inserido o TMD, a estrutura necessita de um ajuste na sua rigidez para permitir que a frequência do modo longitudinal fique com um fator  $\Psi = 1,0$ , ou seja, a frequência longitudinal deve ficar próximo de 1,9 Hz (média entre 1,7Hz e 2,1 Hz), permitindo o uso massas menores para o TMD. Dessa forma, foi proposto um novo modelo com uma rigidez ajustada tal como como mostrado na figura 88.

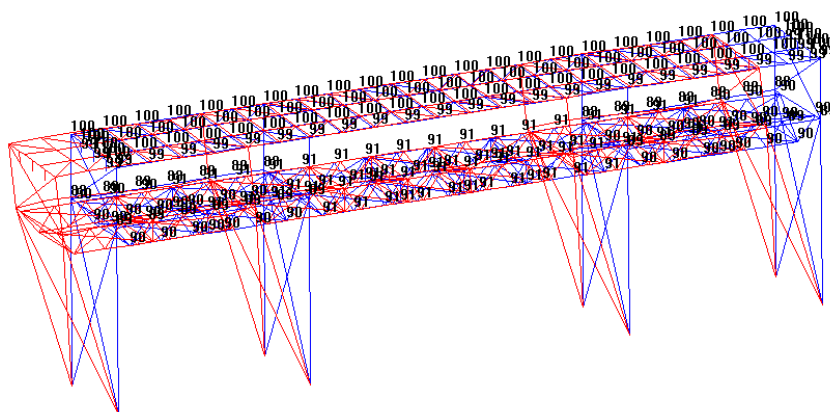


Figura 88 – Modo de vibração do novo modelo estrutural,  $T = 0.5297$  s.

De posse do novo modelo estrutural, o dimensionamento das características do TMD foi efetuado segundo as recomendações de HARTOG (1972) e BACHMANN (1995). Foram atribuídos incrementos de fatores de massa e novos coeficientes de rigidez até que fossem atingidos valores de acelerações aceitáveis. Durante as iterações, caso fosse necessário reposicionar melhor os picos dentro da curva do  $\Psi$ , eventuais ajustes na rigidez estrutural eram efetuados.

A figura 89 apresenta a evolução das frequências de pico à medida que eram atribuídos novos valores para os fatores de massa. Nessa figura é possível observar também uma mudança brusca nas curvas dos picos devido a uma ajuste repentino na rigidez estrutural.

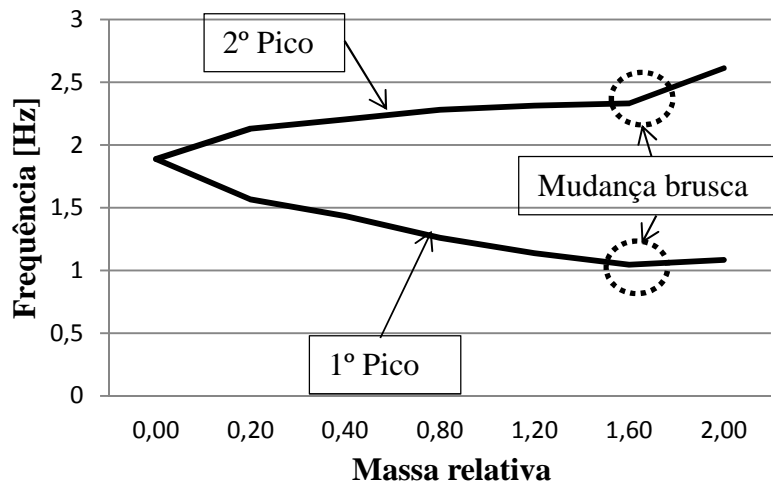


Figura 89– Defasagem das frequências de pico em função da evolução da razão de massas do TMD.

A representação matemática do TMD foi idealizada por meio de um elemento finito unidimensional com uma massa concentrada na sua extremidade livre e com rigidez à flexão igual à rigidez da mola do aparelho. As demais características desses elementos foram adotadas de tal forma a evitar uma eventual sintonização com os demais modos de vibração da estrutura. A figura 90 ilustra a idealização matemática do TMD com o uso de barras e massas concentradas.

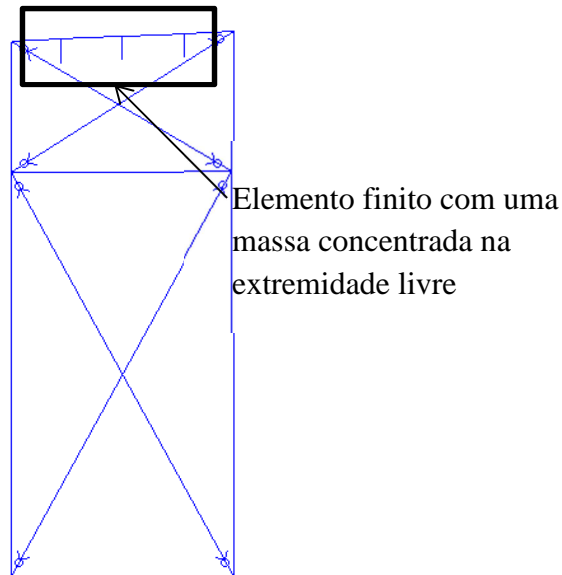


Figura 90– Pórticos da extremidade com a idealização do TMD.

Como resultado das iterações foi obtido um conjunto de aparelhos com massa equivalente duas vezes maior que a massa estrutural. Essa massa considerável é resultado da necessidade de se obter baixos valores de  $\Psi$  para se gerar baixas acelerações, uma vez que o sistema é fracamente amortecido. Outro fator relevante é a baixa eficácia do aumento da massa a partir de certos valores, como é possível observar na figura 89. Nessa figura se observa que ao atingir um fator de massa igual a 10% a redução da frequência se torna pouco efetiva uma vez que é necessário triplicar a massa relativa (de 0,4 para 1,2) para obter uma redução de aproximadamente 17% na frequência do primeiro pico (de 1,4 Hz para 1,2 Hz).

Com relação ao modo transversal, anteriormente enquadrado em uma faixa de risco, este teve sua frequência natural ajustada com a inserção da massa do aparelho. Isso permitiu que a frequência natural passasse de 1,94 Hz para 1,47 Hz. A figura 91 e a figura 92 exibem respectivamente o modo transversal resultante após a inserção do aparelho e a aceleração desenvolvida segundo as considerações do SETRÀ (2008).

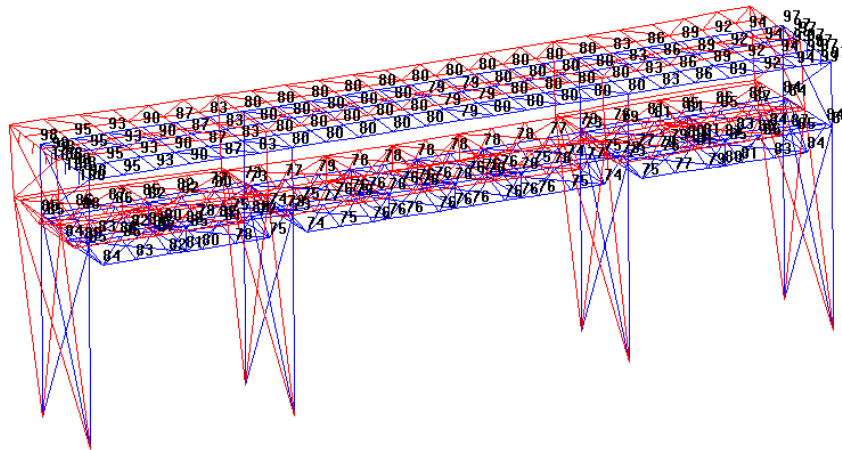


Figura 91– Modo de vibração transversal com 1,47 Hz.

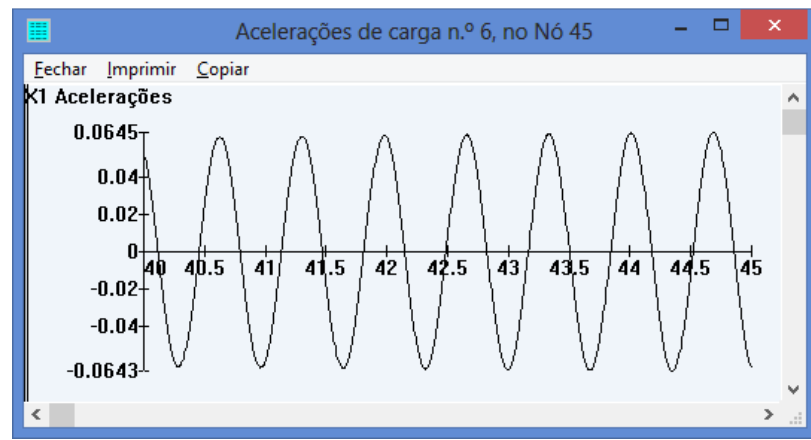


Figura 92– Aceleração do modo transversal com a inserção do aparelho.

### 6.6.3.2 Passarela para quatro pistas

Seguindo a mesma metodologia da passarela anterior, um novo modelo estrutural foi adotado para a passarela destinada à travessia de quatro pistas. Esse modelo foi enrijecido de tal forma a apresentar valores de  $\Psi$  iguais a 1,0, adequando melhor a estrutura para receber o atenuador, tal como exibido pelas figuras 90 e 91. Este ajuste estrutural também permitiu que o terceiro modo tivesse sua frequência ajustada de tal forma que não mais se enquadrasse em uma faixa de risco, tal como apresentado na figura 95. Como resultado da análise incremental da massa do TMD foram obtidos os valores apresentados na figura 96, onde se observa a evolução da defasagem entre os picos com o aumento da massa do TMD.

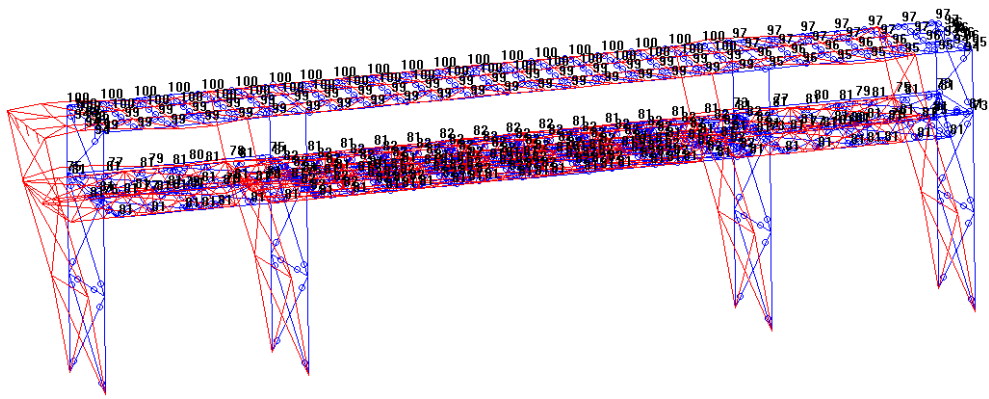


Figura 93 – Comportamento do novo modelo estrutural,  $T = 0,5260$  s.

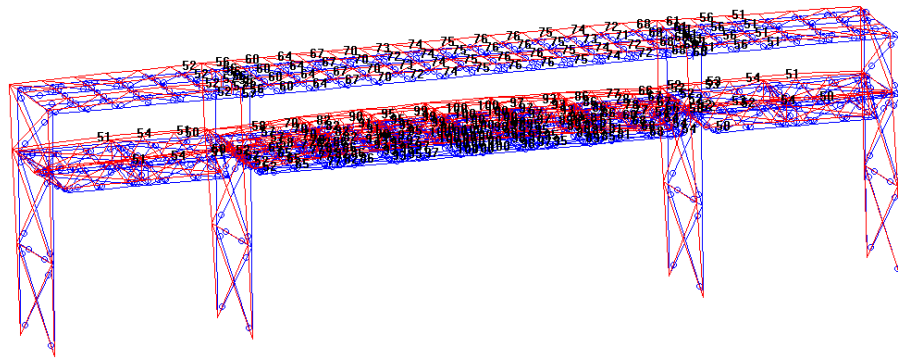


Figura 94 – Comportamento do novo modelo estrutural,  $T = 0,5073$  s.

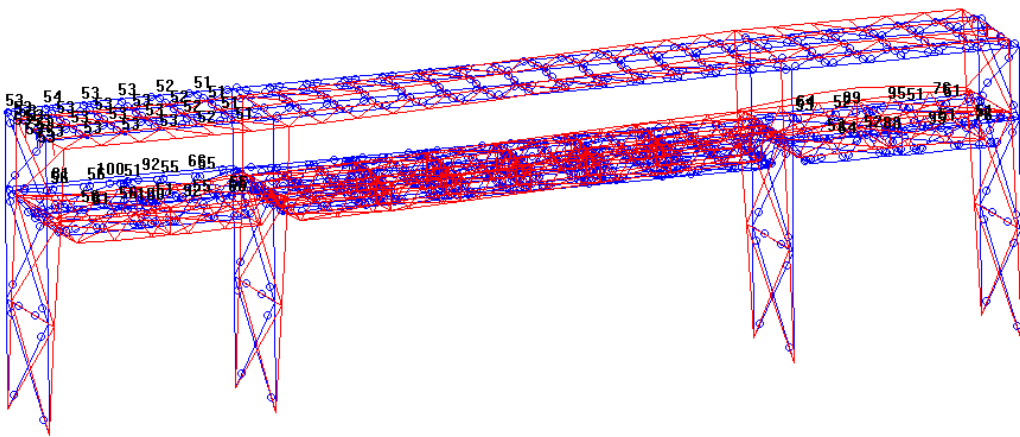


Figura 95 – Comportamento do novo modelo estrutural (3º modo),  $T = 0,352$ s.

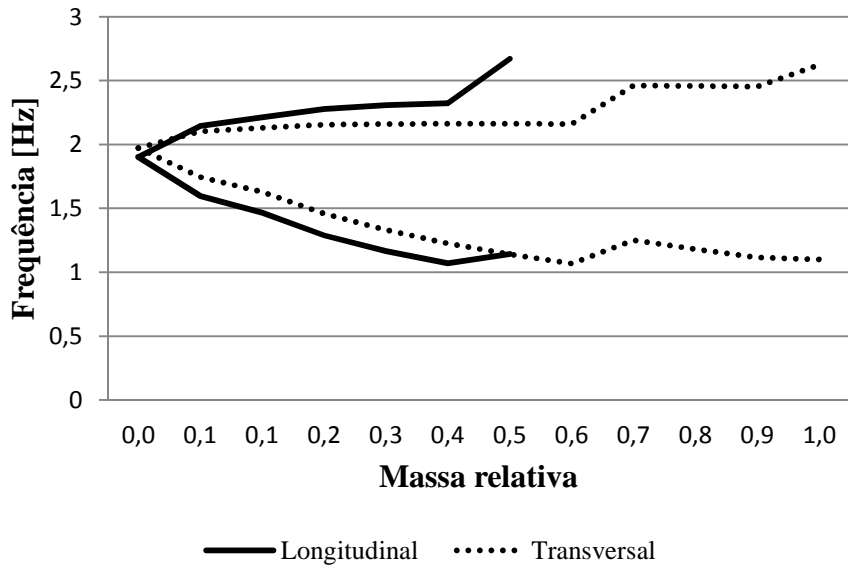


Figura 96 – Defasagem das frequências de pico em função da evolução da razão de massas do TMD.

A partir da análise da figura 96 se observa que seriam necessárias as razões de massa de 50% para o movimento longitudinal e 100% para o movimento transversal. Esse resultado, apesar de ser bem menor do que o da passarela anterior apresenta um valor muito superior ao recomendado, tido como cerca de 10%, MOUTINHO (1998). Outro fato relevante na análise das acelerações transversais são os vários enrijecimentos executados no modelo estrutural. Esses ajustes fizeram com que a passarela tivesse seu modelo final muito próximo da solução adotada no item 6.6.1.2, mostrando a baixa eficácia do absorvedor nessa estrutura pela falta de amortecimento no aparelho.

### 6.6.3.3 Comentários gerais

Após a execução das diversas propostas de controle é possível representar graficamente o consumo de material para os diversos estudos desenvolvidos, tal como apresentados da figura 97 e 98 onde o eixo das abcissas ilustra as diversas soluções adotadas e o eixo das ordenadas ilustra o acréscimo relativo de massa, ou seja, razão entre a massa final da estrutura e a massa original da solução estática.

Nestas figuras a primeira solução representa o incremento da rigidez com a alteração dos pilares, a segunda representa o aumento da rigidez com o uso de contraventos e pórticos enquanto a terceira e quarta soluções representam a solução com inserção massa e com inserção do TMD, respectivamente.

A partir desse resultado pode-se observar que a solução por meio de ajustes de rigidez com uso de pórticos e contraventos se mostrou mais adequada, apesar de consumir mais material. Esta conclusão se deve aos custos envolvidos na fabricação e manufatura dos perfis soldados adotados nas soluções de primeira vertente que são mais elevados com relação à manufatura dos perfis laminados utilizados nas soluções de segunda vertente.

Outro fator que contribuiu para qualificar a segunda vertente como a melhor solução a ser adotada, é o elevado valor de massas envolvidas na 3° e 4° soluções, que pode chegar a até cinco vezes (Figura 97) e 1,3 vezes (Figura 98), respectivamente. Alerta-se ainda que apesar da 2° solução ser a mais vantajosa com relação às demais técnicas aqui estudadas, é indispensável observar seu impacto na arquitetura final da passarela uma vez que ela insere mais elementos de contraventamento na concepção final da estrutura.

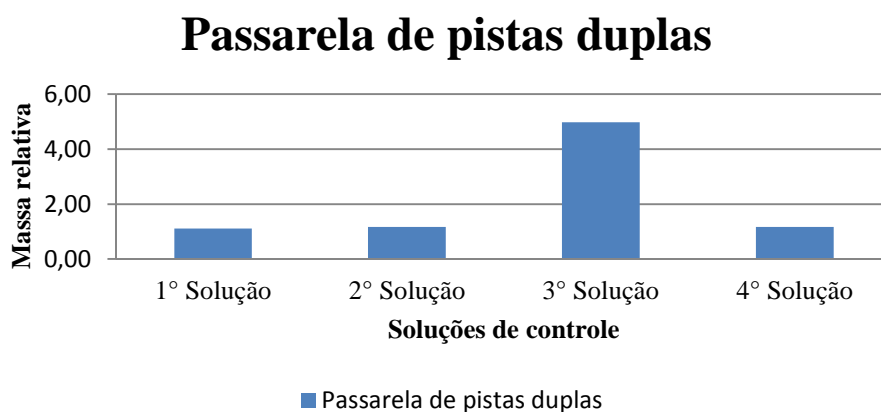


Figura 97 – Consumo relativo de aço - Passarela para pistas duplas

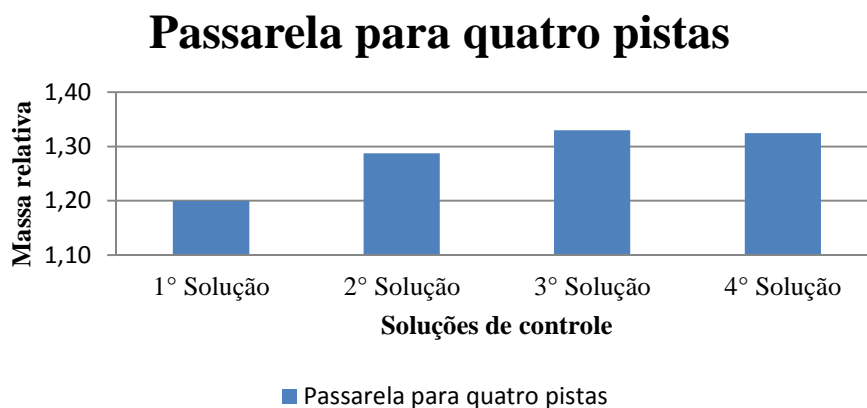


Figura 98 – Consumo relativo de aço - Passarela para quatro pistas



A partir desses resultados observa-se também que o consumo de material da 4ª solução é bastante próximo a da 2ª solução (uso de pórticos e contraventamentos) devido à necessidade de ajuste da rigidez da estrutura para melhor enquadrá-la na curva de probabilidade  $\Psi$ , demonstrando a baixa eficácia da solução com uso de TMD para as estruturas em estudo.

A solução adotada neste trabalho levou em conta aspectos de fabricação, transporte e montagem além das limitações arquitetônicas e normativas. Porém, os resultados obtidos neste trabalho são restritos as características das estruturas aqui analisadas uma vez que as demais soluções podem se tornar mais interessantes a depender do comportamento dinâmico da estrutura em análise bem como das limitações arquitetônicas existentes.

# Capítulo 7 – Conclusões

## 7.1 Comentários finais

Foram estudados neste trabalho os diversos modelos de cargas adotados para simular o carregamento dinâmico provocado pela passagem dos pedestres em passarelas. Também foram abordados os principais critérios normativos de desempenho estrutural, bem como foram comentadas as técnicas utilizadas na modelagem matemática, na análise experimental e no controle de vibrações, abordando assim todas as atividades envolvidas no dimensionamento dinâmico de passarelas.

Durante este trabalho se observou também que, apesar do dimensionamento estático seguir as recomendações da NBR 7188 (1983) com o uso de uma carga variável de 5 kN/m<sup>2</sup>, a estrutura analisada apresentou problemas dinâmicos, contrariando o conceito de que passarelas dimensionadas com esse carregamento não teriam problemas vibratórios, tal como descrito pelo guia de especificações de projeto para passarelas da AASHTO. Estas evidências desta forma abrem espaço para propor uma metodologia que vise uma análise dinâmica de passarelas nesta norma tal como é ocorre nos manuais HIVOSS (2009) e SÉTRA (2008) estudada neste trabalho.

Com o estudo das duas passarelas padrão foi possível aplicar os procedimentos de cálculo recomendados por dois reconhecidos manuais técnicos, o HIVOSS (2009) e o SÉTRA (2008). Com isso se constatou que o manual do SÉTRA (2008) se mostra mais restritivo e mais completo na medida em que apresenta uma faixa de análise mais ampla de frequências. Além disso, esse manual se mostrou mais objetivo com relação aos carregamentos a serem utilizados numa possível ressonância com o segundo harmônico do caminhar.

Após o estudo do controle por meio de três metodologias diferentes, foi possível compreender com maior clareza as vantagens e desvantagens de cada uma das técnicas passivas. Observou-se assim que o controle por meio de ajuste de rigidez pode exigir uma mudança no conceito estrutural ou mesmo um maior consumo de matéria-prima com relação as demais soluções estudadas. Por outro lado, o ajuste por meio de inserção de massa pode exigir reforços estruturais ou mesmo provocar impactos na estética da estrutura. Com relação à inserção de absorvedores, se observou que essa técnica pode

exigir uma mudança em conjunto com a da rigidez estrutural para permitir o uso de massas menores.

Em contrapartida, é possível citar a vantagem do controle por meio do ajuste da rigidez como uma técnica que não tem dependência de um aparelho, da mesma forma que na técnica de ajuste de massa, porém com o conveniente de não necessitar da mobilização de grandes cargas. Como grande vantagem na técnica de ajuste de massa cita-se a possibilidade de redução da frequência modal sem a redução da rigidez estrutural, mantendo-se dessa forma os deslocamentos estáticos máximos exigidos pelas normas. O absorvedor, em estruturas com frequências naturais próximas às extremidades das faixas de risco, pode se tornar uma solução bastante vantajosa, pois permite o deslocamento da frequência natural para regiões mais adequadas, evitando-se dessa forma o risco de ressonância.

## **7.2 Desenvolvimentos futuros**

Sugere-se como prosseguimento na análise dinâmica dessas estruturas a validação do modelo matemático por intermédio de uma análise experimental, onde será possível conferir suas propriedades dinâmicas utilizadas neste trabalho. Além disso, podem ser sugeridas também pesquisas que abordem a influência da massa dos pedestres no comportamento final da estrutura uma vez que essa influência não se encontra bem estabelecida na literatura.

Outro prosseguimento científico interessante seria o desenvolvimento de técnicas de fabricação de absorvedores de vibração a partir de técnicas já utilizadas na fabricação de estruturas metálicas, permitindo dessa forma que esses aparelhos entrem nas linhas de fabricação de elementos de ligação sem prejuízos significativos na produtividade industrial.

Além disso, como a estrutura estudada aqui apresenta uma tipologia com baixa resistência a cargas pontuais, como é o caso dos perfis formados a frio, fica necessário o avanço no estudo que abordem a fabricação e fixação dos absorvedores de vibração nesse tipo de elementos estruturais, uma vez que a forma de fixação do aparelho pode exercer solicitações incompatíveis com as características dos perfis formados a frio.

Um desenvolvimento interessante se daria também a respeito de fatores de amortecimento de estruturas compostas por perfis formados a frio uma vez que os valores encontrados na literatura são geralmente de estruturas compostas por perfis

laminados e soldado ou mesmo de estruturas mistas. Além disso, uma pesquisa maior seria interessante no que diz respeito à influência do tipo da conexão (engastada ou rotulada) nos fatores de amortecimento bem como na rigidez estrutural uma vez que a análise dinâmica é efetuada sob as condições de serviço e estas solicitações podem não devolver um movimento rotacional suficiente para considerar as vinculações dos membros como ligações rotuladas.

## Bibliografia

- AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guide specifications for design of pedestrian bridges**. Nova York: American association of state highway transportation officials , 1997.
- ABNT NBR 14762. **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- ABNT NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ABNT NBR 6120. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.
- ABNT NBR 7188. **Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre**. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- ABNT NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ABNT NBR 8800. **Ações e segurança nas estruturas ações e segurança nas estruturas – Procedimentos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- AUTOTOROUTES, S. D. T. D. R. E. **Technical guide - Footbridge: Assessment of behavior of footbridges under pedestrian loading**. Paris: SETRA, 2008.
- BACHMANN, H. **Vibrations problems in structures: Practical guidelines**. 2. ed. Berlin: Birkhauser, v. I, 1995.
- BACHMANN, H.; WEBER, B. Tuned Vibration Absorbers for Damping of "Lively" structures. **Structural Engineering International** , Suíça, v. 1, p. 31-36, Fevereiro 1995.
- BATTISTA, R. C. **Redução de Vibrações em estruturas - Notas de Aula**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1993.
- BOUILLARD, P. H.; BLANCO, C. MELCHOR; BODARWÉ, E.; NEY, L. Structural dynamic design of a footbridge. **Conference on Computational Methods in structural dynamic and earthquake engineering**, Grécia, v. 31, n. 1, p. 65-77, 2004.
- BRO2004. **Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar**. Stockholm: Svensk Byggtjänst, 2004.
- BROWNJOHN, J. M.; PAVIC, A.; OMENZETTER, P. A spectral density approach for modelling continuous vertical forces on pedestrian structures due to walking. **Canadian Journal of civil engineering**, Singapura, v. 31, n. 1, p. 65-77, Agosto 2004.

BS5400. **Part 2, Appendix C, Vibration Serviceability Requirements for Foot and cycle track Bridges.** Londres: UK British standards associations, 1978.

BUTZ, C; FELDMANN, M; HEINEMEYER, C; SEDLACEK, G; CHADROLIN, A; LUKIC, M; MARTIN, P; CAETANO, E; CUNHA, A; GOLDACK, A; KEIL, A; SCHLAICH, M. **Research fund for coal and steel.** Luxemburgo, p. 45. 2006.

BUTZ, CHRISTINE; FELDMANM, M; HEINEMEYER, C; SEDLACEK, G; CHADROLIN, B; LEMAIRE, A; LUKIC, M; MARTIN, P; CAETANO, ELSA; CUNHA, ALVARO; GOLDACK, A; KEIL, A; SCHLAICH, M. **Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges.** Luxemburgo, p. 169. 2003. (978-92-79-08303-7).

BUZDUGAN, G.; MIHAILESCU, E.; RODES, M. **Vibration Measurement.** Romania: Martinus Nijhoff Publishers, 1986.

CAETANO, E. S. **Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais.** Universidade do Porto. Porto, p. 387. 1992.

CAETANO, ELSA SÁ; CUNHA, ALVARO; WASOODEV, HOORPAH; RAAOUL, JOEL. **Footbridge vibration design.** Footbridge Workshop. Porto: Taylor & Francis Group. 2008. p. 192.

CARVALHO, F. W. L. **Procedimento experimental para avaliação do fator de amortecimento em estruturas.** Universidade Federal de Minas Gerais. Minas Gerais, p. 526. 2002.

CASTRO, L. A. **Análise da segurança no projeto de estrutura: Método dos estados limites.** Universidade Federal de São Carlos. São Paulo, p. 134. 1997.

CEB 209. **Vibration Problems in structures - Practical Guidelines Bulletin d'Information n°209.** [S.l.]: [s.n.], 1991.

COUTO, P. M. T. **Caracterização experimental do comportamento dinâmico de sistemas estruturais.** Universidade do Porto. Porto, p. 83. 1995.

EN 1990. **Eurocode 0 - Basis of structural design.** Bruxelas: CEN, 2009.

EN 1991-2. **Eurocode 2 - Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings.** Bruxelas: CEN, 2010.

EN 1995. **Eurocode 5 - Design of timber structures, Part 2: Bridges.** Bruxelas: CEN, 2004.

EWINS, D. J. **Modal testing: Theory and practice.** Research studies press. [S.l.]. 1986.

HARTOG, J. P. D. **Mechanical Vibrations.** 4. ed. New York: McGraw-Hill, v. I, 1972.

HIVOSS. **HUMAN INDUCED VIBRATIONS OF STEEL STRUCTURES.** Porto: Hivoss, 2008.

INSTITUTION, B. S. **BS 54000: Steel Concrete and Composite Bridge: Specification for Loads, Part 2.** London: [s.n.], 1978.

ISO10137. **Bases of design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibration.** Second edition. ed. Geneva: International standard association, 2007.

KALA, J.; SALAJKA, V.; HRADIL, P. Footbridge Response on Single Pedestrian. **International Journal of Engineering and Applied Sciences**, Brno, v. 5, n. 4, maio 2009.

MOUTINHO, C. M. **Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil.** Universidade do Porto. Porto, p. 394. 2007.

MOUTINHO, C. M. R. **Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões.** Universidade do porto. Porto, p. 200. 1998.

MOUTINHO, C.; CUNHA, Á.; CAETANO, E. Análise experimental da eficiência de TMDS para atenuação da resposta sísmica de estruturas de edifícios. **Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica**, Guimarães, 2004. 621-630.

ONT83. **Ontario Highway bridge design codem Highway engineering division.** Toronto: Ministry of transportation and communications, 1983.

PIMENTA, H. J. L. **Modelação de ações dinâmicas e efeitos de sincronização em pontes pendonais.** Universiddade de Coimbra. Coimbra, p. 167. 2008.

PRETLOVE, A. J.; RAINER, J. H. Human response to vibration. In: BACHMANN, H. **Vibration problems in structures.** 1. ed. Berlin: Birkhauser, v. 1, 1995. Cap. Apêndice I, p. 215-225.

RIBEIRO , F. L. B. **Apostila - Introdução ao método dos elementos finitos.** Rio de Janeiro: UFRJ, 2004.

RIBEIRO, C. **Detecção e Modelação de vibrações em ponte para peões.** Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade da Coimbra. Coimbra. 1997.

RIGUEIRO, C.; REBELO, C.; CUNHA, A. **Dynamic tests of pedestrian bridge structural identification and load modeling.** International conference new technologies in structural engineering. Lisboa: [s.n.]. 1997. p. 1029-1036.

RODRIGUES, J. **Identificação Modal Estocástica: Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil.** Universidade do Porto. Porto, p. 83. 2004.

SANTOS, C. M. D. **Avaliação do comportamento dinâmico de uma passarela submetida a carregamento induzidos por pedestres.** Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2011.

SANTOS, N. F. D. **Estudo e controlo de vibrações em lajes de edifícios.** Universidade do Porto. Porto, p. 110. 2009.

SILVA, J. M. M. F. D. **Análise de vibrações sob ações humanas na ponte pedonal sobre a linha vermelha - Ilha do fundão (Rio de Janeiro)**. Universidade do Porto. Porto, p. 120. 2010.

SMITH, A. L.; HICKS, S. J.; DEVINE, P. J. **Design of floor vibrations: A new approach**. 1. ed. Bershire: SCI, v. 1, 2009.

SPENCER, B. F. J.; SAIN, M. K. Controlling Buildings: A New Frontier in Feedback. **IEEE Control Systems Magazine**, Illinois, v. 17, n. 1, p. 19-35, Dezembro 1997.

VARELA, W. D. **Modelo teórico-experimental para análise de vibrações induzidas por pessoas caminhando sobre lajes de edifícios**. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 318. 2004.

WHEELER, J. E. Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges. **Journal of the Structural Division**, Waterloo, v. 108, n. 9, p. 2045-2065, Setembro 1982.

WILLFORD, M. **Dynamic actions and reactions of pedestrians**. Footbridge international conference. Paris: Association Francaise de Genie Civil. 2002. p. 66-73.

WOLMUTH, B.; SURTEES, J. Crown-related failure of bridges. **Civil engineering**, p. 116-123, 2003.

YONEDA, M. A simplified formulation for vibration serviceability of footbridge. **Proceedings of Footbridge**, Paris, 20-22 Novembro 2002.

ZIVANOVIC, J. B.; PAVIC, A. Crowd dynamic loading on footbridge. **International footbridge conference**, Porto, v. 1, n. 3, p. 135-166, Julho 2008.

ŽIVANOVIĆ, S.; PAVIC, A.; REYNOLDS, P. Vibration serviceability of footbridge under human induced excitation: a literature review. **Journal of sound and vibration**, Londres, v. 279, n. 1-2, p. 70, Maio 2005.

ZOLTOWSKI, K. **Footbridge, numerical approach**. Footbridge vibration Design. Porto: CRCpress. 2008. p. 53-70.

Sítio: <http://www.gaeta.eng.br>