

JOSÉ FRANCISCO ANUNCIÇÃO PINTO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE VIBRAÇÕES EM SISTEMAS DE PISO MISTO DE AÇO E  
CONCRETO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO CONSIDERANDO O CONFORTO  
HUMANO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2015

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

P659a  
2015  
Pinto, José Francisco Anunciação, 1988-  
Análise numérica de vibrações em sistemas de piso misto  
de aço e concreto e avaliação de desempenho considerando o  
conforto humano / José Francisco Anunciação Pinto. – Viçosa,  
MG, 2015.

xvi, 130f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: José Luiz Rangel Paes.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.125-130.

1. Construção mista. 2. Vibrações. 3. Teste de impacto.  
4. Locomoção. 5. Método dos elementos finitos - Programas de  
computador. I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento  
de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia  
Civil. II. Título.

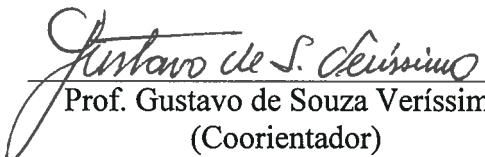
CDD 22. ed. 624.171

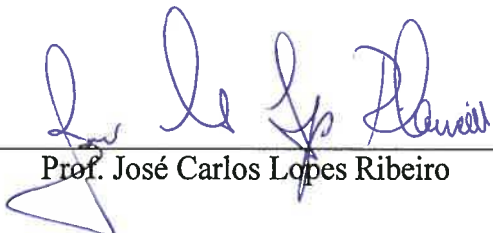
JOSÉ FRANCISCO ANUNCIÇÃO PINTO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE VIBRAÇÕES EM SISTEMAS DE PISO MISTO DE AÇO E  
CONCRETO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO CONSIDERANDO  
O CONFORTO HUMANO**

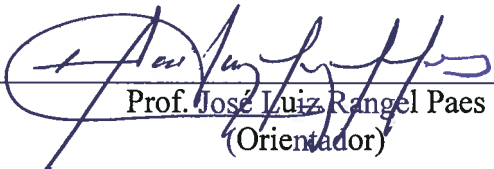
Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 26 de fevereiro de 2015.

  
Prof. Gustavo de Souza Verissimo  
(Coorientador)

  
Prof. José Carlos Lopes Ribeiro

  
Prof. Alexandre Abrahão Cury

  
Prof. José Luiz Rangel Paes  
(Orientador)

## **Dedicatória**

*À minha família e  
à todos os meus amigos*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a minhas a família, pelo apoio e estrutura, participando ativamente desta trajetória e do crescimento profissional proporcionado nestes anos.

A Universidade Federal de Viçosa pelo ensino de qualidade e oportunidade a mim concedidas.

Ao meu orientado Prof. Jose Luiz Rangel, por acreditar que eu seria capaz, mesmos nos momentos que eu não tinha certeza disso, pela amizade e os ensinamentos a mim passados.

Ao meu coorientador Prof. Gustavo de Souza Verissimo, sempre disposto a ajudar, com ensinamentos que levarei para minha vida.

Ao Prof. José Carlos Lopes Riberio por aceitar participar deste trabalho e pelos ensinamentos ao longo dos anos de convívio.

Ao Prof. Alexandre Abrahão Cury por aceitar participar deste trabalho.

Aos meus grandes amigos e companheiros da UFV, Ladir e André que participaram e contribuíram para chegada do final desta trajetória pela amizade e auxílios concedidos, que compartilharam muitos momentos de trabalho e solidariedade, além da agradável convivência.

Aos meus grandes amigos, que apesar de não estarem presentes no dia-a-dia, sempre estão do meu lado me dando força e momentos de alegria.

Ao Departamento de Engenharia Civil, ao programa de pós-graduação e aos servidores, pela formação e pela oportunidade.

A CAPES, via programa REUNI, pelo apoio financeiro através da bolsa concedida.

E a todos que embora não tenham sido citados neste texto, contribuíram de alguma forma para esta realização.

A todos, meu muito obrigado.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE ILUSTRAÇÕES</b> .....	viii
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	xiii
<b>RESUMO</b> .....	xv
<b>ABSTRACT</b> .....	xvi
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1 Considerações preliminares .....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Justificativa e relevância do tema .....	3
1.4 Estrutura da dissertação.....	6
<b>2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>7</b>
2.1 Considerações preliminares .....	7
2.2 Sensibilidade humana às vibrações.....	8
2.3 Estudos realizados por outros autores .....	11
2.4 Critérios de projeto com vistas à minimização dos efeitos da vibração .....	18
2.4.1 <i>Considerações preliminares</i> .....	18
2.4.2 <i>ABNT NBR 8800 (2008)</i> .....	18
2.4.3 <i>ABNT NBR 6118 (2014)</i> .....	19
2.4.4 <i>ISO 2631/1 (1985)</i> .....	20
2.4.5 <i>ISO 2631/2 (1989)</i> .....	21
2.4.6 <i>AISC/CSIC Design Guide 11 (2003)</i> .....	24

2.4.7	<i>SCI PUBLICATION P354 (2009)</i> .....	25
2.4.8	<i>EN 1991-1 (2003)</i> .....	27
2.4.9	<i>CAN3-S16.1-M84 (1989)</i> .....	28
2.4.10	<i>BS 5400-2 (2006)</i> .....	29
2.5	Modelos analíticos para análise de vibrações .....	29
2.5.1	<i>Determinação da frequência fundamental</i> .....	30
2.5.2	<i>Determinação da amplitude da aceleração máxima</i> .....	33
2.5.2.1	ISO 2631-2 - 1989 .....	33
2.5.2.2	AISC/CSIC Design Guide 11 - 2003 .....	34
2.5.2.3	CAN 3-S16.1-M84 - 1989 .....	35
2.5.2.4	BS 5400-2 - 2006.....	35
2.6	Aspectos relevantes para a análise numérica de vibrações .....	37
2.6.1	<i>Hipóteses básicas</i> .....	37
2.6.2	<i>Estratégias para elaboração de modelos numéricos recomendadas pelo SCI, Smith et al. (2009)</i> .....	38
2.6.3	<i>Considerações sobre o comportamento misto</i> .....	40
2.6.4	<i>Considerações sobre a massa do sistema</i> .....	40
2.6.5	<i>Ações dinâmicas induzidas por atividades humanas</i> .....	41
<b>3</b>	<b>ESTRATÉGIAS PARA ANÁLISE NUMÉRICA DE VIBRAÇÕES</b> .....	<b>52</b>
3.1	Considerações preliminares .....	52
3.2	Tipos de elementos utilizados nos modelos de elementos finitos .....	52

3.3	Estudo de convergência de malha.....	55
3.4	Modelagem do amortecimento.....	57
3.5	Aplicação da ação dinâmica.....	59
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>62</b>
4.1	Considerações preliminares .....	62
4.2	Estrutura I – Rampa de acesso de um edifício para fins esportivos.....	63
4.2.1	<i>Descrição da estrutura .....</i>	<i>63</i>
4.2.2	<i>Modelo numérico.....</i>	<i>68</i>
4.2.3	<i>Análise modal .....</i>	<i>70</i>
4.2.4	<i>Análise de vibrações induzidas pelo caminhar humano.....</i>	<i>73</i>
4.2.5	<i>Análise de Conforto humano.....</i>	<i>79</i>
4.3	Estrutura II – Rampa de acesso de um edifício para fins institucionais .....	80
4.3.1	<i>Descrição da estrutura .....</i>	<i>80</i>
4.3.2	<i>Modelo numérico.....</i>	<i>84</i>
4.3.3	<i>Análise modal .....</i>	<i>85</i>
4.3.4	<i>Análise de vibrações induzidas pelo caminhar humano.....</i>	<i>88</i>
4.3.5	<i>Análise do conforto humano .....</i>	<i>91</i>
4.4	Estrutura III – Passarela de acesso de um edifício para fins industriais e institucionais .....	93
4.4.1	<i>Descrição da estrutura .....</i>	<i>93</i>
4.4.2	<i>Modelo numérico.....</i>	<i>96</i>

4.4.3	<i>Análise modal</i> .....	97
4.4.4	<i>Análise de vibrações induzidas pelo caminhar humano</i> .....	100
4.4.5	<i>Análise de conforto humano</i> .....	106
4.5	Estrutura IV – Hall de acesso a um edifício institucional .....	108
4.5.1	<i>Descrição da Estrutura</i> .....	108
4.5.2	<i>Modelo numérico</i> .....	109
4.5.3	<i>Análise modal</i> .....	111
4.6	Estrutura V – Sistema de piso de uma sala de aula .....	115
4.6.1	<i>Descrição da estrutura</i> .....	115
4.6.2	<i>Modelo numérico</i> .....	116
4.6.3	<i>Análise modal</i> .....	118
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>122</b>
5.1	Conclusões Gerais.....	122
5.2	Sugestões para trabalhos futuros .....	124
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>125</b>

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Base de dados da Pesquisa Industrial Anual – IBGE 2008 e 2009.....	4
Figura 2.1 - Descrição qualitativa da reação humana à oscilação contínua uniforme, Fonte – Ohlsson (1982).....	10
Figura 2.2 - Posição do eixo de acordo com a posição da pessoa ISO 2631-1 (1985) ...	21
Figura 2.3 - Eixos de propagação das vibrações (MELLO, 2009) .....	22
Figura 2.4 - Curva de vibrações para aceleração em direções combinadas (eixos x, y e z), ISO 2631-1 (1989).....	23
Figura 2.5 - Curva básica de vibrações de edificações para aceleração no eixo z, ISO 2631-1 (1989).....	23
Figura 2.6 - Curva básica de vibrações de edificações para aceleração nos eixos x e y, ISO 2631-1 (1989) .....	24
Figura 2.7 - Pico de aceleração máximo recomendado para o conforto humano ISO 2631-1 (1985).....	25
Figura 2.8 - Modos de vibração típicos para (a) uma viga, (b) para um sistema de piso misto (MURRAY <i>et al.</i> , 2003).....	32
Figura 2.9 - Modos de vibração de uma placa ortotrópica (WYATT 1989).....	32
Figura 2.10 - Fator de resposta ( $\psi$ ), BS 5400: Parte 2: 2006. ....	37
Figura 2.11 - Modelo de laje ortotrópica, Smith et al. (2009) .....	40
Figura 2.12 - Registro temporal de um passo na direção vertical (a) e na horizontal (b), Alves (2008).....	43

Figura 2.13 - Componentes da série de Fourier da função de força dinâmica típica do caminhar humano sobre uma superfície rígida Ohlsson (1982) <i>apud</i> Wyatt (1989). .....	44
Figura 2.14 - Força de contato de um passo e reação do piso, Ohlsson (1982) <i>apud</i> Wyatt (1989).....	45
Figura 2.15 - Sobreposição da reação do piso com a série de Fourier, Varela (2004) ...	46
Figura 2.16 - Função de carregamento proposta por Varela (2004). .....	47
Figura 2.17 - Coeficientes dinâmicos médios para o caminhar, resultado para três pessoas obtidos por Rainer <i>et al.</i> (1985). .....	50
Figura 2.18 - Função da Força dinâmica típica do caminhar humano proposta por Varela (2004) comparada com resultados de Ohlsson (1982) <i>apud</i> Wyatt (1989). ..	51
Figura 3.1 - Os seis graus de liberdade livres para a translação e rotação para cada nó do sistema de coordenadas local (SAP2000,2012). .....	53
Figura 3.2 - Conectividade dos elementos de área e conectividade de conexão (SAP2000, 2012). .....	54
Figura 3.3 - Visualização da excentricidade entre a laje e a viga (MELLO 2009).....	55
Figura 3.4 - Estudo de convergência de malha para um dos modelos estruturais estudados. ....	57
Figura 3.5 - Diferentes tipos de amortecimento (Fonte: adaptado de Bachmann <i>et al</i> (1995).).....	58
Figura 3.6 - Representação da carga durante a caminhada (MELLO, 2009).....	60
Figura 3.7 - Variação espacial da Carga .....	61
Figura 3.8 - Aplicação da carga sobre a estrutura.....	61
Figura 4.1 – Aspecto geral da maquete do edifício para fins esportivos, no qual se localiza a rampa de acesso.....	63

Figura 4.2 - Vista geral da rampa de acesso.....	64
Figura 4.3 - Planta de Elevação Nível + 0 até 2800.....	65
Figura 4.4 - Planta de Elevação Nível +2800 até +6400. ....	66
Figura 4.5 - Elevação do Eixo 4.....	67
Figura 4.6 - Modelo geométrico tridimensional da rampa de acesso. ....	68
Figura 4.7 - Detalhe da ligação do topo das colunas A e D.....	69
Figura 4.8 - Detalhe da ligação do topo das colunas B e C. ....	69
Figura 4.9 – Modos de Vibração - Estrutural I. ....	71
Figura 4.10 - Pontos P1, P2 e P3 – Elevação Vertical – Análise experimental.....	74
Figura 4.11 – Indicação dos pontos P1, P2 e P3 no modelo geométrico tridimensional. .....	74
Figura 4.12 - Deslocamentos e acelerações ( <i>r.m.s.</i> ) para o ponto P1 na direção de Z....	75
Figura 4.13 - Deslocamentos e acelerações ( <i>r.m.s.</i> ) para o ponto P2 na direção de Z....	75
Figura 4.14 - Deslocamentos e acelerações ( <i>r.m.s.</i> ) para o ponto P3 na direção de Z....	75
Figura 4.15 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o ponto P1. ....	77
Figura 4.16 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o ponto P2. ....	78
Figura 4.17 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o ponto P3. ....	78
Figura 4.18 - Resultados de acelerações ( <i>r.m.s.</i> ) obtidos por meio da análise numérica representados sobre curvas limite de aceleração considerando o conforto humano.....	80

Figura 4.19 – Aspecto geral do edifício para fins institucionais, no qual se localiza a rampa de acesso. ....	81
Figura 4.20 - Vista geral da rampa de acesso.....	81
Figura 4.21 - Elevação do Eixo 4.....	82
Figura 4.22 - Planta de Elevação Nível + 0 até 2800.....	83
Figura 4.23 - Modelo geométrico tridimensional da rampa de acesso. ....	84
Figura 4.24 – Modos de Vibração Modelo Estrutural II.....	86
Figura 4.25 - Ponto P1 – Planta de elevação.....	89
Figura 4.26 – Ponto P1 – Modelo geométrico. ....	89
Figura 4.27 - Deslocamentos e acelerações ( <i>r.m.s.</i> ) para o ponto P1 na direção de Z....	90
Figura 4.28 - Espectro da resposta no domínio da frequência para o ponto P1 na direção Z. ....	91
Figura 4.29 - Resultado de aceleração ( <i>r.m.s.</i> ) obtido por meio da análise numérica representado sobre curvas limite de aceleração considerando o conforto humano.....	92
Figura 4.30 – Aspecto geral do edifício para fins industriais e institucionais, no qual se localiza a passarela de acesso.....	93
Figura 4.31 - Vista geral da passarela de acesso e da baia.....	94
Figura 4.32 - Planta de Elevação Nível + 6200. ....	95
Figura 4.33 - Modelo geométrico tridimensional da passarela de acesso.....	96
Figura 4.34 – Modos de Vibração do Modelo Estrutural III.....	98
Figura 4.35 - Localização dos Pontos P1 e P2 - Planta de elevação + 6200 – Análise experimental.....	101
Figura 4.36 - Pontos P1, P2, P3 e P4 – Modelo geométrico – Análise numérica.....	101

Figura 4.37 - Deslocamentos e acelerações ( <i>r.m.s.</i> ) do ponto P1 na direção de Z.....	102
Figura 4.38 - Deslocamento e aceleração ( <i>r.m.s.</i> ) do ponto P2 na direção de Z.....	102
Figura 4.39 - Deslocamento e aceleração ( <i>r.m.s.</i> ) do ponto P3 na direção de Z.....	102
Figura 4.40 - Deslocamento e aceleração ( <i>r.m.s.</i> ) do ponto P4 na direção de Z.....	103
Figura 4.41 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o ponto P1. ....	104
Figura 4.42 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o P2. ....	105
Figura 4.43 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o P3. ....	105
Figura 4.44 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o P4. ....	106
Figura 4.45 - Resultados de acelerações ( <i>r.m.s.</i> ) obtidos por meio da análise numérica representados sobre curvas limite de aceleração considerando o conforto humano.....	107
Figura 4.46 – Aspecto geral da construção do edifício para fins educacionais, no qual se localiza a passarela e a baía de acesso. ....	108
Figura 4.47 - Planta de Elevação Níveis +7186,5 a +7650.....	109
Figura 4.48 - Modelo geométrico tridimensional da baía estudada.....	110
Figura 4.49 – Modos de Vibração Modelo Estrutural IV. ....	112
Figura 4.50 – Aspecto geral do edifício para fins institucionais.....	115
Figura 4.51 - Planta de Elevação Nível + 0 até 2800.....	116
Figura 4.52 - Modelo geométrico tridimensional do sistema de piso da sala de aula. .	117
Figura 4.53 – Modos de Vibração Estrutura V. ....	119

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Frequência natural mínima requerida ABNT NBR 6118:2014. ....	20
Tabela 2.2 - Faixas dos fatores de multiplicação usados em muitos países para magnitudes satisfatórias específicas de vibrações de edifícios em relação a resposta humana ISO 2631-1 (1989). ....	22
Tabela 2-3 – Valores dos fatores de multiplicação para excitação de uma única pessoa, Smith <i>et al.</i> (2009). ....	26
Tabela 2-4 – Valores dos fatores de multiplicação para hospitais de acordo com a HTM 08-01, Smith <i>et al.</i> (2009). ....	26
Tabela 2.5 - Aceleração máxima aceitável, EN 1991-1:2003. ....	27
Tabela 2.6 - Parâmetros utilizados na avaliação da resposta dinâmica estrutural, Murray <i>et al</i> (2003). ....	34
Tabela 2.7 - Fator de configuração $K_{BS}$ , BS 5400: Parte 2: 2006. ....	36
Tabela 3.3 - Características do caminhar humano, AISC/CSIC <i>Design Guide 11</i> (2003). ....	59
Tabela 4.1 - Frequências naturais de vibração para a Estrutura I (Hz). ....	70
Tabela 4.2 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz). ....	72
Tabela 4.3 - Acelerações obtidas por diferentes metodologias. ....	76
Tabela 4.4 - Frequências naturais de vibração para a Estrutura II (Hz). ....	86
Tabela 4.5 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz). ....	87

Tabela 4.6 - Acelerações máximas obtidas pelas diferentes metodologias. ....	90
Tabela 4.7 - Frequências naturais de vibração para a Estrutura III (Hz). ....	97
Tabela 4.8 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz). ....	99
Tabela 4.9 - Acelerações máximas obtida por diferentes metodologias (r.m.s). ....	103
Tabela 4.10 - Frequências naturais de vibração para os modelos estruturais (Hz). ....	111
Tabela 4.11 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz). ....	113
Tabela 4.12 - Frequências naturais de vibração para os modelos estruturais (Hz). ....	118
Tabela 4.13 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz). ....	120

## RESUMO

PINTO, José Francisco Anunciação. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2015. **Análise numérica de vibrações em sistemas de piso misto de aço e concreto e avaliação de desempenho considerando o conforto humano.** Orientador: José Luiz Rangel Paes. Coorientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

As tendências arquitetônicas atuais e as exigências de mercado têm levado à busca de sistemas estruturais de rápida execução, com elementos estruturais mais leves e que possam vencer grandes vãos com um mínimo de elementos verticais. Normalmente, estas características têm levado à obtenção de estruturas cada vez menos rígidas, que apresentam frequências fundamentais próximas da faixa de frequência das excitações associadas às atividades humanas. O objetivo deste trabalho é realizar uma análise numérica de vibrações em sistemas de piso misto de aço e concreto e avaliar o desempenho dos mesmos considerando critérios de conforto humano. Os resultados numéricos de frequências e acelerações foram obtidos a partir do desenvolvimento de modelos numérico computacionais, através do Método dos Elementos Finitos, empregando técnicas usuais de discretização, por meio do emprego do programa SAP2000. Os resultados obtidos por meio dos modelos numéricos e de modelos analíticos simplificados foram comparados com resultados da análise experimental de vibrações. Os resultados da análise numérica foram avaliados também em função das recomendações de normas e guias de projeto nacionais e internacionais sobre vibrações, considerando o conforto humano. As estratégias adotadas para análise numérica de vibrações e os modelos desenvolvidos foram capazes simular adequadamente o comportamento dinâmico dos sistemas de piso misto de aço e concreto. Os sistemas de piso misto estudados apresentaram frequências fundamentais com valores ligeiramente superiores aos valores mínimos prescritos por normas, mas, apesar de atenderem a essas prescrições, em alguns casos as acelerações foram superiores aos limites que garantem o conforto humano.

## ABSTRACT

PINTO, José Francisco Anunciação. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February 2015. **Numerical analysis of vibrations in composite systems floor of steel and concrete and performance evaluation considering human comfort.** Advisor: José Luiz Rangel Paes. Co-advisor: Gustavo de Souza Veríssimo.

The current architectural trends and market requirements have led to search for structural quick execution systems, with lighter weight structural elements and can overpass large spans with minimal vertical elements. Typically, these features have led to obtaining increasingly less rigid structures, which have frequencies near the fundamental frequency range of excitations associated to human activities. The objective this dissertation is perform a numerical analysis of composite systems floor of steel and concrete and evaluate their performance considering human comfort criterion. The numerical results of frequencies and accelerations were obtained through the development of computer numerical models, the proposed analysis methodology adopted the usual mesh refinement techniques present in the Finite Element Method simulations implemented in the SAP2000 program. The results obtained through of numerical models and simplified analytical models have been compared with results of experimental analysis of vibrations. The results of numerical analysis were also evaluated according to recommendations of national and international standards and design guides about vibrations, considering human comfort. The strategies adopted for numerical vibration analysis and developed models were able properly simulate the dynamic behavior of composite floor systems of steel and concrete. The studied composite floor systems presented fundamental frequencies with slightly higher values than minimum values prescribed by standards, but though meet these requirements, in some cases accelerations were above the limits that ensure human comfort.

# 1

## INTRODUÇÃO

---

### 1.1 Considerações preliminares

Atualmente, as tendências arquitetônicas e as exigências de mercado vêm levando a engenharia estrutural à busca de soluções cada vez mais arrojadas, que exigem grande experiência e conhecimento dos projetistas aliados à utilização de novos materiais e tecnologias.

Estas novas concepções estruturais estão inseridas em uma das mais importantes tendências que vem orientando a evolução das técnicas de edificação dos últimos anos: a de busca por sistemas estruturais de rápida execução, dotados de peças de menor peso próprio e que possam vencer grandes vãos com um mínimo de elementos verticais, permitindo assim uma maior flexibilidade na adequação de ambientes. Entretanto, atender a estes pré-requisitos requer soluções estruturais que utilizem materiais menos deformáveis em adequadas tipologias à forma arquitetônica, o que só é possível a partir de avanços das investigações científicas tanto no campo de materiais como em análise estrutural.

Da mesma forma também vale ressaltar que o progresso na engenharia estrutural sempre esteve intimamente ligado ao progresso da ciência dos materiais, permitindo através do aumento da resistência destes que as tendências arquitetônicas e as exigências de mercado sejam atendidas. Com base em acréscimos significativos relacionados à resistência dos materiais, verifica-se, claramente, a ocorrência de uma certa redução das seções das peças estruturais, ou seja, os elementos se tornam menos rígidos e conseqüentemente leves.

Estas novas características dos elementos conduzem a sistemas estruturais com frequências naturais cada vez mais próximas da faixa de frequência de excitações associada às atividades humanas. Assim, os sistemas estruturais de pisos tornam-se vulneráveis aos efeitos de vibrações induzidas por pequenos impactos, como é o caso do caminhar de pessoas sobre o piso, e por excitações mais intensas, como é o caso das atividades rítmicas. Essas vibrações resultam em desconforto para os usuários da estrutura e, em casos menos comuns, podem até mesmo comprometer a estrutura.

Para acompanhar esta evolução, é necessário que os sistemas estruturais de pisos sejam concebidos levando em consideração esses efeitos, e assim a solução estrutural deve garantir resistência, durabilidade, segurança e conforto adequados ao tipo de ocupação a que essa estrutura se destinará.

De outra forma os projetistas estruturais têm tido cada vez mais acesso a ferramentas numérico-computacionais com elevado nível de precisão, tanto no que se refere ao seu comportamento estático quanto para o estudo dessas estruturas quando sujeitas a ações dinâmicas. De maneira a verificar melhor o desempenho destas estruturas quando submetidas a carregamentos dinâmicos, ainda na fase de projeto, a utilização de ferramentas numérico-computacionais é de grande importância na previsão e solução desses problemas.

De acordo com este contexto, esta investigação busca estudar o comportamento dinâmico de sistemas estruturais de pisos mistos (aço-concreto), quando submetidos a excitações dinâmicas oriundas de atividades humanas. Os resultados numéricos são obtidos a partir do desenvolvimento de modelos numéricos computacionais, via método dos elementos finitos, com o emprego do programa SAP2000 (2012).

Inicialmente, serão obtidas as frequências naturais e os modos de vibração dos modelos estruturais estudados. Na sequência, a resposta dinâmica das estruturas contempla uma análise acerca dos valores das acelerações (*r.m.s.*). Estes resultados serão comparados com os valores prescritos pelas principais normas e guias de projeto nacionais e internacionais.

## **1.2 Objetivos**

O objetivo geral deste trabalho é realizar a análise numérica de vibrações em sistemas de piso misto de aço e concreto e avaliar o desempenho dos mesmos considerando critérios de conforto humano.

Para alcançar o objetivo geral definem-se alguns objetivos específicos:

- identificar alguns sistemas de piso misto em edifícios para fins institucionais da Universidade Federal de Viçosa;
- estabelecer estratégias para desenvolvimento da análise numérica de vibrações em sistemas de piso misto de aço e concreto;
- desenvolver modelos de elementos finitos que sejam capazes de simular o comportamento dinâmico dos sistemas de piso misto selecionados;
- avaliar a resposta dinâmica (frequências naturais e acelerações) dos sistemas de piso misto selecionados, com auxílio dos modelos numéricos desenvolvidos e de modelos analíticos simplificados;
- comparar os resultados obtidos por meio dos modelos numéricos e dos modelos analíticos simplificados com os resultados da análise experimental de vibrações dos sistemas de piso selecionados;
- avaliar os resultados obtidos por meio da análise numérica diante das recomendações internacionais de vibrações considerando o conforto humano.

## **1.3 Justificativa e relevância do tema**

Atualmente, em diversos países do primeiro mundo, o aço é o material preferido para construção. O consumo de aço destinado às estruturas metálicas no Brasil passou de 324 mil toneladas em 2002 para 1,6 milhões de toneladas em 2009, segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Os investimentos do BNDES destinados a empresas do setor saltaram de cerca de

R\$ 6 milhões em 2001 para mais de R\$ 156 milhões em 2010. Ainda de acordo com o IBGE (FALEIRO *et. al*, 2012), as empresas de estruturas metálicas, que compõem o grupo das indústrias de fabricação de produtos de metal, tiveram uma participação de 16,3% (R\$ 8,81 bilhões) no faturamento desse grupo em 2008 e 18% (R\$ 8,80 bilhões) em 2009. Esses números colocaram este segmento como um dos mais importante em 2009 (Figura 1.1).

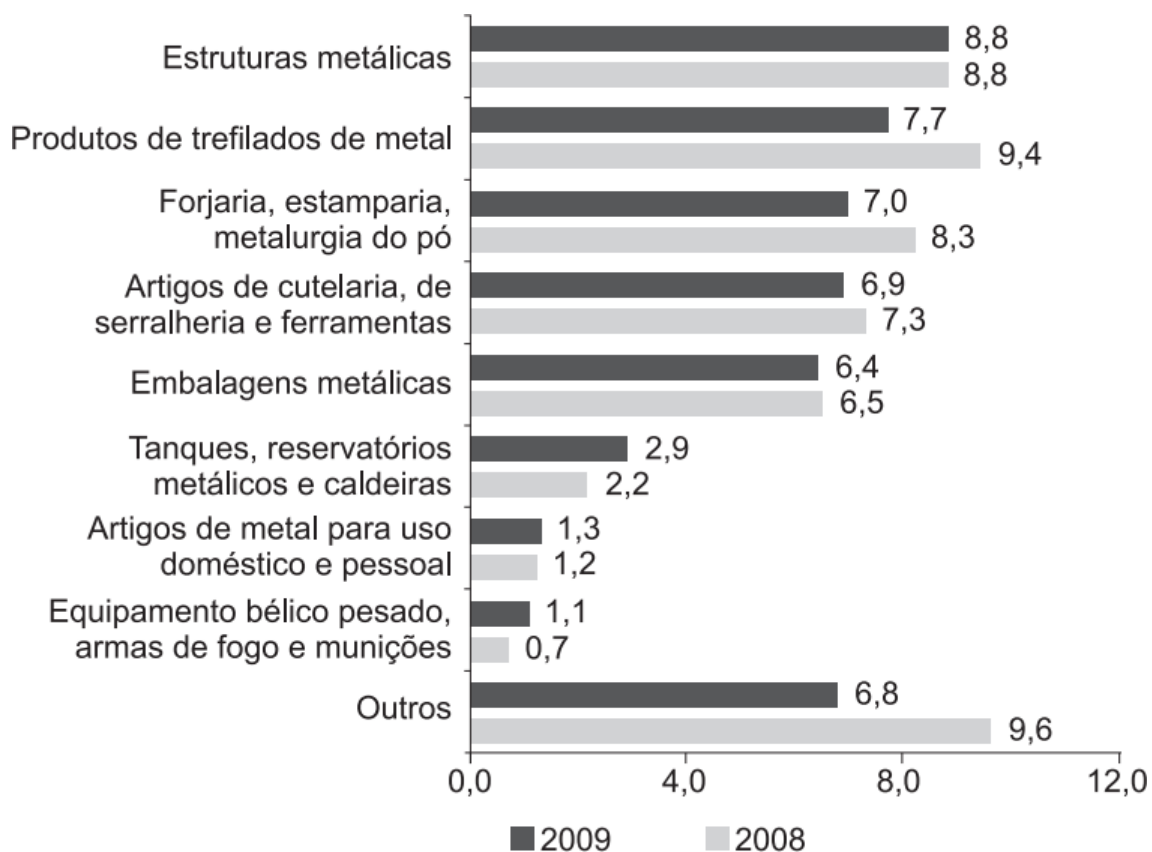


Figura 1.1 – Faturamento da indústria de fabricação de produtos de metal em 2008 e 2009 (em R\$ bilhões) (FALEIROS *et. al*, 2012).

No Brasil a utilização de estruturas mistas ficou restrita a alguns poucos edifícios entre os anos de 1950 e 1960, além de pequenas pontes. No entanto, nas últimas duas décadas, com a queda de custos da construção metálica, proporcionada principalmente pela redução do preço do aço estrutural e o nível tecnológico utilizado no projeto das estruturas mistas, a demanda por esses sistemas construtivos tem aumentado substancialmente.

As estruturas mistas de aço e concreto têm sido cada vez mais utilizadas na construção civil brasileira nas últimas décadas. As vantagens de utilizar os sistemas mistos são bem conhecidas e advêm do fato de os dois materiais, aço e concreto, trabalharem à tração e à compressão, respectivamente, situação em que se obtém o melhor desempenho de ambos os materiais estruturais.

Minas Gerais desempenha um papel singular no contexto brasileiro do desenvolvimento do uso do aço na construção civil. Minas produz cerca de 40% de todo o aço brasileiro e, com destaque para Belo Horizonte, é o maior centro de desenvolvimento de construções metálicas do Brasil. A boa experiência com a construção metálica no Brasil e, em particular, no Estado de Minas Gerais, vem incentivando o desenvolvimento desta tipologia construtiva em diversas regiões. Na Zona da Mata mineira, os bons resultados que vêm sendo alcançados com a construção metálica na Universidade Federal de Viçosa têm servido de referência para o desenvolvimento de novos empreendimentos.

Com o surgimento de aços de maior resistência mecânica torna-se cada vez mais viável reduzir a altura total de um sistema de pisos mistos, tendo-se em consideração os critérios de resistência. No entanto, maior será a deformabilidade desses sistemas, o que aumenta a importância do controle de flechas e vibrações. Assim, as limitações relativas à etapa de serviço podem controlar o dimensionamento de uma estrutura.

Neste contexto, a análise de vibrações nos sistemas de pisos mistos tem adquirido uma importância cada vez maior no projeto de estruturas. Por outro lado, geralmente as normas técnicas não definem procedimentos de cálculo simplificados para avaliação das características dinâmicas desses sistemas.

O monitoramento de estruturas existentes cresceu em todo o mundo nos últimos anos devido ao grande desenvolvimento da informática e dos sistemas de aquisição de sinais. No entanto, no Brasil a experiência com o monitoramento de estruturas ainda é muito recente, apesar da grande importância do assunto.

A realização de análises numéricas em sistemas de pisos mistos cria a possibilidade de aferir os modelos analíticos e permite analisar a resposta de estruturas com geometria e

sistemas estruturais complexos. Além disso, a definição dos níveis de vibrações aceitáveis em função de critérios de conforto humano também se viabiliza com a análise numérica. Sob outro ponto de vista, a determinação das características dinâmicas em sistemas de piso com auxílio da análise numérica também permite avaliar o efeito de eventuais modificações introduzidas numa estrutura para correção de problemas de vibração.

Em função desse contexto, a análise numérica de vibrações em sistemas de piso misto de aço e concreto e a avaliação de desempenho considerando o conforto humano em edifícios de múltiplos andares é um tema que pode contribuir com o avanço da construção metálica no Brasil.

## **1.4 Estrutura da dissertação**

Com o intuito de atender aos objetivos descritos anteriormente, este trabalho de pesquisa está subdividido em cinco capítulos, descritos a seguir.

No Capítulo 2 – Fundamentação Teórica faz-se uma revisão bibliográfica sobre análise dinâmica de estruturas mistas de aço e concreto submetidas a atividades humanas, bem como recomendações sobre limites de vibração segundo critérios de conforto humano definidos em normas e guias de projeto. Além disso, são apresentados modelos analíticos simplificados para verificação de vibrações e estratégias para análise numérica.

No Capítulo 3 – Estratégias para Análise Numérica de Vibrações descreve-se os tipos de elementos finitos empregados na análise, a malha utilizada, a modelagem do amortecimento e a metodologia adotada para representação dos carregamentos dinâmicos.

No Capítulo 4 – Análise Numérica de Vibrações em Sistemas de Pisos Mistos dedica-se à descrição dos modelos estruturais investigados, assim como a apresentação e discussão dos resultados obtidos nas análises modais e dinâmicas dos modelos estruturais estudados.

Por último, no Capítulo 5 – Conclusões são apontadas as principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

# 2

## FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

---

### 2.1 Considerações preliminares

A maioria dos problemas de vibrações em sistemas de piso geralmente envolvem ações dinâmicas relacionadas com as forças repetidas causadas por máquinas, equipamentos ou por atividades humanas, tais como: dançar, saltar, correr, aeróbica (ginástica) ou caminhar.

Ao longo do tempo foram desenvolvidas algumas metodologias com o objetivo de avaliar o conforto humano frente às vibrações produzidas por determinadas atividades. Geralmente, essas metodologias requerem o cálculo da frequência natural do sistema de piso e da máxima amplitude da aceleração, velocidade ou deslocamento para uma excitação de referência. A avaliação da condição de serviço é feita em função de uma escala de conforto humano estabelecida em cada metodologia de cálculo.

Embora os critérios de projeto para avaliação dos níveis de vibração induzida por atividades rítmicas humanas sejam conhecidos há muitos anos, só recentemente foi possível aplicá-lo para o projeto de estruturas de piso. A principal razão foi relacionada à complexidade considerável do problema, onde a resposta dinâmica do sistema estrutural, geralmente envolve um elevado número de modos de vibração. Além disso nos problemas associados a pessoas andando as forças mudam sua localização, tornando a análise ainda mais difícil.

Ao longo dos últimos anos, uma série de estudos têm indicado que o problema pode ser simplificado para ser devidamente aplicado na prática de projeto. Muitas pesquisas foram realizadas e estão sendo realizadas na área da percepção humana de vibração de corpo inteiro e resposta humana à vibração. De acordo com Holmlunf e Lunntom. (1998) as

respostas humanas às vibrações podem ser divididas em cinco categorias: percepção, desconforto, interferência nas atividades, mal estar e ocorrência de problemas de saúde devido às vibrações. No caso de vibrações em edifícios de múltiplos andares em estrutura mista de aço e concreto para fins residenciais ou comerciais, a resposta principal é o desconforto ou aborrecimento.

Neste capítulo serão discutidas as questões de sensibilidade do ser humano quando exposto a vibrações, onde são expostas as principais normas e guias de projetos com recomendações referentes aos limites aceitos para o atendimento aos critérios de conforto humano em sistemas de piso misto e critério para minimização do seu efeito, além de apresentar os modelos analíticos para análise de vibrações e os parâmetros dinâmicos que influenciam na modelagem numérica das ações humanas.

## **2.2 Sensibilidade humana às vibrações**

A resposta humana ao movimento do piso é um fenômeno muito complexo, envolvendo a magnitude do movimento, o ambiente em questão e a sensibilidade humana. De forma que um movimento contínuo pode ser mais perturbador que um movimento causado por um impacto transiente, assim como, o começo da percepção do movimento dos pisos em um local de trabalho barulhento e cheio pode ser maior que para um apartamento calmo. Do mesmo modo que a reação de um cidadão idoso morando no décimo quinto andar pode ser considerada diferente daquela de um adulto ou jovem morando em um apartamento no segundo andar, se ambos estiverem sujeitos ao mesmo movimento (MOREIRA, 2004).

A reação das pessoas que sentem a vibração depende fortemente do que elas estão fazendo. Pessoas em escritórios ou residências não aceitam vibrações com picos superiores a aceleração de 0,5% da aceleração da gravidade, enquanto que pessoas tomando parte de uma atividade rítmica irão aceitar vibrações aproximadamente 10 vezes maiores do que isso.

A percepção humana à vibração é sensível quando se trata em notar a presença de movimentos dinâmicos e insensível quando ocorre uma mudança quantitativa na

amplitude da vibração. Se uma pessoa é solicitada para expressar a opinião sobre sua percepção de vibração em dois quartos diferentes em ocasiões separadas, ela não fará distinção a menos que a diferença quantitativa seja de pelo menos um fator de 2. Reações humanas nesse nível são substancialmente psicológicas, dependendo da sutileza da atividade sendo desempenhada. Embora a vibração do piso possa induzir a um senso de insegurança em algumas pessoas, deve ser dada ênfase que a percepção de vibração do piso não implica em falta de segurança estrutural (MOREIRA, 2004).

As grandes amplitudes de oscilação para frequências na faixa de 2 a 20 Hz podem provocar deformações significativas no corpo humano, incluindo ressonância de órgãos específicos, aumentando a sensação de desconforto, prejudicando a habilidade em desenvolver tarefas mecânicas e até mesmo provocando lesões. Os critérios apropriados para ambientes de residências e de escritórios são associados a níveis intermediários de vibração, para os quais os efeitos fisiológicos ficam em segundo plano em relação aos fatores psicológicos. A importância dos fatores psicológicos faz com que seja difícil quantificar a reação humana para estes níveis de vibração. Qualquer experimento no qual a pessoa sabe que sua reação está sendo testada é claramente sujeito à dúvida.

No limite inferior da faixa de frequência intermediária, dentro do intervalo de 2 a 20 Hz (Figura 2.1), a reação é fortemente ligada ao sentimento de insegurança, baseado na associação instintiva dos movimentos perceptíveis em uma estrutura sólida com uma expectativa de inadequação estrutural ou falha. Para o limite superior da faixa de frequência, a reação é fortemente ligada aos níveis de barulho associados. Devido à larga faixa de frequências a ser coberta, é usual plotar contornos indicando a reação humana em escalas logarítmicas de frequência e amplitude de resposta.

A verificação do piso quanto ao critério de conforto humano devido às vibrações impostas por atividades humanas é realizada confrontando-se as acelerações obtidas como resposta do piso com aquelas acelerações limites estabelecidos pelas normas. Como as normas apresentam os resultados em curvas que são funções da frequência da vibração, é importante conhecer qual a frequência predominante na estrutura, seja experimental ou numericamente.

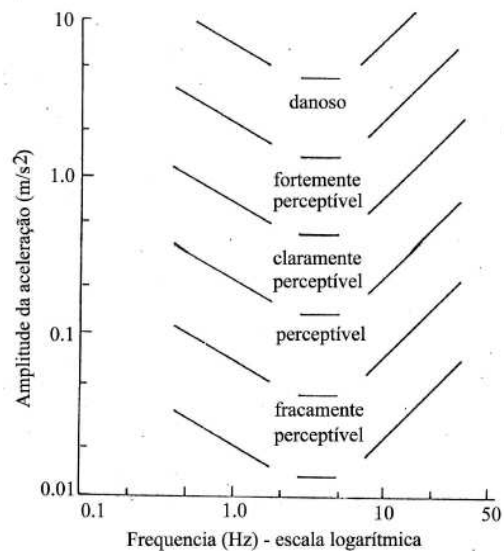


Figura 2.1 - Descrição qualitativa da reação humana à oscilação contínua uniforme, Fonte – Ohlsson (1982).

Alguns fatores que influenciam o nível de percepção e o grau de sensibilidade das pessoas (MOREIRA, 2004) sujeitas à vibração são:

- tempo de exposição: a tolerância humana decai com o aumento do tempo de exposição.
- características do piso: frequência natural, amortecimento e massa.
- nível de expectativa: ansiedade e desconforto podem ser reduzidos se os ocupantes forem alertados da natureza da vibração e assegurados que nada ameaçará sua segurança.
- características da fonte de excitação: amplitude, frequência e duração.
- tipo de atividade realizada: o nível de percepção varia com a natureza da atividade que está sendo realizada pelo ocupante. Pessoas fazendo ginástica aceitam maiores vibrações que outras trabalhando em escritórios.
- amortecimento: se o movimento estrutural é amortecido mais rápido, haverá maior tolerância à vibração.

- posição do corpo humano: a Figura 2.2 mostra um sistema de coordenadas em relação ao corpo humano. Dependendo da posição da pessoa, diferentes valores de acelerações limites são estabelecidos.

### **2.3 Estudos realizados por outros autores**

A tendência de se ter lajes com baixas frequências naturais próximas às frequências que caracterizam o carregamento gerado pela atividade humana levam à ocorrência de vibrações excessivas. Como dito anteriormente, é um conjunto de fatores como baixa rigidez do projeto, utilização da estrutura para atividades não previstas no projeto original, e ocorrência de atividades rítmicas, que contribuem para esses problemas de vibrações em lajes.

Originam-se destes fatores a importância de entender o comportamento dinâmico das estruturas, em especial das lajes, bem como a natureza das cargas dinâmicas que atuam sobre elas. Tais cargas dinâmicas podem produzir vibrações elevadas num nível que pode provocar desconforto humano e até comprometer a segurança da própria estrutura. Casos de problemas ocorridos em estruturas com carregamento humano são bastante conhecidos mundialmente, como o caso da *Millennium Footbridge* (Dallard *et al.* 2001).

Vários casos de vibrações induzidas em lajes de edifícios por atividades humanas vêm sendo estudados ao longo dos anos. A ocorrência de vibrações excessivas nestas estruturas pode ocorrer mesmo em lajes bem dimensionadas nos estados limites de utilização e de ruptura, pois os carregamentos humanos ocorrem essencialmente em baixas frequências, por vezes muito próximas às frequências naturais da estrutura, causando vibrações perceptíveis ao ser humano.

Antigamente acreditava-se que o efeito da carga dinâmica poderia ser substituído pela majoração da carga estática. Hoje em dia, sabe-se, através de vários estudos e testes experimentais desenvolvidos no decorrer dos anos, que essa simples majoração dos esforços está incorreta, pois a análise dos efeitos causados pela carga dinâmica é muito diferente da análise da carga estática. Sem contar a singularidade de cada tipo de

atividades geradoras de excitação, que possui sua frequência, amplitude e forma de carregamento própria, levando o sistema estrutural a diferentes perturbações.

Devido a essas considerações, na década de 20, várias arquibancadas de estádios ruíram devido a atividades humanas. Com isso houve uma maior preocupação com a segurança dessas estruturas, sendo então solicitado a ASA, *American Standards Association* (atual ANSI, *American National Standards Institute*), que fosse criado um comitê para padronização dessas estruturas. Em 1950, alguns anos após a criação desse comitê, houve uma revisão dessas recomendações, devido a vários acidentes que continuaram ocorrendo, porém as cargas prescritas se mantiveram.

Wiss e Parmalee (1974), com intuito de avaliar a percepção humana das vibrações que ocorrem em pisos comuns de edificações, realizaram investigações a partir de algumas funções de carregamento propostas. Esses autores submeteram um grupo de 40 pessoas a um tipo de onda projetada para simular a vibração normalmente encontrada em sistemas estruturais de pisos com o objetivo de estudar, experimentalmente, a reação humana às vibrações transientes verticais em termos de frequência, deslocamento máximo e amortecimento.

No início dos anos 30, Reiher e Meister (1946), submeteram um grupo de pessoas em pé a vibrações permanentes com frequências de 5 a 100 Hz e amplitudes de 0,01 a 10 mm, e anotaram reações na faixa de “raramente perceptível” a “intolerável”.

Na década de 60, surgiram problemas com vibrações induzidas por pessoas caminhando nos pisos que satisfaziam o critério tradicional de rigidez. Em 1966, Lenzen (1966), determinou que amortecimento e massa, e não mais rigidez, são os fatores mais importantes na prevenção de vibrações de pisos causados por atividades humanas. Após estudar um certo número de sistemas de pisos composto por vigas de aço e lajes de concreto, Lenzen (1966), sugeriu que a escala original de Reiher e Meister (1946) somente fosse aplicável a sistemas de pisos com amortecimento crítico menor que 5% se a amplitude da escala fosse aumentada por um fator de 10. Entretanto, Lenzen (1966) não sugeriu limites na frequência ou amplitude para assegurar a aceitabilidade dos pisos.

Em 1969, Smith (1969), conduziu testes em uma plataforma flexível promovendo oscilações por meio de pedestres cruzando a plataforma, com largura suficiente para causar desconforto ao pedestre.

Em 1975, Murray (1975), após testar e analisar vários sistemas de pisos com vigas de aço e lajes em concreto, sugere que sistemas com amortecimento crítico na faixa de 4% a 10% que estiverem situados acima da linha média da região “claramente perceptível” na escala modificada de Reiher e Meister (1946), irão gerar queixas dos ocupantes, e sistemas na faixa “fortemente perceptível” serão inaceitáveis para ocupantes e proprietários.

Em 1976, Allen e Rainer (1975), desenvolveram um critério de projeto simples, baseado na resposta do impacto do calcanhar, para levar o amortecimento e a massa em consideração. Este critério foi introduzido no apêndice do Canadian Design Standard for Steel Structures (1989).

Em 1981, Murray (1981), recomendou um critério de projeto baseado nos dados de ensaios de 91 pisos medidos. Mais recentemente, um critério para passarelas foi introduzido no BSI British Standard, BS 5400 (2006), e no *Ontario Highway Bridge Design Code*, ONT83 (1983), baseados na resposta da ressonância a uma força senoidal.

Baseados nos resultados dos ensaios de plataforma instrumentada, Ohlsson (1982), Allen, Rainer e Pernica (1985), Bachmann e Ammann (1987), entre outros, descreveram a função representativa do carregamento gerado por atividades humanas como uma série de Fourier, composta por uma parcela estática correspondente ao peso da pessoa, mais uma parcela devida à carga dinâmica associada à natureza da atividade.

Em 1989, o código *International Organization for Standardization*, ISO 2631/2 (1989), foi escrito para cobrir diversos ambientes vibracionais. A ISO 2631/2 (1989) fornece limites de aceleração para vibrações mecânicas em função do tempo de exposição e da frequência, para as direções longitudinais e transversais de uma pessoa em pé, sentada ou deitada.

Ji e Ellis (1994), ao estudarem carregamentos gerados por alguns tipos de danças rítmicas, concluíram que, em alguns casos, a multidão deve ser modelada como sistema massa-

mola-amortecedor, por verificarem que, quando há um contato relativamente curto entre as pessoas e a estrutura, a massa do corpo não vibra juntamente com a estrutura. Tal consideração pode ganhar relevância numa análise, pois quando se assume que um grupo de pessoas se encontra parado sobre uma estrutura, significa um aumento da massa total da estrutura, o que implicaria em uma redução da frequência natural da estrutura.

Além disso, eles verificaram que a posição da pessoa sobre a estrutura influenciava significativamente no amortecimento da estrutura. Em testes experimentais realizados por Ji e Ellis (1994) observou-se que a taxa de amortecimento de uma pequena estrutura utilizada nas análises aumentava significativamente quando a pessoa se encontrava de pé ou sentada sobre a mesma. Ao substituir a pessoa por uma massa equivalente, a frequência natural diminuía e a taxa de amortecimento permanecia a mesma.

Uma importante contribuição, no Brasil, é dada por Alves (1998), ao realizar estudos experimentais com atividades humanas numa plataforma rígida. Em seu trabalho, ela obteve os valores dos coeficientes de Fourier para os primeiros harmônicos da carga dinâmica, verificou que esses coeficientes estavam bem próximos dos recomendados pelo CEB (1991) e verificou que esses coeficientes podem ser influenciados por características individuais, tais como idade, habilidade física, e a forma como os indivíduos realizam as atividades, além dos tipos de calçados utilizados durante a realização das atividades.

Faisca (2003), ao dar continuidade ao trabalho de Alves (1997), descreve matematicamente as cargas dinâmicas geradas por atividades humanas onde existe a perda de contato com a estrutura, como saltos (com e sem estímulo), ginástica aeróbica, torcidas de futebol e plateias de show, com base em resultados experimentais.

Os ensaios experimentais foram realizados em uma estrutura mista (aço-concreto), com dimensões de 12,20 x 2,20 x 0,1 m e apoios em três posições diferentes para variar a rigidez da estrutura e, conseqüentemente, analisar as alterações sofridas pela carga devido à interação pessoa-estrutura. Para análise dos resultados experimentais e ajustes de um modelo analítico, são propostas funções de carregamento associadas às atividades com e sem sincronismo, permitindo que estas funções possam ser aplicadas em projetos de estruturas que contemplem grandes multidões.

Por meio de investigações experimentais, Batista e Varela (2002) constataram que os problemas envolvendo excitações dinâmicas produzidas por atividades humanas são mais agudos e frequentes em painéis contínuos que apresentam multimodos de vibração, tais como os painéis contínuos de lajes mistas, lajes em grelha, lajes nervuradas e lajes pré-moldadas em concreto armado.

Varela (2004), baseado em relatórios técnicos que permitiram registrar a reação total do piso gerada durante uma caminhada sobre plataformas rígidas, propôs uma equação matemática que pudesse representar a magnitude dessa reação. A metodologia desenvolvida por Varela (2004) permitiu progredir nas estratégias de modelagem da carga humana gerada durante a caminhada. A sua representação matemática era acompanhada de um fator importante e geralmente ignorado nas estratégias de modelagem de cargas humanas. Nesse modelo matemático considera-se o pico transiente representativo do impacto do calcanhar sobre o piso, o qual gera respostas bem significativas em termos de análise dinâmica.

Moreira (2004) realizou diversas análises em painéis típicos, modelados com o método dos elementos finitos, utilizando o programa ANSYS e SAP2000, visando um melhor entendimento da influência de parâmetros estruturais como variação do vão e rigidez das vigas. Os resultados, em termos de acelerações induzidas por cargas impulsivas e decorrentes do caminhar de pessoas, foram examinados segundo normas e recomendações internacionais.

Davis (2008) apresentou três métodos relativamente simples de previsão das baixas frequências de vibração em sistemas de pisos mistos devido ao caminhar humano. O método se baseia na análise por elementos finitos, utilizando o programa SAP2000. Davis realizou em paralelo um programa experimental com três modelos laboratoriais onde foram realizadas ensaios dinâmicos utilizando um agitador eletrodinâmico e utilizando técnicas de análise experimental modal. Foram estimadas as propriedades modais: frequências naturais, modos de vibração, e taxas de amortecimento.

As respostas dos ensaios de vibração induzidas pelo caminhar humano foram medidas várias vezes para cada um dos caminhantes individuais que excitaram os modelos

experimentais segundo os sub harmônicos da frequência natural de vibração dos mesmos. Os métodos propostos foram utilizados, junto com os dados das taxas de amortecimento e pesos dos voluntários da análise experimental, para prever as propriedades modais e respostas do caminhar humano em comparação com os valores da análise experimental encontrada nos ensaios dinâmicos. Os métodos encontrados foram razoavelmente precisos, contendo grande dispersão de dados e estando a favor da segurança. Os resultados destas comparações foram utilizados para desenvolver recomendações de projeto, incluindo fatores de redução por conta do conservadorismo.

Almeida (2008) desenvolveu de uma metodologia de análise centrada na resposta de um sistema estrutural de treliças metálicas mistas submetido a cargas provenientes de atividades humanas rítmicas. O carregamento dinâmico foi obtido através de testes experimentais com indivíduos praticando atividades rítmicas e não rítmicas. A metodologia de análise proposta adota técnicas usuais de discretização presentes no MEF (Método dos Elementos Finitos), com base no emprego do programa ANSYS. O sistema estrutural experimental investigado consistiu em um ambiente de restaurante com uma área de dança adjacente. O estudo paramétrico considerou uma correlação entre os resultados numéricos e analíticos. Os valores das acelerações de pico foram comparados com os limites recomendados por normas de projeto, baseando-se em critérios de conforto humano. Os resultados indicaram que os limites sugeridos pelas normas de projetos não foram satisfeitos. Tal fato indica que estas atividades rítmicas podem gerar picos de aceleração que ultrapassam os limites estabelecidos em recomendações de projeto.

Mello (2009) avaliou a resposta dinâmica não-linear geométrica de sistemas estruturais de pisos mistos (aço-concreto), em regime de interação total e parcial, quando submetidos a excitações dinâmicas oriundas de atividades humanas. Técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, com base no emprego do programa ANSYS. Foram desenvolvidos modelos de carregamento, de modo a representar de forma mais realista a excitação dinâmica induzida pelos seres humanos, aplicando os mesmos sobre painéis de pisos mistos (aço-concreto) nos quais foram consideradas a ortotropia, a interação parcial e as ligações semirrígidas, com o objetivo de se avaliara resposta dinâmica desse tipo de estrutura.

Langer (2009) estudou o comportamento dinâmico de pisos mistos (aço-concreto), em edificações de andares múltiplos, sob o ponto de vista de conforto humano, quando essas estruturas encontram-se submetidas às atividades rítmicas provenientes dos seres humanos. A definição das ações dinâmicas atuantes sobre os modelos estruturais foi feita com base em resultados experimentais, com os indivíduos praticando atividades rítmicas e não rítmicas associadas à ginástica aeróbica e saltos à vontade. A análise fundamentou-se na modelagem computacional dos sistemas estruturais, através do Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando técnicas usuais de discretização, por meio do emprego do programa ANSYS (2009). Uma análise paramétrica foi desenvolvida sobre três modelos estruturais, com dois, três e quatro pavimentos. Os resultados dos valores das acelerações máximas foram encontrados e comparados com os limites propostos pelas recomendações internacionais, mostrando que os limites recomendados em diversas normas de projeto foram ultrapassados. Esses resultados demonstram que atividades rítmicas oriundas dos seres humanos podem gerar acelerações de pico elevadas, violando critérios de projeto, no que concerne ao conforto humano. Foi observado também que estas ações dinâmicas podem comprometer o conforto humano em pisos adjacentes, próximos do local onde a carga dinâmica está sendo efetivamente aplicada.

Silva (2010) apresentou os resultados de uma análise experimental e numérica de uma passarela onde foi apresentado um modelo numérico para análise da estrutura desenvolvido no programa de análise estrutural SAP2000. De modo a poder melhorar e confirmar o modelo, foi feita a monitoriões experimentais para avaliação do comportamento dinâmico da estrutura. Desta forma, inferiu-se as características dinâmicas naturais da ponte. Através da confrontação dos valores experimentais com os numéricos, foi possível obter um modelo que se ajusta adequadamente ao real funcionamento da estrutura. Finalmente, foi feito uma análise dos resultados, comparando os níveis de vibração com os limites regulamentares existentes, nas normas em vigor disponíveis.

Mendes (2014) investigou o comportamento dinâmico de três passarelas de pedestres mistas (aço-concreto) localizadas no Rio de Janeiro, submetidas ao caminhar humano. Deste modo, foram desenvolvidos modelos numérico-computacionais, onde foram adotadas as técnicas

tradicionais de refinamento presentes em simulações do Método de Elementos Finitos, com base no uso do software ANSYS. Os valores de aceleração de pico e aceleração (*r.m.s.*) encontrados na investigação indicaram que as passarelas analisadas apresentaram problemas relacionados com o conforto humano. A fim de reduzir as vibrações excessivas nas passarelas, uma investigação foi realizada com base em alternativas de controle estrutural, a partir do emprego de sistemas de atenuadores dinâmicos sintonizados (A.D.S.).

## **2.4 Critérios de projeto com vistas à minimização dos efeitos da vibração**

### **2.4.1 Considerações preliminares**

Várias normas, critérios de projeto e guias práticos têm sido desenvolvidos ao longo dos anos, com a finalidade de servirem de base a projetistas e construtores, a fim de minimizar os efeitos nocivos das vibrações.

Neste capítulo são apresentadas algumas recomendações de normas técnicas nacionais e internacionais e guias de projeto para a análise de vibrações em sistemas de piso, considerando o conforto humano.

### **2.4.2 ABNT NBR 8800 (2008)**

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 o problema de vibrações em pisos pode ser avaliado segundo uma avaliação precisa ou simplificada.

No caso da avaliação precisa, deve ser considerado os seguintes aspectos na análise dinâmica:

- as características e a natureza das excitações dinâmicas, como, por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;
- os critérios de aceitação para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso;
- a frequência natural da estrutura do piso;
- a taxa de amortecimento modal;
- os pesos efetivos do piso.

Em se tratando de uma avaliação simplificada para atividades humanas normais, essa norma descreve o seguinte:

Nos pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências e escritórios, a menor frequência natural não pode ser inferior a 4 Hz. Essa condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como bi apoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço, não for superior a 20mm respectivamente

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

### **2.4.3 ABNT NBR 6118 (2014)**

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a análise das vibrações pode ser feita em regime linear elástico no caso das estruturas usuais. Para assegurar um comportamento satisfatório das estruturas sujeitas à vibração, deve-se afastar o máximo possível a frequência natural da estrutura ( $f$ ) da frequência crítica ( $f_{crítica}$ ), que depende da destinação da respectiva edificação.

$$f = 1,3f_{Crítica} \quad (2.1)$$

O comportamento das estruturas sujeitas às ações dinâmicas cíclicas que originam vibrações pode ser modificado por meio de alterações de alguns fatores, como ações dinâmicas, frequência natural (pela mudança da rigidez da estrutura ou da massa em vibração) e o aumento das taxas de amortecimento estrutural. Na falta de valores

determinados experimentalmente, deve-se adotar os valores indicados na Tabela 2.1 para a  $f_{crítica}$ .

Tabela 2.1 - Frequência natural mínima requerida ABNT NBR 6118:2014.

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

A ABNT NBR 6118:2014 recomenda que, em casos especiais, onde suas prescrições não puderem ser atendidas, uma análise dinâmica mais acurada deve ser realizada, conforme estabelecido em recomendações internacionais, enquanto não existir norma brasileira específica sobre o tema.

#### **2.4.4 ISO 2631/1 (1985)**

Segundo a ISO 2631/1 (1985), as vibrações afetam as pessoas de muitas formas, causando desconforto, problemas de saúde, diminuição da capacidade de concentração e eficiência no trabalho ou enjôo, no caso de vibrações de baixíssima frequência. A vibração das edificações pode alterar o conforto dos ocupantes a partir da frequência, da direção que atinge o corpo humano e de seu comportamento ao longo do tempo, se contínua, intermitente ou transitória. Além disso, a percepção e tolerância à vibração dependem do local, do tipo de atividade, do horário e da expectativa de conforto.

Segundo esta norma, são definidos métodos de medida da vibração de corpo inteiro e indicados os principais fatores que se combinam para determinar o grau de aceitabilidade à exposição da vibração. O texto apresenta informações e orienta, quanto aos possíveis efeitos da vibração sobre a saúde e o conforto, apresentando três níveis de sensibilidade humana às vibrações:

1) limite da redução do conforto: quando atividades como comer, ler e escrever são prejudicadas com o nível de vibração a que as pessoas ficam expostas;

2) queda da eficiência: ocorre deficiência na realização de determinada atividade, podendo ocasionar, no caso de longa exposição, efeitos de fadiga nas pessoas;

3) limite do tempo de exposição – define o limite máximo que uma pessoa pode ficar exposta a uma perturbação sem que possa causar algum dano à saúde e a sua segurança.

#### **2.4.5 ISO 2631/2 (1989)**

A ISO 2631-2 (1989) sugere que, para ambientes específicos, é possível avaliar o efeito das vibrações sobre o conforto das pessoas usando o valor quadrático médio (eficaz) da aceleração medida num período representativo. Ela apresenta um guia para aplicação da ISO 2631-1 (1985) sobre resposta humana à vibração dos prédios, incluindo curvas, em função da frequência. Estas curvas são estabelecidas conforme o eixo em que a vibração atinge o corpo humano (x-frontal, y-lateral ou z-longitudinal) em pé, sentado ou recostado, conforme mostra a Figura 2.2.

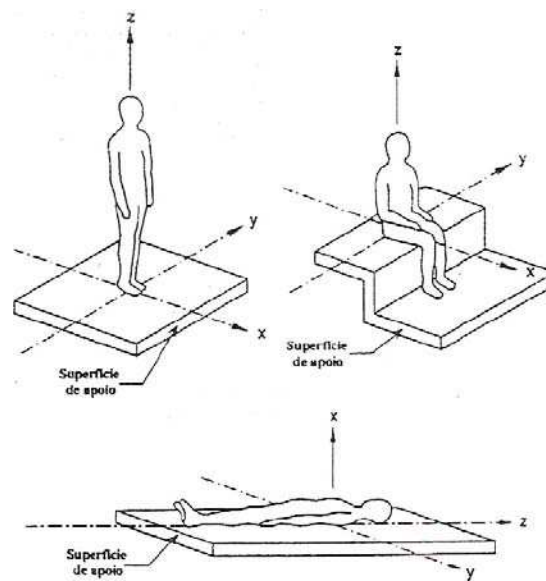


Figura 2.2 - Posição do eixo de acordo com a posição da pessoa ISO 2631-1 (1985)

A vibração transmitida para o corpo é dada através das superfícies de apoio, ou seja, os pés, para uma pessoa de pé; pés, nádegas e costas, para uma pessoa sentada e as superfícies de apoio de uma pessoa recostada ou deitada.

A vibração é definida por três variáveis: a frequência (Hz), a aceleração máxima sofrida pelo corpo ( $m/s^2$ ) e a direção do movimento conforme mostra a Figura 2.3 através de três eixos: x (das costas para frente), y (da direita para esquerda) e z (dos pés à cabeça).

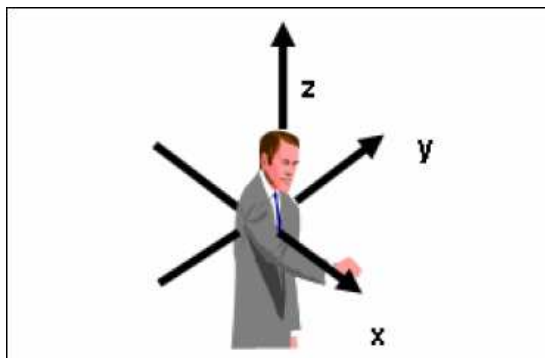


Figura 2.3 - Eixos de propagação das vibrações (MELLO, 2009)

Para a avaliação da influência da vibração sobre o conforto humano em edifícios, as acelerações em *r.m.s.* (*root mean square*), obtidas na Figura 2.4, na Figura 2.5 e na Figura 2.6, são multiplicados pelos valores da Tabela 2.2, que são estabelecidos em função do tipo de ocupação, do período de tempo e do tipo de vibração.

Tabela 2.2 - Faixas dos fatores de multiplicação usados em muitos países para magnitudes satisfatórias específicas de vibrações de edifícios em relação a resposta humana ISO 2631-1 (1989).

Local	Tempo	Tempo Vibrações contínuas ou intermitentes	Vibrações por excitação transiente com várias ocorrências ao dia
Áreas de trabalho críticas (salas de operação de hospitais, laboratórios de precisão, etc.)	Dia e noite	1	1
Residências	Dia	2 a 4	30 a 90
	Noite	1,4	1,4 a 20
Escritórios	Dia e noite	4	60 a 128
Salões de conferência e oficinas	Dia e noite	8	90 a 128

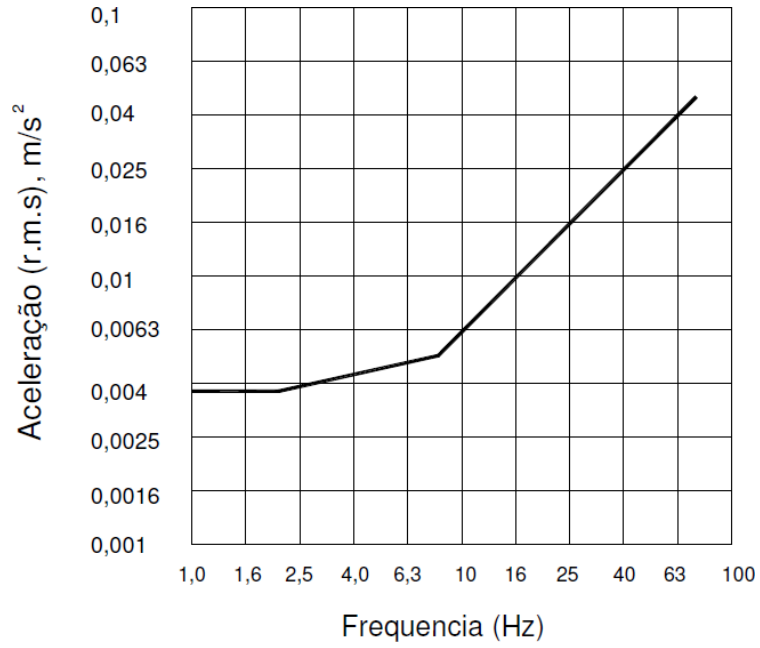


Figura 2.4 - Curva de vibrações para aceleração em direções combinadas (eixos x, y e z), ISO 2631-1 (1989).

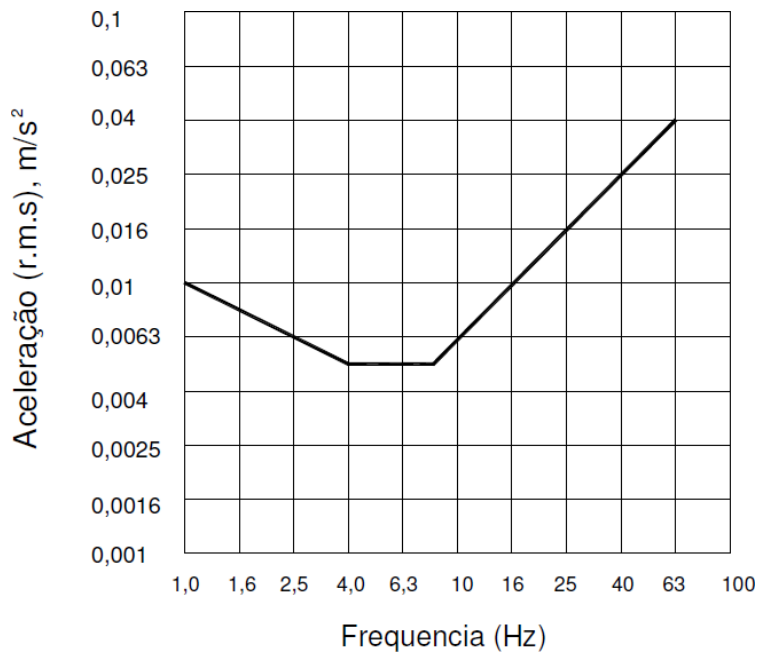


Figura 2.5 - Curva básica de vibrações de edificações para aceleração no eixo z, ISO 2631-1 (1989).

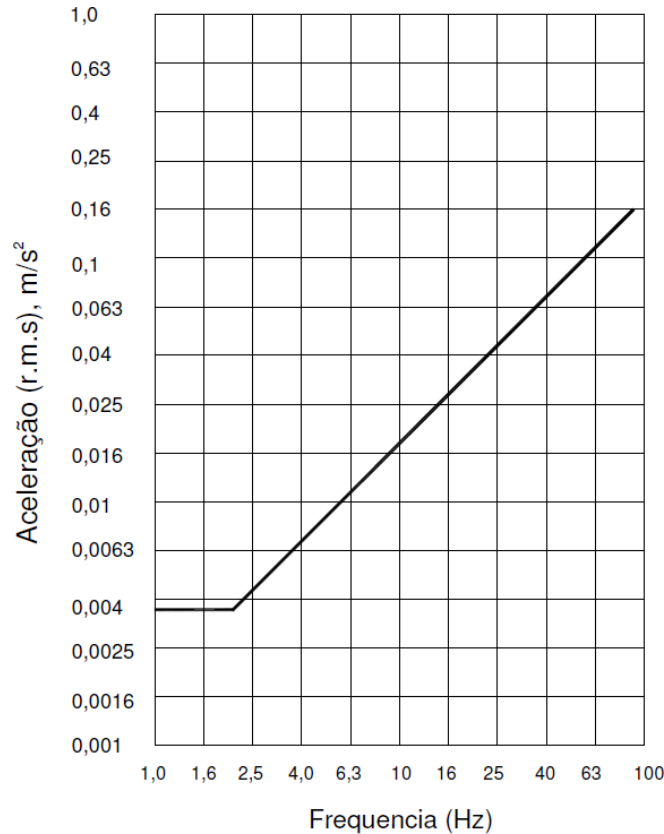


Figura 2.6 - Curva básica de vibrações de edificações para aceleração nos eixos x e y, ISO 2631-1 (1989)

#### 2.4.6 AISC/CSIC Design Guide 11 (2003)

Essa obra integra uma série de livros denominada *Steel Design Guide Series*, desenvolvida no *American Institute of Steel Construction (AISC)* pelos pesquisadores Murray, Allen e Ungar (2003).

Esse guia de projeto permite avaliar a resposta dinâmica estrutural, em termos de aceleração de pico, segundo as características dos elementos estruturais e carregamentos envolvidos no projeto. Os valores das acelerações de pico são então comparados com os valores limites definidos na curva base das ISO's ISO 2631-1 (1985) e ISO 2631-2 (1989), que representam o limite no qual as acelerações verticais passam a ser perceptíveis, sendo nesse critério ajustadas de acordo com a intenção da ocupação. Os valores limites podem ser vistos na Figura 2.7, podendo apresentar variações numa faixa de 0,8 a 1,5 vezes dos valores recomendados de acordo com a duração da vibração e da frequência desta.

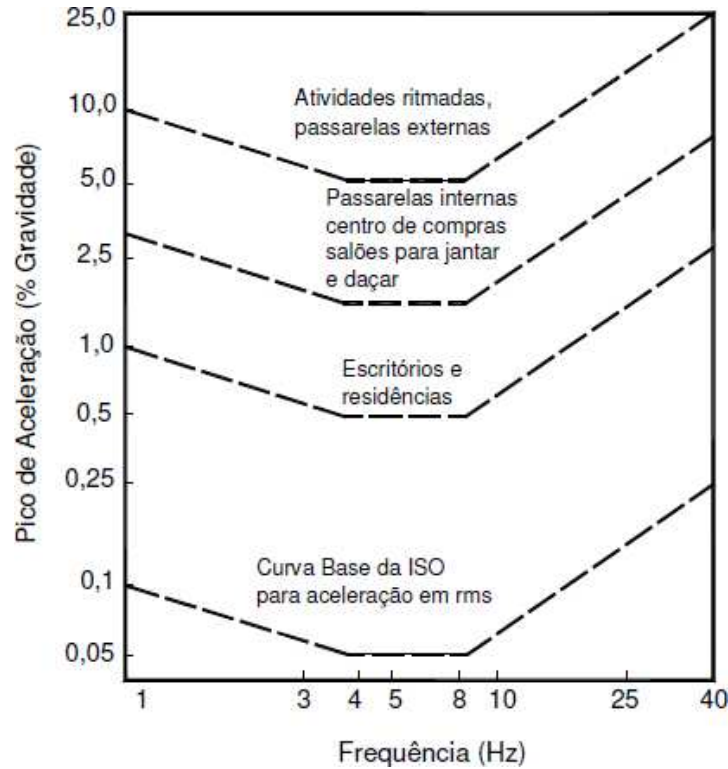


Figura 2.7 - Pico de aceleração máximo recomendado para o conforto humano ISO 2631-1 (1985).

#### 2.4.7 SCI PUBLICATION P354 (2009)

Desenvolvido pelos pesquisadores A. L. Smith, S. J. Hicks e P. J. Devine e publicado pela *The Steel Construction Institute* – SCI no ano de 2009, este guia tem como objetivo atualizar as recomendações de projetos elaboradas no ano de 1989 da ISO 2631-2 (1989) para limites de aceitação de vibrações em sistemas de pisos considerando o conforto humano.

No primeiro guia publicado pela SCI de 1989, eram relacionados critérios e orientações de limite de vibração para sistemas de pisos considerados normais, como edifícios residências e escritórios, sendo este amplamente utilizado nos últimos tempos. Este novo guia de recomendações, foi desenvolvido com intuito de permitir aos projetistas determinar a resposta de vibração de pisos sensíveis com maior precisão. Permitindo que a resposta seja comparada com as normas BS 6472 (1992) e ISO 10137 (2007) para estruturas gerais, e com o padrão de desempenho NHS específico para hospitais, *Health*

*Technical Memorandum 08 01 The Stationary Office* (2008). Incluindo diretrizes de projetos para todos os tipos de sistemas de pisos, como pisos submetidos a atividades rítmicas, pisos de hospitais, sistemas de pisos leves, estacionamentos e os demais sistemas de pisos que já eram abordados na primeira publicação.

No escopo do trabalho são apresentadas técnicas para modelagem de estruturas em elementos finitos, uma vez que as condições de contornos utilizadas para a análise estática são diferentes quando comparadas com as de análise dinâmica. Também foi inserido 4 apêndices que tratam respectivamente sobre a comparação de metodologias de análise dinâmica, estratégias de controle e correção de vibrações excessivas, ensaios dinâmicos em sistemas de pisos e exemplos de trabalhos.

De forma análoga a ISO 10137 (2007) e a *AISC/CISC Design Guide 11* (Murray *et. al* 2003), o critério de aceitação da *SCI Publication P354* é baseado em fatores de multiplicação para as curvas bases. Estes fatores dependem da utilização do sistema de piso, horário de ocorrência e tipo de vibração. As curvas base são as mesmas apresentadas na ISO 10137 (2007) e BS 6472 (1992), apresentadas anteriormente.

Como explicado anteriormente, devido a complexibilidade de utilização de vibrações intermitentes, na prática são adotados os valores de multiplicação para vibrações contínuas. Estes valores são multiplicados pela curva base e comparados com os limites de resposta calculados. O valor da resposta calculado é definido com a determinação da aceleração (*r.m.s.*). Abaixo são apresentadas as tabelas de fatores de multiplicação para sistemas de pisos comuns e sistemas de pisos para hospitais, respectivamente.

Tabela 2-3 – Valores dos fatores de multiplicação para excitação de uma única pessoa, Smith *et al.* (2009).

Local	Fator de multiplicação para vibrações contínuas
Escritórios	8
Shopping Centers	4
Pisos de Escritórios	4
Escadas – uso diário (edifícios de escritórios)	32
Escadas – uso intenso (edifícios públicos e estádios)	24

Tabela 2-4 – Valores dos fatores de multiplicação para hospitais de acordo com a HTM 08-01, Smith *et al.* (2009).

Tipos de sala	Fator de multiplicação para vibrações contínuas
Salas de cirurgia, laboratórios de precisão, cabine de testes áudio métricos	1
Enfermarias	2
Laboratórios gerais, áreas de tratamento	4
Escritórios, salas de consulta	8

#### **2.4.8 EN 1991-1 (2003)**

A norma europeia EN 1991-1:2003: recomenda que os critérios de projetos estruturais de conforto dos usuários deverão ser definidos em termos de aceleração máxima aceitável em qualquer parte do tabuleiro. Também recomenda valores máximos de aceleração em outras partes como aparece Tabela 2.5 a seguir:

Tabela 2.5 - Aceleração máxima aceitável, EN 1991-1:2003

<b>Direção</b>	<b>Aceleração Máxima (m/s<sup>2</sup>)</b>
Direção vertical	0,7
Direção transversal, caminhar normal	0,2
Direção transversal, caminhar rápido	0,4

O EN 1990:2002 (2002) define modelos de cargas para projetos de pontes rodoviárias, passarelas e pontes ferroviárias. No Item 3.5 trata do modelo de carregamento dinâmico do caminhar humanos. Esta condição depende das características dinâmicas da estrutura, a frequência natural do tabuleiro se torna relevante e deverá ser analisada com um modelo estrutural apropriado. Favorecem esta condição as forças exercidas por pedestres induzindo forças com a mesma frequência que uma das frequências naturais da passarela, podendo resultar em ressonância. Este fato necessita ser levado em consideração na verificação do estado limite de utilização em relação à vibração. Finalmente, a EN 1990:2002 recomenda que deve ser implementado um adequado modelo dinâmico da carga gerada pelo caminhar de pessoas, bem como devem ser considerados os critérios de conforto. O EN 1991-2:2003 deixa a forma de modelar a carga dos pedestres por conta do projetista.

#### **2.4.9 CAN3-S16.1-M84 (1989)**

Segundo a Norma Canadense CAN3-S16-M84, dois tipos de vibrações são bastante problemáticos em pisos de edificações. Inicialmente são apresentadas as vibrações contínuas geradas por forças periódicas de máquinas, veículos e certas atividades humanas como, por exemplo, dançar. Esse tipo de vibração pode ser consideravelmente amplificado quando a frequência de excitação estiver sincronizada com a frequência fundamental da estrutura, numa condição chamada de ressonância. Em seguida, são apresentadas as chamadas vibrações transientes que podem ser acarretadas por passos de pessoas ou algum outro tipo de impacto.

Vários fatores podem afetar a vibração transiente, tais como: massa, rigidez, frequência natural da estrutura e taxa de amortecimento.

Ainda segundo CAN3-S16-M84, o caminhar das pessoas é representado pelo teste de impacto dos calcanhares também denominado de *heel drop test*, onde uma pessoa, após erguer seus calcanhares, deixa-os cair sobre o piso no local onde se deseja obter tais medições.

Os equipamentos utilizados na medição para a norma canadense (Can/Csa-S16.1-94 - Limit State Design of Steel Structures, 2001)) devem ter uma capacidade de filtrar frequências superiores a 1,5 vezes a frequência fundamental da estrutura localizada no meio do vão, sendo que a pessoa usada na aferição do teste deverá estar sentada perto do ponto de medição. O indivíduo que realizar o teste deve ter um peso médio e estar usando calçados de solado macio. Os valores medidos são então comparados com os limites estabelecidos nesta norma, onde se observa se os níveis atingidos pelos pisos são aceitáveis ou não ao conforto humano.

Os valores são expressos em termos de pico de aceleração e porcentagem de amortecimento, podendo ser aplicados em residências, escolas e escritórios. Os níveis considerados devem ser os mais baixos para ocupações sensíveis como sala de operações e laboratórios especiais e mais altos para ocupações industriais.

Se os testes descritos não puderem ser realizados, parâmetros como a frequência fundamental da estrutura, amortecimento e aceleração de pico podem ser estimados pelas equações descritas a seguir.

#### **2.4.10 BS 5400-2 (2006)**

De acordo com a norma BS 5400: Parte 2:2006, para valores de frequências naturais da estrutura acima de 5 Hz, a verificação relativa ao estado limite de vibração em condições de serviço é dispensada. Assim, a referida norma fornece a seguinte expressão para o valor limite da aceleração vertical, para estruturas cuja frequência fundamental seja inferior a 5 Hz.

$$a_{\max} = 0,5 \sqrt{f_n} \quad (2.2)$$

onde:

$a_{\max}$  aceleração máxima (m/s<sup>2</sup>);

$f_n$  frequência natural do sistema estrutural em (Hz).

### **2.5 Modelos analíticos para análise de vibrações**

As normas e estudos, apresentados no Item 2.4 do presente trabalho, de uma forma geral, recomendam a adoção de modelos simplificados para calcular a frequência fundamental, bem como as acelerações de pico de sistemas de pisos e passarelas de pedestres submetidas ao carregamento dinâmico devido ao caminhar humano.

O Guia de Projeto 11 do *American Institute of Steel Construction (AISC)* (Murray *et. al* 2003) apresenta um método para obtenção da frequência fundamental e aceleração máxima de sistema de piso misto e passarelas de pedestres, levando-se em conta as equações para vigas simplesmente apoiadas que são originadas das formulações de Euler-Bernoulli.

### 2.5.1 Determinação da frequência fundamental

A frequência fundamental de uma estrutura ( $f$ ) é a menor frequência natural da mesma e corresponde ao inverso do período ( $T$ ):

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.3)$$

Tendo como base a Expressão (2.3), a frequência fundamental de uma viga de seção uniforme pode ser determinada por:

$$f = C_B \sqrt{\frac{E I}{m L^4}} \quad (2.4)$$

onde:

$E I$  rigidez à flexão da viga;

$m$  massa efetiva;

$L$  vão da viga;

$C_B$  coeficiente que depende das condições de contorno e do tipo de carga.

De acordo com as condições de contorno da viga, o coeficiente  $C_B$  assume os seguintes valores:

- viga simplesmente apoiada  $C_B = \pi/2$
- viga engastada / apoiada  $C_B = 2,45$
- viga bi engastada  $C_B = 3,57$
- viga em balanço  $C_B = 0,56$

Para uma viga simplesmente apoiada, adota-se  $C_B = \pi/2$  e a flecha máxima ( $\delta$ ) devido à massa ( $m$ ) é dada por:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{m g L^4}{E I} \quad (2.5)$$

onde:

$g$  aceleração da gravidade (9,81 m/s<sup>2</sup>)

A partir da Expressão (2.5) pode-se obter a massa ( $m$ ) em função da flecha máxima ( $\delta$ ).

Substituindo  $m$  e  $C_B$  na Expressão(2.4), obtém-se:

$$f = \frac{17,75}{\sqrt{\delta}} \cong \frac{18}{\sqrt{\delta}} \quad (2.6)$$

onde:

$\delta$  flecha máxima instantânea da viga (em milímetros) para o peso próprio e outras cargas permanentes do sistema de piso, mais um percentual da sobrecarga de uso, que pode-se admitir que tenha um caráter permanente.

A Expressão (2.6) permite calcular a frequência fundamental de elementos estruturais individuais. Esta expressão representa uma abordagem simplificada e útil para a avaliação da frequência fundamental de vigas que compõem um sistema de piso e é recomendada por diversos autores: Wyatt (1989), Murray *et al.* (2003) e Hicks *et al.*, (2000).

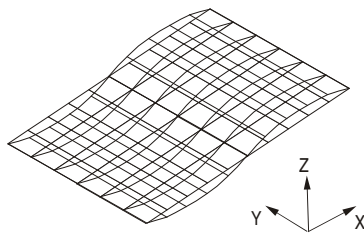
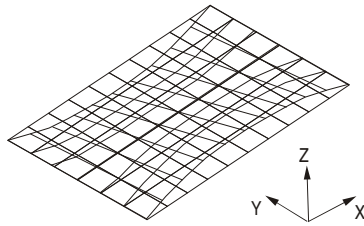
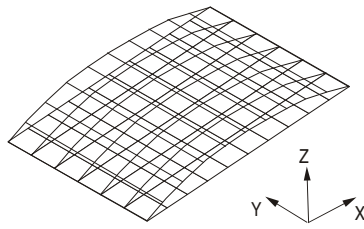
Vista de outra maneira, a Expressão (2.6) mostra a relação entre a flecha máxima de uma viga e a frequência natural da mesma. Considerando esta expressão, pode-se observar que as recomendações de projeto que limitam a flecha máxima para a carga permanente, indiretamente também limitam o valor da frequência natural do elemento estrutural.

Em um sistema de piso completo, composto por vários elementos estruturais individuais, geralmente não é possível identificar a frequência natural de elementos específicos. O sistema de piso completo se move de uma determinada maneira, que atende a seu respectivo modo de vibração. Cada sistema possui seus modos de vibração e suas frequências naturais correspondentes. No entanto, a frequência natural mais baixa, também chamada de frequência fundamental, correspondente ao primeiro modo de vibração, é a mais importante para o projeto dos sistemas de piso. Na Figura 2.8 se apresentam alguns modos de vibração típicos de uma viga e de um sistema de piso misto.

Através da análise do comportamento de uma placa ortotrópica (Figura 2.9) pode-se ter uma boa noção do comportamento dinâmico de alguns sistemas de piso misto. O modo de vibração fundamental do sistema de piso se aproxima muito do modo de vibração das vigas nas duas direções principais. O mesmo princípio se aplica aos modos de vibração mais altos. No entanto, se a diferença entre a rigidez das duas direções principais é muito alta, a deformação na direção menos rígida exerce pouca influência na frequência do sistema e pode-se apresentar um conjunto de modos de vibração muito semelhantes na direção mais rígida, com frequências muito parecidas.



(a) Viga



(B) Sistema de piso

Figura 2.8 - Modos de vibração típicos para (a) uma viga, (b) para um sistema de piso misto (MURRAY *et al.*, 2003)

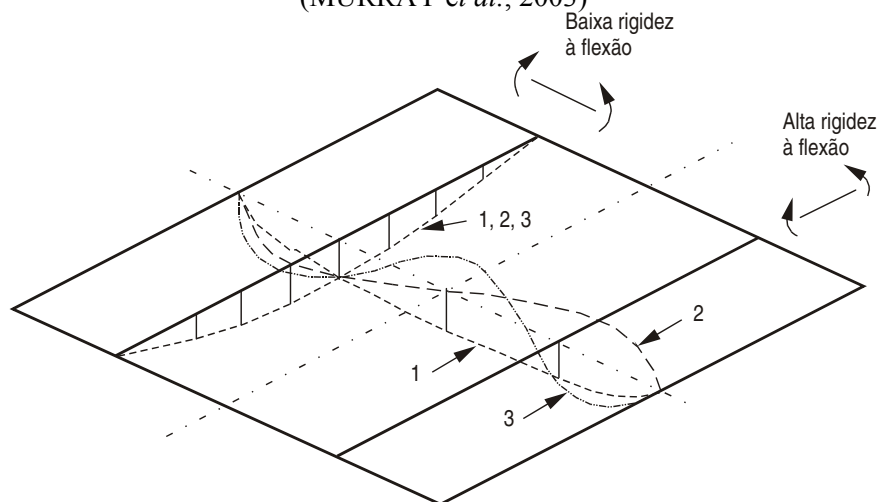


Figura 2.9 - Modos de vibração de uma placa ortotrópica (WYATT 1989)

Os comentários anteriores permitem afirmar que um sistema de piso misto completo é, basicamente, uma sobreposição de elementos individuais unidirecionais em série. Para avaliar as flechas do sistema completo pode-se considerar cada elemento separadamente e estimar a flecha total a partir da soma das flechas individuais. Para fazer uma avaliação da frequência fundamental de um sistema de piso completo, pode-se utilizar o Método de Dunkerly, que considera a frequência natural de cada elemento individual. Chamando por exemplo  $(f_1)$ ,  $(f_2)$  e  $(f_3)$  as frequências naturais de cada elemento separadamente, pode-se estimar a frequência fundamental do sistema  $(f_0)$  mediante:

$$\frac{1}{f_0^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_2^2} + \frac{1}{f_3^2} \quad (2.7)$$

Uma avaliação mais precisa das propriedades dinâmicas de um sistema de piso completo requer o desenvolvimento de um modelo numérico que considere todos os elementos integrados, a partir do qual se pode conhecer as frequências naturais e os respectivos modos de vibração diretamente. Outra forma de conhecer estas características é através da utilização de ensaios dinâmicos.

## **2.5.2 Determinação da amplitude da aceleração máxima**

### **2.5.2.1 ISO 2631-2 - 1989**

A norma *International Organization for Standardization* (ISO 2631-2 1989), aplica-se à vibração em direções ortogonais e abrange vibrações aleatórias, de choque, e harmônicas. A faixa de frequência coberta é de 1 a 80 Hz e o critério é expresso em relação às acelerações efetivas medidas (*r.m.s.*), dadas pela Expressão (2.8):

$$a_{eff} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} \quad (2.8)$$

onde:

$a_{eff}$  aceleração efetiva ( $m/s^2$ );

$T$  período.

### 2.5.2.2 AISC/CSIC Design Guide 11 - 2003

De acordo com o *AISC/CSIC Design Guide 11* (Murray *et. al* (2003)), o sistema de piso é considerado satisfatório se o pico de aceleração ( $a_p$ ) devido à excitação da caminhada, em função da aceleração da gravidade,  $g$ , determinada através da Expressão (2.9), não exceder a aceleração limite,  $a_0/g$ , para a ocupação apropriada.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(0,35f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g} \quad (2.9)$$

onde:

$a_p/g$  razão entre a aceleração de pico e a aceleração da gravidade em ( $m/s^2$ );

$a_0/g$  aceleração limite, definida de acordo com a Tabela 2.6, em ( $\%g$ );

$f_n$  frequência natural do sistema estrutural em Hz;

$P_0$  força constante que representa a excitação (Tabela 2.6);

$\beta$  taxa de amortecimento modal;

$W$  peso efetivo do elemento ou sistema de piso (kN).

Os parâmetros  $P_0$ ,  $\beta$  e  $W$  empregados na Expressão (2.9), assim como os limites de aceleração são obtidos na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Parâmetros utilizados na avaliação da resposta dinâmica estrutural, Murray *et al* (2003).

Local	Força constante ( $P_0$ )	Taxa de amortecimento ( $\beta$ )	Aceleração limite $\frac{a_0}{g} \times 100 \%$
Escritórios, residências e igrejas	0,29 kN	0,02 – 0,05*	0,5%
Centros de compras	0,29kN	0,02	1,5%
Passarelas internas	0,41kN	0,01	1,5%
Passarelas externas	0,41kN	0,01	5,0%

Notas:  
 \* Valores típicos para a taxa de amortecimento:  
 . 0,02 para pisos com poucos componentes não-estruturais (telhados, dutos, divisórias, etc.) como pode ocorrer em áreas de trabalho abertas e igrejas;  
 . 0,03 para pisos sem componentes não-estruturais e mobílias, mas com poucas divisórias desmontáveis, típicas de muitas áreas moduladas de escritórios;  
 . 0,05 para divisórias em contato com os dois pisos de andares adjacentes

Os valores da frequência fundamental da estrutura  $f_n$  e o peso efetivo do painel do piso  $W$  são estimados, primeiramente, considerando o painel das vigas principais e secundárias separadamente e depois então combinando-os.

### 2.5.2.3 CAN 3-S16.1-M84 - 1989

De acordo com a norma canadense a aceleração de pico  $a_0$ , em porcentagem da aceleração da gravidade  $g$  (%  $g$ ), pode ser determinada pelas Expressões (2.10) e (2.11):

- para concreto normal

$$a_0 = \frac{68800 f}{L t_c (t_c + 25.4)} \quad (2.10)$$

- para concreto leve

$$a_0 = \frac{88500 f}{L t_c (t_c + 25.4)} \quad (2.11)$$

onde:

$f$  frequência (Hz);

$L$  vão (m);

$t_c$  espessura efetiva da laje de concreto (mm).

### 2.5.2.4 BS 5400-2 - 2006

Segundo norma britânica BS 5400: Parte 2: 2006, o cálculo da aceleração de pico é obtido pela Expressão (2.12), sendo que tais valores são reduzidos na faixa de frequência de 4 a 5 Hz, adotando-se respectivamente redução de 1 e 0,7, para os valores extremos, sendo que os valores intermediários são obtidos por interpolação linear.

$$a = 4 \pi^2 f_n^2 y_{est} K_{BS} \psi \quad (2.12)$$

onde:

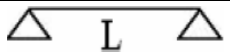

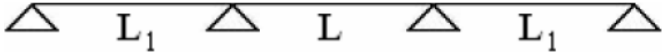
$a$  aceleração de pico da estrutura (m/s<sup>2</sup>);

$f_n$  frequência fundamental na direção transversal vertical da passarela (Hz);

- $y_{est}$  deslocamento no centro do vão (mm);  
 $K_{BS}$  fator de configuração que depende do número de vãos da passarela;  
 $\psi$  fator de resposta dinâmica.

Na Tabela 2.7 constam os valores relativos ao fator de configuração ( $K_{BS}$ ) a serem utilizados no cálculo da aceleração de pico na direção transversal vertical de passarelas de pedestres, segundo a norma BS 5400: Parte 2: 2006. Observa-se que para passarelas de pedestres simplesmente apoiadas, portanto com um único vão, o fator de configuração ( $K_{BS}$ ) é igual a 1. Já para passarelas com dois ou mais vãos, os fatores de configuração são menores do que 1, ou seja, a aceleração de pico na direção transversal vertical de passarelas com mais de um vão é menor do que aquela para uma passarela com mesmo comprimento, porém, com um único vão.

Tabela 2.7 - Fator de configuração  $K_{BS}$ , BS 5400: Parte 2: 2006.

Configuração da passarela	Razão $L_1/L$	$K_{BS}$
	-	1,0
	-	0,7
	1,0	0,6
	0,8	0,8
	$\leq 0,6$	0,9

O fator de resposta dinâmica ( $\psi$ ) é função do comprimento do vão da passarela e do coeficiente de amortecimento da estrutura, conforme demonstrado na Figura 3. Observa-se que o fator de resposta dinâmica ( $\psi$ ) é diretamente proporcional ao comprimento do vão e inversamente proporcional ao coeficiente de amortecimento estrutural.

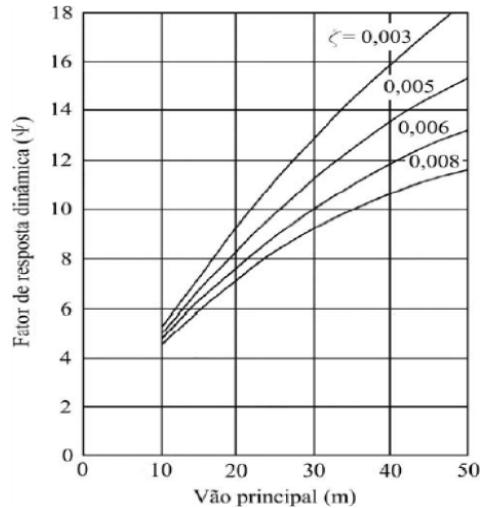


Figura 2.10 - Fator de resposta ( $\psi$ ), BS 5400: Parte 2: 2006.

## 2.6 Aspectos relevantes para a análise numérica de vibrações

Para a análise numérica foram identificadas duas vertentes encontradas na literatura, na qual uma usa as metodologias usuais de discretização e modelagem utilizada por vários autores Mello (2005; 2009), De Silva (2007), Gonçalves (2011), Silva (2010), Souza (2012), entre outros e uma outra abordagem que seguem o modelo da SCI (2009).

### 2.6.1 Hipóteses básicas

Com o objetivo de implementar a análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos alguns autores sugerem adotar algumas hipóteses simplificadoras:

- a hipótese clássica de Bernoulli é válida. De acordo com esta hipótese, a seção transversal dos elementos permanece plana e normal em relação ao eixo baricêntrico desses mesmos elementos, antes e após as deformações. Os efeitos de flexão e distorção das seções não são considerados nessa modelagem;
- as tensões impostas não causam plastificação na seção transversal dos elementos;
- os materiais empregados nas estruturas (aço e concreto) possuem um comportamento linear-elástico;
- pode-se considerar apenas a não linearidade geométrica ;
- deve-se considerar a continuidade entre as vigas e lajes adjacentes;

- as ligações entre elementos lineares não apresentam qualquer tipo de resistência à rotação (totalmente articuladas);
- as lajes mistas com forma de aço incorporada podem ser consideradas como lajes planas, com altura igual à espessura da capa de concreto e deslocadas da mesa superior do perfil de aço de uma distância equivalente à altura das nervuras;
- a massa específica da laje deve ser ajustada de acordo com a altura da laje plana equivalente;
- considerar a altura dos pilares igual à distância entre pavimentos.

### **2.6.2 Estratégias para elaboração de modelos numéricos recomendadas pelo SCI, Smith et al. (2009)**

Métodos simplificados geralmente são melhor aplicáveis a estruturas simples, que de modo geral, são criados a partir de malhas regulares. Para as estruturas irregulares (por exemplo, edifícios com um piso curvo em plano, edifícios que apresentem paredes, etc.), uma análise mais complexa deve ser realizada para compreender as propriedades dinâmicas e determinar a resposta de vibração do piso. Sendo assim, a modelagem baseada no documento da SCI, Smith *et al.* (2009) representa de forma mais real o comportamento destas estruturas quando se interessa estudar estas propriedades.

Os modelos de Smith *et al.* (2009) foram baseados em comparações de ensaios efetuadas sobre uma ampla variedade de tipos de pavimento mistos, nos quais foram recomendados os seguintes parâmetros e dados de modelagem numérica:

- o módulo de elasticidade dinâmico do concreto deve ser tomado como 38 GPa. Este valor leva em conta uma maior rigidez do concreto na forma de aço incorporada, sob carregamento dinâmico quando comparado com o estático. É recomendado que o módulo de elasticidade do concreto seja tomado como 1,35 vezes o especificado em padrões estruturais atuais para o cálculo do momento de inércia transformado;
- na representação das lajes devem ser utilizados elementos de casca, assim como a altura efetiva do concreto deve ser tomada acima das nervuras e pode ser geralmente considerada como sendo contínuas;

- todas as ligações devem ser assumidas como rígidas. Embora as ligações sejam projetadas para trabalharem como rótulas, as deformações destas não são grandes o suficiente para superar o atrito quando submetidas a situações de vibração. Assim sendo, as mesmas podem ser tratadas como ligações rígidas;
- as colunas devem ser rotuladas em seus pontos de inflexão teóricos (normalmente localizadas a meia altura entre os andares para edifícios de múltiplos andares);
- paredes contínuas em torno das fachadas podem ser assumidas para fornecer restrição vertical para as vigas de bordo. Nas quais estas devem ser modeladas com livre rotação, mas contido a translação para todas as três direções (ou seja rotulado);
- os núcleos rígidos também podem ser assumidos com sua restrição vertical. No entanto, em núcleos rígidos, os pisos são suficientemente rígidos de tal forma que devem ser considerados engastados. As interfaces dos núcleos devem ser modeladas como totalmente engastadas;
- a massa do piso deve ser equivalente ao seu peso próprio e de outras cargas permanentes, além de uma proporção das cargas impostas que se poderia esperar razoavelmente que sejam permanentes.

Além disso, deve-se usar preferivelmente elementos de casca ortotrópicos para lajes mistas de concreto quando forem utilizadas formas de aço incorporadas para as lajes. A altura da laje é definida como a altura acima das nervuras de aço com massa e módulo elástico equivalentes aos valores que representem peso extra e rigidez das nervuras (em uma das duas direções). É ideal que a laje seja deslocada do perfil de aço para que possa representar de forma mais coerente o comportamento misto da laje (Figura 2.11). A densidade do concreto deve ser aumentada para levar em conta o peso de concreto dentro das nervuras.

O modelo usa elementos de casca ortotrópicos de altura  $h_c$  com módulo de elasticidade  $E_c$  ao longo da extensão da viga e  $E_{cx}$  perpendicular à extensão com:

$$E_{cx} = E_c \frac{12I_{cx}}{h_c^3} \quad (2.13)$$

onde:

$I_{cx}$  é o momento de inércia da nervura da laje por metro de largura na direção do vão;

$h_c$  é a altura do concreto acima da nervura;

$E_c$  é o módulo elástico dinâmico do concreto.

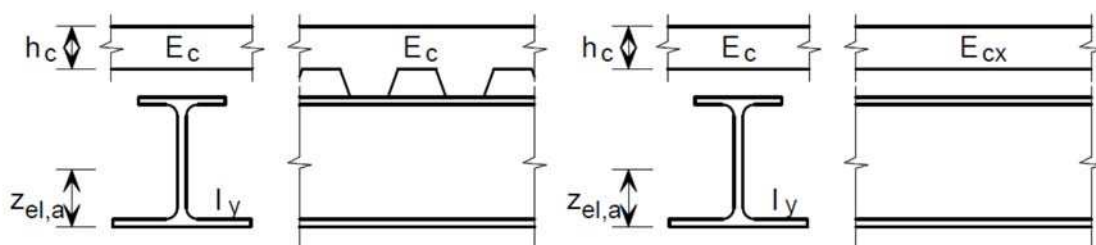


Figura 2.11 - Modelo de laje ortotrópica, Smith et al. (2009)

### 2.6.3 Considerações sobre o comportamento misto

Calculando a frequência natural fundamental com base na Expressão (2.4), o momento de inércia transformado deve ser utilizado se a laje for anexada aos elementos suportes. Essa hipótese deve ser aplicada até mesmo se conectores estruturais cisalhantes não forem utilizados, isso porque as forças cisalhantes que atuam na interface laje/viga são resistidas pelos pontos de solda ou através da fricção entre o concreto e a superfície do metal, segundo Moreira (2004).

Para levar em conta uma maior rigidez do concreto no “deck” metálico sob carregamento dinâmico quando comparado com o carregamento estático, é recomendado que o módulo de elasticidade do concreto seja tomado igual a 1,35 vezes o especificado em padrões estruturais atuais para o cálculo do momento transformado de inércia. Do mesmo modo, para determinação do momento transformado de inércia de vigas típicas ou de piso e principal, é recomendado que a largura efetiva da laje de concreto seja tomada igual ao espaçamento entre vigas, mas não maior que 0,4 vezes o vão. Para vigas que limitam a laje, a largura efetiva deve ser tomada como metade do espaçamento entre vigas, mas não maior que 0,2 vezes o vão (MOREIRA, 2004).

### 2.6.4 Considerações sobre a massa do sistema

O peso suportado deve ser estimado cuidadosamente. As cargas permanentes e as cargas acidentais, não as de projeto, devem ser usadas nos cálculos. Para pisos de escritório,

sugere-se que a carga acidental seja de 0,50 kN/m<sup>2</sup>. Esta carga acidental sugerida é para escritórios típicos, com mesas, arquivos, estantes de livros, etc. Um valor mais baixo poderá ser usado se esses itens não estiverem presentes. Para pisos de residências, sugere-se que a carga acidental seja de 0,25 kN/m<sup>2</sup>. Para passarelas, ginásios, pisos de shoppings, sugere-se que a carga acidental seja zero, ou próxima disso (Moreira (2004)).

### **2.6.5 Ações dinâmicas induzidas por atividades humanas**

#### **a) Considerações preliminares**

Carregamentos dinâmicos, por definição, são carregamentos em que a magnitude, a direção e a posição podem variar ao longo do tempo. Consequentemente, as respostas da estrutura, em termos de deslocamento, velocidade e aceleração, também variam ao longo do tempo. Várias são as fontes geradoras de carregamentos dinâmicos, como por exemplo: a ação dinâmica do vento; a atuação de equipamentos sobre sistemas estruturais; as ações sísmicas; o tráfego de veículos; as ações causadas por atividades humanas como caminhar, dançar e pular; entre outras.

Para análise dos efeitos causados por cargas dinâmicas, o primeiro passo é conhecer e descrever corretamente as cargas que irão atuar no sistema estrutural. As ações dinâmicas induzidas pelos seres humanos podem ser de natureza periódica ou transiente. As cargas dinâmicas periódicas, como o caminhar, são caracterizadas por excitações repetidas ao longo do tempo e as cargas dinâmicas transientes são causadas por um movimento único representado por um carregamento impulsivo sobre um determinado componente estrutural.

As forças dinâmicas causadas por ações humanas são altamente complexas em natureza e interpretação. Existem muitos parâmetros envolvidos nas ações de caminhar e correr. Além disso, as forças variam no tempo e no espaço. Cada pessoa possui uma forma de andar própria e as pessoas têm diferentes pesos.

As pessoas movimentam-se de forma diferente. Logo, as expressões utilizadas são uma aproximação, uma vez que o caminhar humano depende de inúmeros fatores, nem todos contemplados matematicamente. Da mesma forma a sensibilidade humana depende de

inúmeros fatores: posição, direção de incidência relativamente ao pilar, atividade no momento, idade e sexo, frequência de ocorrência e hora do dia.

Da mesma forma, os níveis de intensidade de percepção por parte dos indivíduos são também variáveis, dependendo de alguns parâmetros: deslocamentos, velocidades e acelerações, duração da exposição e frequência da vibração.

A seguir são apresentados estudos do movimento humano para o caminhar e impacto do calcanhar responsáveis pelas forças dinâmicas analisadas nas estruturas desse trabalho e são apresentadas as formulações matemáticas relacionadas às forças geradas por estas atividades humanas.

## **b) Modelo matemático**

Ao longo do tempo, vários autores estudaram e formularam diferentes equacionamentos para o caminhar humano. Allen, Rainer e Pernica (1985) e mais tarde Bachmann e Ammann (1987) chegaram à conclusão que a série de Fourier descreve de uma forma satisfatória o caminhar humano.

Através de diversos ensaios experimentais obtiveram-se alguns padrões de resposta em relação ao passo humano. É evidente que o caminhar humano apresenta grandes variações de pessoa para pessoa, de piso para piso, até de calçado para calçado. Ainda assim, foi possível estabelecer uma resposta média de todos os indivíduos ensaiados numa determinada superfície. Na Figura 2.12 apresenta-se a resposta temporal vertical e horizontal de um passo médio. Analisando a figura, a pessoa ao apoiar inicialmente o calcanhar do pé na superfície transmite uma força acentuada que corresponde ao primeiro pico no gráfico da resposta vertical. Depois, a força transmitida diminui um pouco à medida que se dá a transição do calcanhar para a ponta do pé, atingindo nesse momento um novo pico de força no momento em que apenas a ponta do pé está em contato com a superfície.

A força gerada pelo caminhar humano apresenta, como mencionado, parcelas em várias direções, e em geral se considera apenas a parcela vertical para pisos com rigidez suficiente em seu plano para que as demais parcelas possam ser desprezadas. É o que

acontece, por exemplo, numa laje de um edifício comum (LIMA, 2007). O mesmo não pode ser feito, em geral, em uma passarela, na qual os efeitos dos componentes horizontais podem ser importantes, uma vez que pode ser bastante flexível nas demais direções.

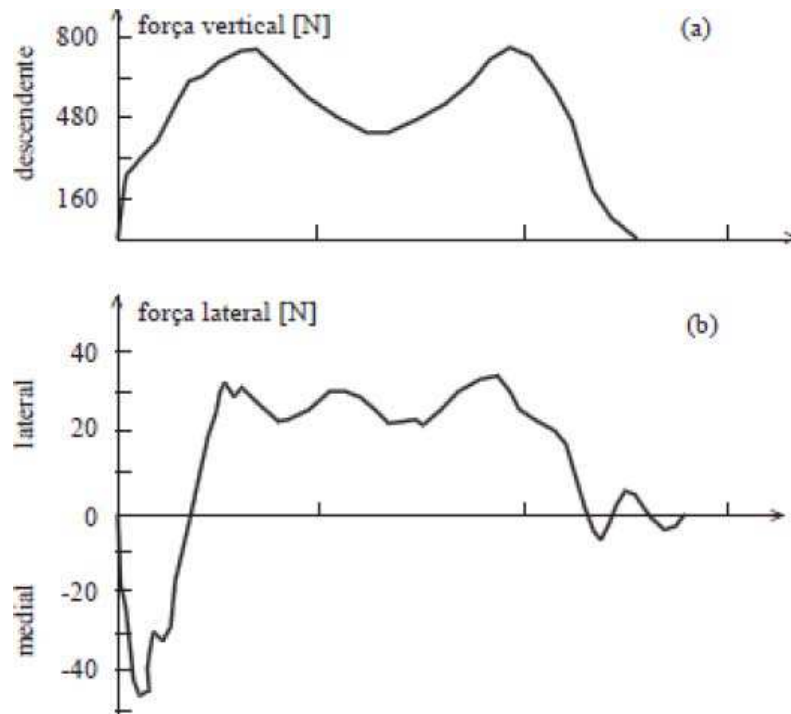


Figura 2.12 - Registro temporal de um passo na direção vertical (a) e na horizontal (b), Alves (2008)

A série de Fourier apresentada na Figura 2.13 é do tipo:

$$F(t) = P \left[ 1 + \sum \alpha_i \cos(2 \pi i f_p t + \phi_i) \right] \quad (2.14)$$

onde:

- $F(t)$  função de carregamento dinâmico;
- $P$  peso de uma pessoa;
- $\alpha_i$  coeficiente dinâmico para a força harmônica (fator de carga dinâmica);
- $i$  múltiplo do harmônico (1, 2, 3, etc.);
- $f_p$  frequência do passo humano;
- $\phi_i$  ângulo de fase para o harmônico  $i$ ;

$t$  tempo;

$\phi$  é a defasagem entre o  $i$ -ésimo e o primeiro harmônico;

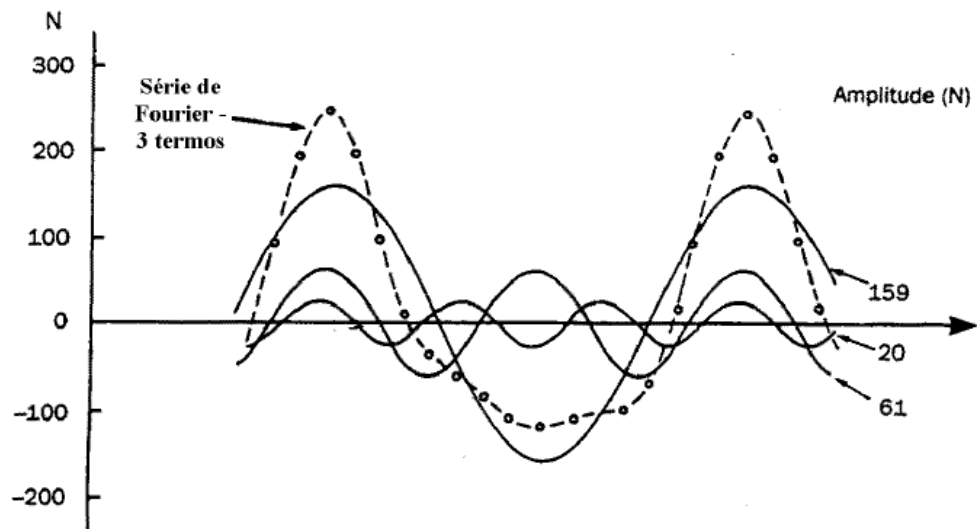


Figura 2.13 - Componentes da série de Fourier da função de força dinâmica típica do caminhar humano sobre uma superfície rígida Ohlsson (1982) *apud* Wyatt (1989).

A Figura 2.14 demonstra a resposta em termos de aceleração, no momento do impacto do calcanhar sobre o piso. Varela (2004) apresenta um registro experimental típico da variação no tempo da força de contato com uma superfície rígida, produzida por um passo, expressa pela correspondente medição da reação resultante do piso, Ohlsson (1982) *apud* CAN 3-S16.1-M84 .

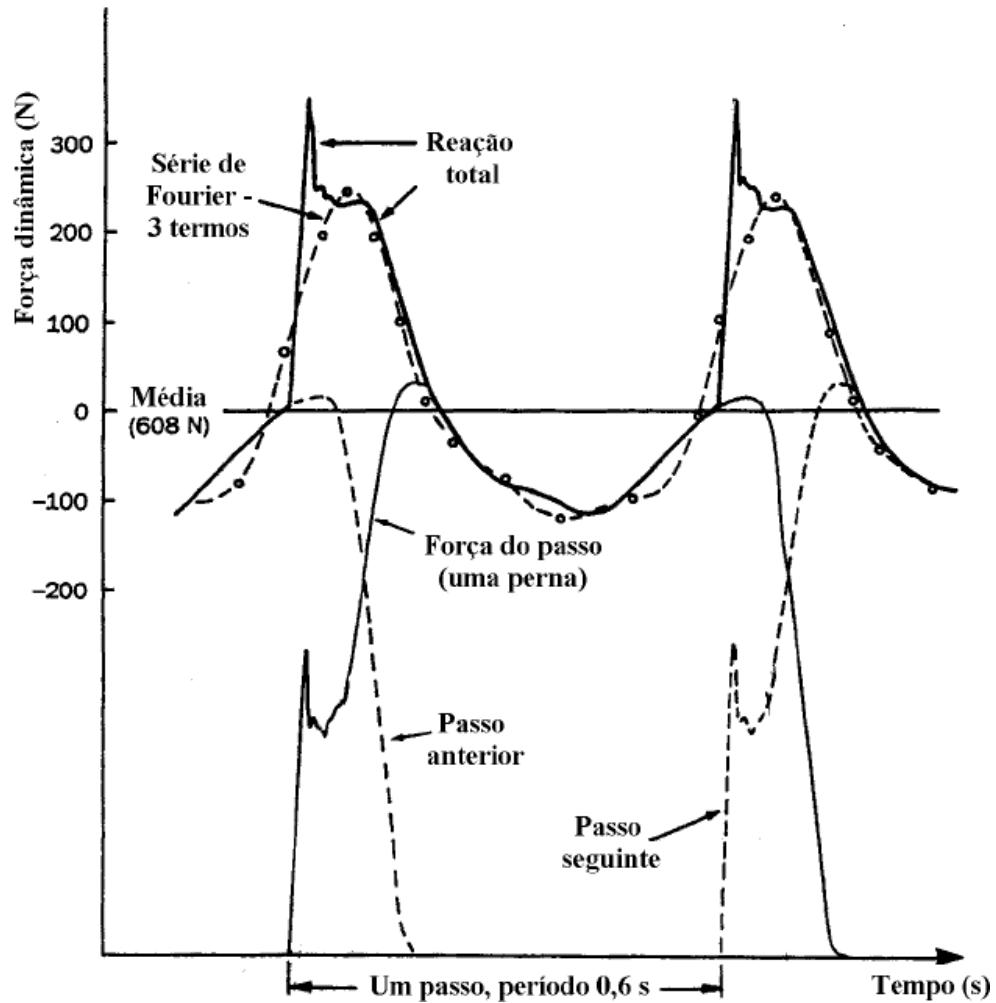


Figura 2.14 - Força de contato de um passo e reação do piso, Ohlsson (1982) *apud* Wyatt (1989)

A Figura 2.14 mostra a força dinâmica envolvida no ato de caminhar, apresentando também a respectiva ação resultante do piso segundo Ohlsson (1982) *apud* Wyatt (1989). A função em traço-ponto é uma função aproximada por série de Fourier como mostra na Figura 2.14, representando uma função aproximada a ação real. Nota-se que a reação total é caracterizada por um pico adicional à esquerda relacionado à ação estrutural devido ao efeito do calcanhar.

A Figura 2.13 mostra uma série de Fourier utilizando três termos, cujos coeficientes dinâmicos são  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  e  $\alpha_3$  com período do passo  $T_p = 0,60$  s e a frequência do passo  $f_p = 1/T_p = 1,67$  Hz, utilizando os ângulos de fase  $\phi_1 = 0$ ,  $\phi_2 = \pi/2$  e  $\phi_3 = \pi$ , ajustando agora para a Expressão (2.15).

Para modelar adequadamente a forma do caminhar humano devem ser considerados os três primeiros harmônicos da série de Fourier, representada na Figura 2.14. Se adicionarmos uma parcela constante, referente ao peso da pessoa, ao gráfico apresentado podem constatar-se as semelhanças na forma das funções, comparando com a Figura 2.12 a).

$$F(t) = P \left[ 1 + \sum_i^n \alpha_i \text{sen}(2 \pi i f_p (t + 0,1 T_p) - \phi_i) \right] \quad (2.15)$$

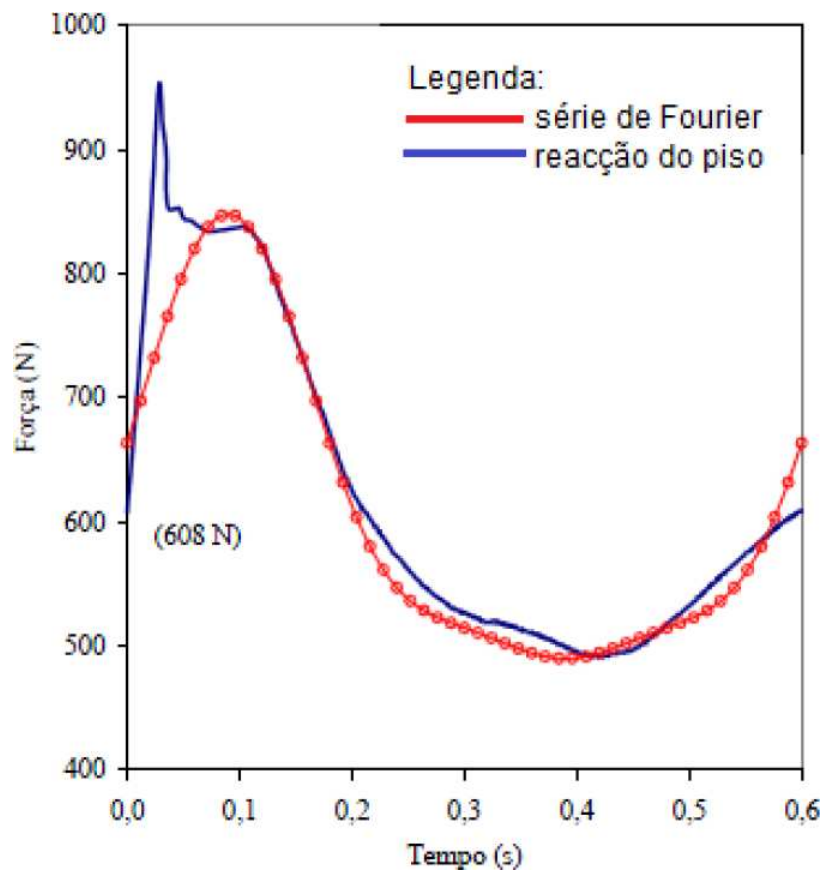


Figura 2.15 - Sobreposição da reacção do piso com a série de Fourier, Varela (2004)

Percebe-se a partir da Figura 2.15 que a função assim constituída não representa integralmente a reacção do piso. Embora alguns autores (Tilden (1913), Fuller (1924) e Alves *et al.* (1998)) não vejam este fato como agravante, Varela (2004) comenta a problemática encontrada em se considerar os termos mais altos da série de Fourier, pelo fato destes terem valores decrescentes. O quarto harmônico, por exemplo, pode ser suficiente próximo de uma das frequências fundamentais da estrutura, fazendo com que

a resposta da mesma seja amplificada consideravelmente, busca-se por isto representar a expressão do caminhar com no máximo quatro harmônicos.

A partir desses estudos que permitiram registrar a reação total do piso gerada durante uma caminhada sobre plataformas rígidas (Figura 2.13), Varela (2004) propôs uma equação matemática que pudesse representar a magnitude dessa reação. A função de carregamento dinâmico proposta por Varela (2004) não foi somente representada pela série de Fourier de três termos, como visto na Figura 2.13, mas também foi acompanhada de um fator importante, e geralmente ignorado, que considera o pico transiente representativo do impacto do calcanhar sobre o piso. A aproximação matemática proposta por Varela (2004) definiu-se por uma equação determinada segundo 5 (cinco) trechos, que podem ser vistos na Figura 2.16, e representados matematicamente, trecho a trecho, segundo as Expressões (2.16) à (2.20):

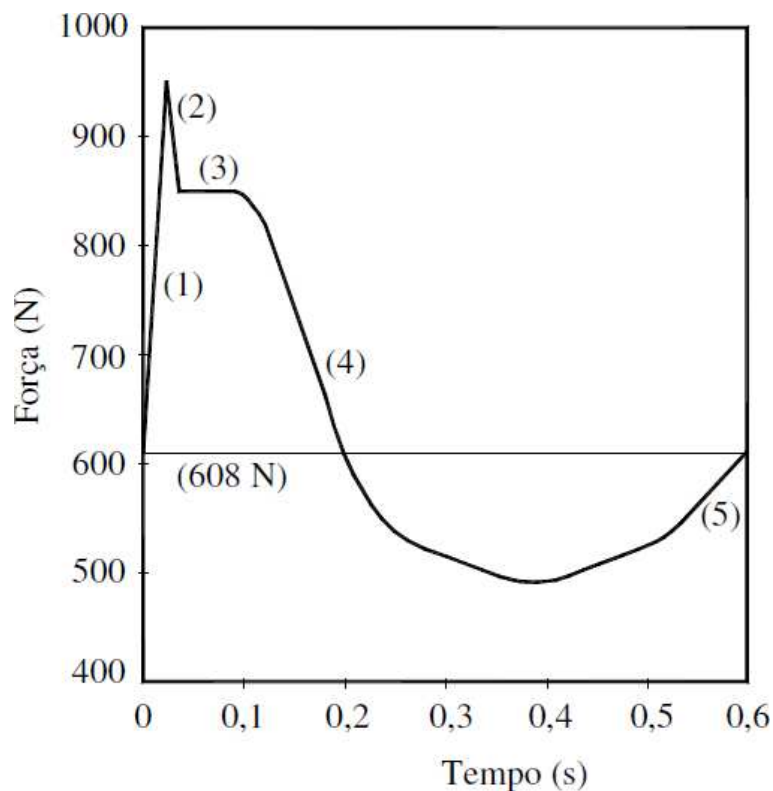


Figura 2.16 - Função de carregamento proposta por Varela (2004).

Para o trecho “1”, tem-se:

$$F(t) = \left( \frac{f_{mi} F_m - P}{0,04 T_p} \right) t + P \quad \text{se } 0 \leq t < 0,04 T_p \quad (2.16)$$

Para o trecho “2”, tem-se:

$$F(t) = f_{mi} F_m \left[ \frac{C_1 (t - 0,04 T_p)}{0,02 T_p} \right] + 1 \quad \text{se } 0,04 \leq t < 0,06 T_p \quad (2.17)$$

Para o trecho “3”, tem-se:

$$F(t) = F_m \quad \text{se } 0,06 \leq t < 0,15 T_p \quad (2.18)$$

Para o trecho “4”, tem-se:

$$F(t) = P \left[ 1 + \sum_i^n \alpha_i \text{sen}(2 \pi i f_p (t + 0,1 T_p) + \phi_i) \right] \quad \text{se } 0,15 T_p \leq t < 0,9 T_p \quad (2.19)$$

Para o trecho “5”, tem-se:

$$F(t) = 10(P + C_2) \left( \frac{t}{T_p} + 1 \right) + P \quad \text{se } 0,9 T_p \leq t < 1,00 T_p \quad (2.20)$$

onde:

$$F_m = P \left( 1 + \sum_{i=1}^{nh} \alpha_i \right) \quad (2.21)$$

$$C_1 = \left( \frac{1}{f_{mi}} - 1 \right) \quad (2.22)$$

$$C_2 = \begin{cases} P(1 - \alpha_2) & \text{se } nh = 3 \\ P(1 - \alpha_2 + \alpha_4) & \text{se } nh = 4 \end{cases} \quad (2.23)$$

onde:

$\alpha_i$  coeficientes dinâmicos da série de Fourier;

$F_m$  valor máximo da série de Fourier, dado pela Expressão (2.21);

$f_{mi}$  fator de majoração do impacto do calcanhar,  $f_{mi} = 1,12$  (Varela (2004));

$T_p$  período do passo;

- $C_1$  coeficiente dado pela Expressão (2.22);  
 $C_2$  coeficiente dado pela Expressão (2.23);  
 $nh$  número de harmônicos.

São utilizadas as Expressões (2.16) a (2.20) para obtenção da força dinâmica devido ao caminhar humano sobre os pisos. Adotando-se, ainda, para o fator de amplificação do impacto do calcanhar humano o valor de 1,12 ( $f_{mi} = 1,12$ ), (VARELA, 2004). Entretanto, cabe ressaltar que este valor de 1,12 varia para cada pessoa.

Os valores dos coeficientes dinâmicos da série de Fourier são tomados do trabalho de Rainer *et al.* (1985); os quais realizaram ensaios experimentais para determinação destes coeficientes variando a frequência do caminhar na faixa de 1,0 a 10,0 Hz, ver Figura 2.17. Os coeficientes utilizados neste trabalho foram obtidos através de funções polinomiais (RAINER *et al.* 1985) utilizadas como aproximações das curvas contidas na Figura 2.17, transcritos nas Expressões de (2.24) a (2.27).

$$\alpha_1 = -0,22169 f_p^3 + 1,11946 f_p^2 - 1,44748 f_p + 0,5967 \quad (2.24)$$

$$\alpha_2 = -0,012037 (2 f_p)^3 + 0,1494 (2 f_p)^2 - 0,53146 (2 f_p) + 0,6285 \quad (2.25)$$

$$\alpha_3 = 0,0009068 (3 f_p)^5 - 0,0021066 (3 f_p)^4 + 0,018364 (3 f_p)^3 - 0,077278 (3 f_p)^2 + 0,17593 (3 f_p) - 0,1477 \quad (2.26)$$

$$\alpha_4 = 0,00051715 (4 f_p)^4 - 0,014388 (4 f_p)^3 + 0,14562 (4 f_p)^2 - 0,62994 (4 f_p) + 1,018469 \quad (2.27)$$

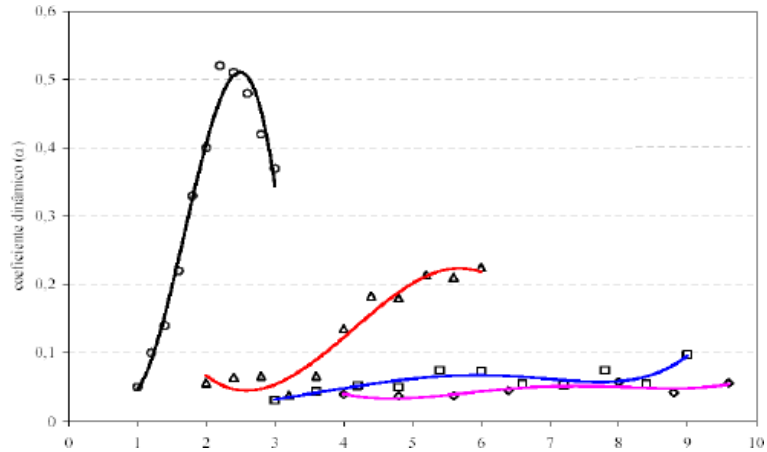


Figura 2.17 - Coeficientes dinâmicos médios para o caminhar, resultado para três pessoas obtidos por Rainer *et al.* (1985).

Finalmente pode-se ver na Figura 2.18 os resultados obtidos por Varela (2004), a função proposta é muito próxima dos resultados experimentais obtidos por Ohlson (1982) *apud* Wyatt (1989).

Os ângulos de fase utilizados na Expressão (2.12) devem ser  $\phi_1 = 0$ ,  $\phi_2 = \pi/2$ ,  $\phi_3 = \pi$  e  $\phi_4 = 3\pi/2$ , isto porque as equações foram concebidas utilizando esses valores, caso seja utilizado valores diferentes dos apresentados, as Expressões (2.16) a (2.20) apresentam singularidades e fica descaracterizada, de acordo com as recomendações de Varela (2004).

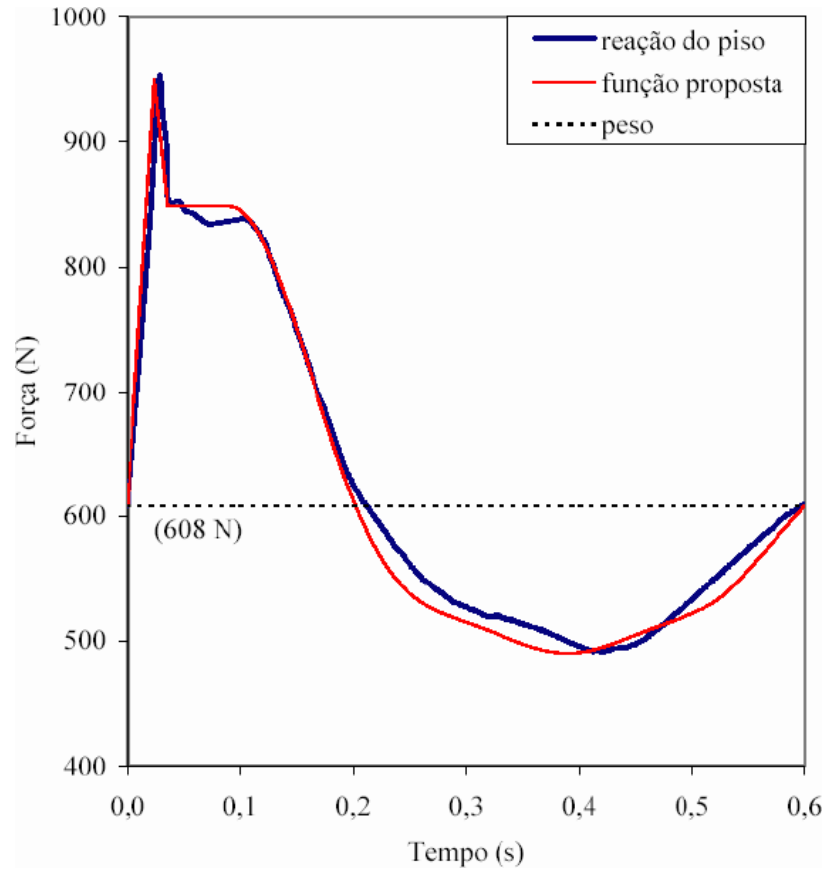


Figura 2.18 - Função da força dinâmica típica do caminhar humano proposta por Varela (2004) comparada com resultados de Ohlsson (1982) *apud* Wyatt (1989).

# 3

## ESTRATÉGIAS PARA ANÁLISE NUMÉRICA DE VIBRAÇÕES

---

### 3.1 Considerações preliminares

Neste capítulo são apresentadas as estratégias para análise numérica de vibrações, por meio do Método dos Elementos Finitos, dos modelos computacionais desenvolvidos neste trabalho de pesquisa, com auxílio do programa computacional SAP 2000.

No presente estudo, as vigas são simuladas por elementos finitos unidimensionais, em que são considerados os efeitos de flexão e de torção; a laje de concreto é simulada por meio de elementos finitos de placa. Os modelos computacionais desenvolvidos consideram que as seções permanecem planas no estado deformado.

O comportamento estrutural misto entre as lajes e vigas foi simulado deslocando as lajes do eixo das vigas e considerando uma rigidez efetiva de acordo com as premissas utilizadas em Smith *et al.* (2009) e descritas detalhadamente no Item 2.6.2. Considera-se, ainda, que os materiais empregados nas estruturas em estudo, aço e concreto, trabalham no regime linear-elástico.

### 3.2 Tipos de elementos utilizados nos modelos de elementos finitos

As técnicas de discretização utilizadas objetivam modelar o mais fielmente possível os pisos compostos de laje de concreto com forma de aço incorporada apoiados sobre vigas de aço. Os elementos finitos empregados para representar as vigas dos modelos computacionais desenvolvidos são denominados *Frame*. Já para representar a laje de

concreto, utilizam-se elementos denominados *Shell*. A seguir, descrevem-se as características dos elementos finitos empregados.

O elemento *Frame* é definido por dois nós, cada um com seis graus de liberdade por nó, sendo, três à translação e três à rotação segundo os eixos x, y e z, de acordo com a Figura 3.1. O elemento *Frame* pode ser usado de forma geral em colunas e vigas tridimensionais a formulação inclui os efeitos de flexão biaxial, torção, deformação axial, e deformações biaxiais por cisalhamentos.

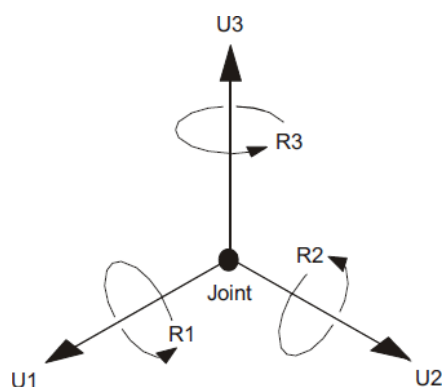
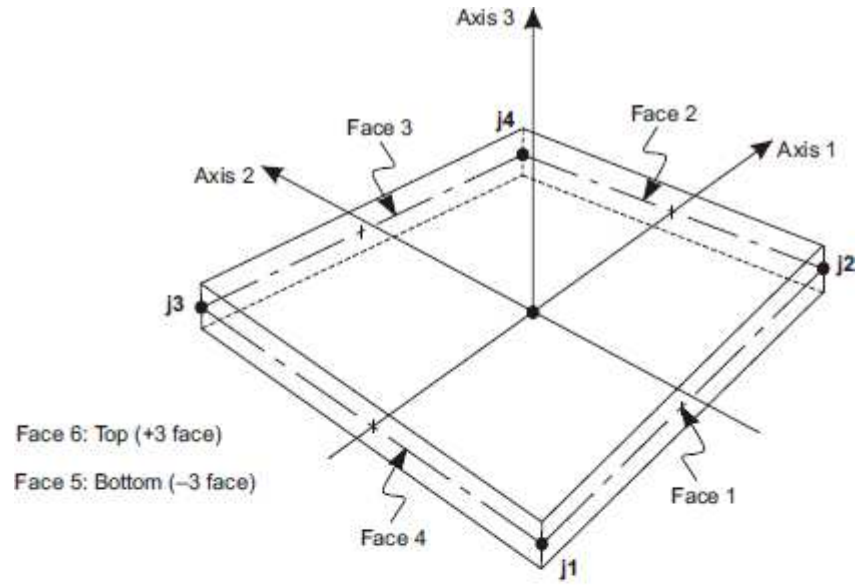
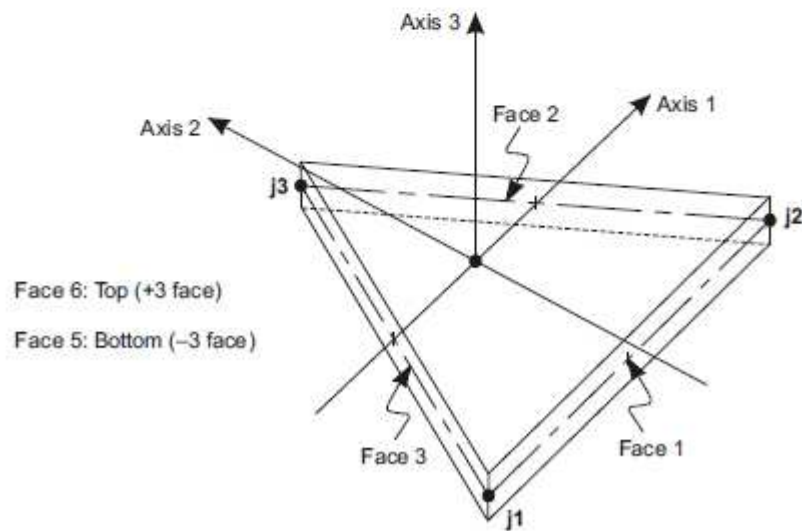


Figura 3.1 - Os seis graus de liberdade livres para a translação e rotação para cada nó do sistema de coordenadas local (SAP2000,2012).

O elemento *Shell* é definido por três ou quatro nós e sempre ativa todos os seis graus de liberdade em cada um dos seus nós (Figura 3.2). O elemento *Shell* é um tipo de objeto de área que é usado para modelar o comportamento estrutural de membrana e placas planas ou tridimensionais. O material do elemento tipo *Shell* pode ser homogêneo ou em camadas ao longo da espessura. Não-linearidade material pode ser considerada quando se utiliza o *Shell* em camadas. Elementos de *Shell* de três ou quatro nós tem formulação que combina o comportamento de membrana e de placa à flexão.



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

Figura 3.2 - Conectividade dos elementos de área e conectividade de conexão (SAP2000, 2012).

A grande vantagem desse elemento é a possibilidade de permitir que seus nós sejam distanciados do eixo do centroide das vigas, visto que a laje e a viga não estão posicionadas no mesmo eixo, como apresentado na Figura 3.2. Esse cisalhamento excentricidade deve ser considerada na modelagem, pois afeta diretamente os valores das frequências naturais dos pisos.

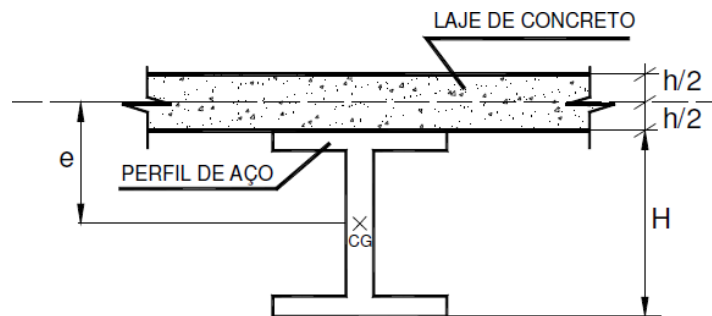


Figura 3.3 - Visualização da excentricidade entre a laje e a viga (MELLO 2009).

Os elementos tipo *Link/Support* são elementos compostos por uma ligação e um suporte. O elemento de ligação é usado para conectar dois nós juntos. O elemento de suporte é usado para conectar o nó a uma base de fixação. As propriedades dos dois tipos de elementos são definidas da mesma maneira. Cada elemento *Link* ou *Support* pode apresentar até três tipos de diferença de comportamento: linear, não linear, e em função da frequência. Cada elemento é assumido como sendo composto de seis "molas", com cada uma possuindo seis graus de liberdade (axial, cisalhamento, torção e flexão pura).

Os elementos *Link/Support* foram utilizados para representar a continuidade de lajes e escadas que não foram reproduzidos nos modelos estruturais estudados. Adicionando restrições às rotações e deslocamentos impostos por estas continuidades.

Além disso, os elementos de área que representam a laje foram considerados trabalhando solidariamente entre si, de forma que se utilizou o recurso do SAP2000 *Assign Edge Constrains*, de forma que trabalhassem em conjunto e transmitissem os esforços e deslocamentos as lajes adjacentes.

### 3.3 Estudo de convergência de malha

Na análise de elementos finitos a seleção correta do tipo e tamanho da malha é essencial para a obtenção de bons resultados, neste tipo de análise quanto maior a quantidade de elementos melhor serão os resultados obtidos, no entanto tanto maior será o esforço

computacional necessário para resolver o modelo numérico. Desta forma e extremamente importante um estudo de convergência da malha de modo aperfeiçoar a análise numérica.

Para definição dessa malha foram realizadas análises de vibração livre, com o objetivo de obter os valores das frequências naturais dos sistemas estruturais em estudo. Mediante a variação das respostas (frequências naturais e modos de vibração) dos modelos estudados, a malha de elementos é refinada até o momento em que as respostas passem a convergir para um valor.

Para esta análise, o tamanho da malha foi considerado o mesmo tamanho tanto para as lajes quanto para os elementos das vigas. Foi definido um tamanho inicial da malha com um comprimento de 1,0 m para os elementos lineares da (vigas e colunas) e de 1,0 m x 1,0 m para os elementos de placa (laje). À medida que se reduz o tamanho da malha, os resultados das frequências naturais obtidas para o modelo de piso misto (aço/concreto) proposto, começam a variar. As frequências naturais do modelo de piso misto (aço/concreto), começam a convergir para o valor de aproximadamente 6,27 Hz. Tomando por base o valor das análises experimentais, segundo a tese de mestrado de Silva Junior (2015), encontrou-se o valor de 6,35 Hz, ou seja, uma diferença muito pequena. A partir desta conclusão, as malhas foram refinadas até o comprimento de 0,10 m para os elementos lineares e 0,10m x 0,10m para os elementos de placa, obtendo-se uma condição satisfatória para validar o modelo estrutural proposto. É conveniente ressaltar, que estas análises são também realizadas para os outros modelos estruturais estudados nesta dissertação permanecendo os resultados com uma diferença pequena entre os obtidos pela análise experimental de Silva Junior (2015) e os obtidos com o auxílio do programa SAP2000. Na Figura 3.4 é apresentado um dos estudos de convergência de malha realizados para um dos modelos numéricos estudados para o presente trabalho.

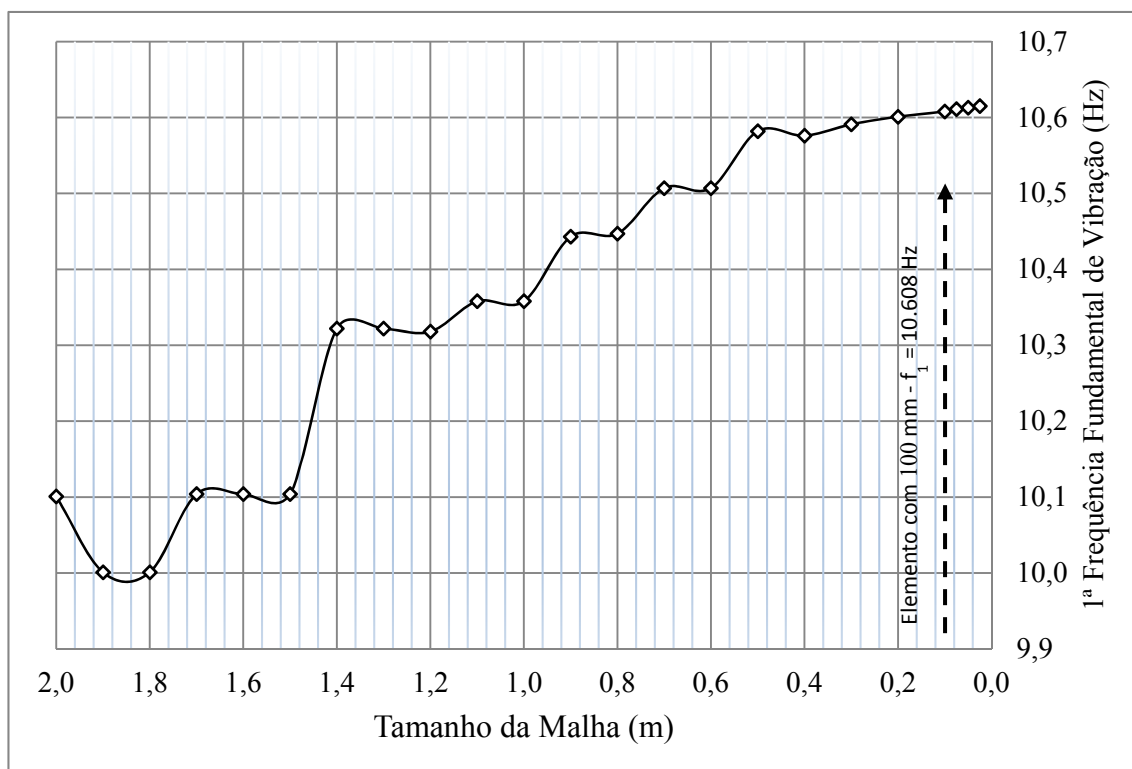


Figura 3.4 - Estudo de convergência de malha para um dos modelos estruturais estudados.

### 3.4 Modelagem do amortecimento

O amortecimento é o mecanismo pelo qual a estrutura dissipa energia, além de atuar no controle das vibrações. Determinar esse amortecimento é possível através de ensaios experimentais, contudo envolve tempo e custos, o que muitas vezes o torna inviável. Calcular o valor do amortecimento não é tarefa fácil, pois este parâmetro não envolve somente as características inerentes às estruturas, também envolve os mecanismos que se integram a estrutura, como divisórias e acabamentos.

Para Bachmann *et al* (1995), o amortecimento na vibração estrutural está associado com a dissipação de energia mecânica, normalmente convertida em energia térmica. Para os autores, o amortecimento pode ser classificado conforme mostra a Figura 3.5.

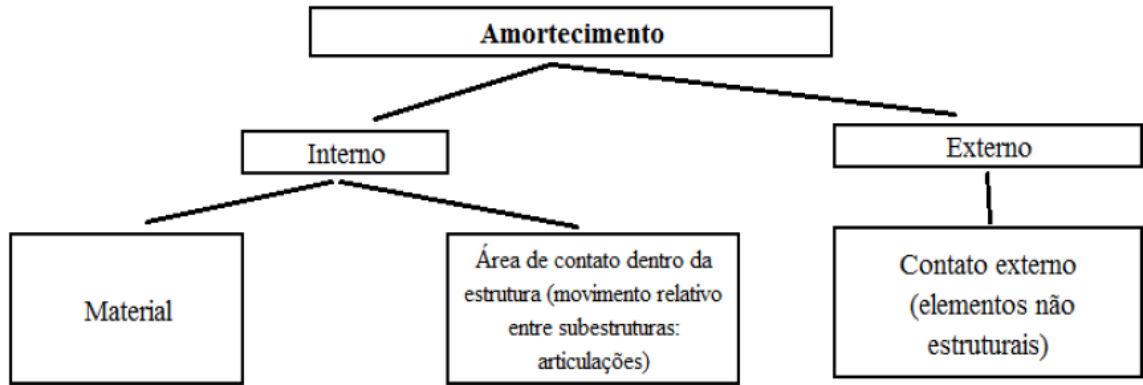


Figura 3.5 - Diferentes tipos de amortecimento (Fonte: adaptado de Bachmann *et al* (1995).)

Deste modo, normalmente o amortecimento é calculado em termos de taxas de contribuição. Usualmente utiliza-se a matriz de amortecimento de Rayleigh, que permite calcular a matriz de amortecimento ( $C$ ) de uma estrutura com  $n$  graus de liberdade. Esta matriz é expressa em termos da taxa de contribuição da matriz de massa ( $\alpha$ ) e da taxa de contribuição da matriz de rigidez ( $\beta$ ). A matriz de amortecimento de Rayleigh é dada por:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.1)$$

Onde  $M$  é a matriz de massa e  $K$  é a matriz de rigidez. A Expressão (3.1) pode ser escrita em função da frequência natural circular (rad/s) e da taxa de amortecimento modal. Assim, a Expressão (3.1) pode ser reescrita como:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \beta\omega_{0i} \quad (3.2)$$

onde:

$\xi_i$  taxa de amortecimento do  $i$ -ésimo modo;

$\omega_{0i}$  frequência de vibração circular do  $i$ -ésimo modo.

Isolando  $\alpha$  e  $\beta$  da Expressão (3.2) para as duas primeiras frequências naturais, obtém-se:

$$\alpha = 2 \cdot \xi \cdot \omega_{01} - \beta \cdot \omega_{01} \cdot \omega_{01} \quad (3.3)$$

$$\beta = \frac{2 \cdot (\xi_2 \cdot \omega_{02} - \xi \cdot \omega_{01})}{\omega_{02} \cdot \omega_{02} - \omega_{01} \cdot \omega_{01}} \quad (3.4)$$

A partir de duas frequências naturais é possível descobrir o valor desses dois parâmetros. Em geral, as frequências naturais circulares,  $\omega_{01}$  e  $\omega_{02}$ , são escolhidas como limites do espectro de projeto. Sendo assim,  $\omega_{01}$  é tomada como a menor frequência natural da estrutura e  $\omega_{02}$  a maior frequência de interesse no carregamento ou resposta. O problema consiste em que valores serão considerados para as taxas de amortecimentos modais. Desta forma, foi admitida uma taxa de amortecimento constante para as duas primeiras frequências de todas estruturas, e depois obtida a taxa de amortecimento para as outras frequências de vibração.

### 3.5 Aplicação da ação dinâmica

A ação dinâmica devido ao caminhar humano é um fenômeno complexo. Durante o caminhar, o movimento de pernas do ser humano causa a subida e descida da massa efetiva do corpo em cada passo causando variação da força dinâmica gerada. O modelo de carregamento utilizado no modelo numérico computacional apresenta variação espacial e temporal, objetivando uma representação mais realista dos passos dados pelo ser humano em uma caminhada.

A resposta depende dos parâmetros representativos do caminhar humano, tais como: a distância, a frequência e a velocidade do passo do pedestre, devem ser considerados na análise. Ilustrativamente a Tabela 3.1 apresenta valores destes parâmetros conforme o tipo de caminhada.

Tabela 3.1 - Características do caminhar humano, *AISC/CSIC Design Guide 11* (2003).

Atividade	Velocidade (m/s)	Distância do Passo (m)	Frequência do Passo (Hz)
Caminhada lenta	1,1	0,60	1,70
Caminhada normal	1,5	0,75	2,00
Caminhada rápida	2,2	1,00	2,30

Considerando o modelo de carregamento dinâmico de Varela (2004), a posição do carregamento varia com o tempo. Para tal, uma descrição espacial e temporal é adotada permitindo uma representação mais realista do carregamento gerado em uma caminhada. A modelagem deste carregamento pode ser vista na Figura 3.6, em que a carga é

constantemente aplicada na estrutura a certa velocidade. Esta carga “P” é representada pelas Expressões (2.16) à (2.20) apresentadas no item b).

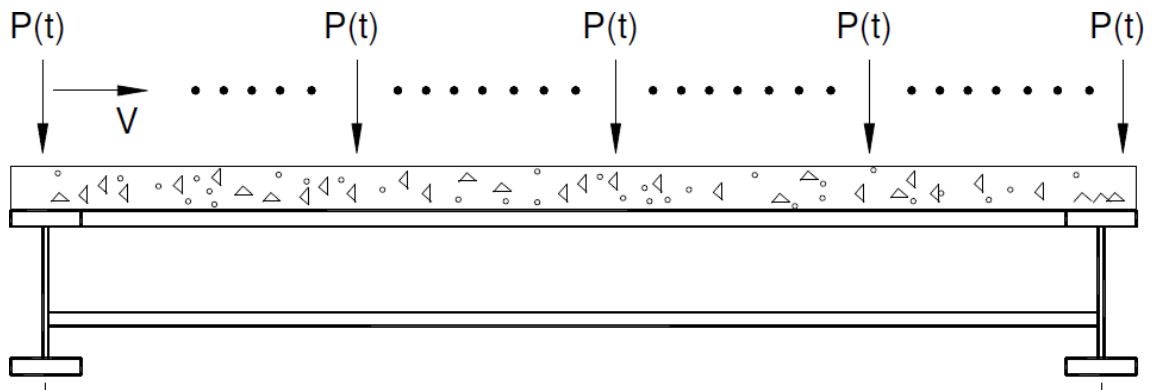


Figura 3.6 - Representação da carga durante a caminhada (MELLO, 2009)

Desta forma para cálculo da resposta dinâmica, a malha de elementos finitos deve, portanto, ser, suficientemente refinada, de forma que o carregamento dinâmico devido ao caminhar humano seja adequadamente alocado nos respectivos nós do modelo numérico. De forma a simplificar a aplicação da carga dinâmica sobre a estrutura adotou-se que a carga seria dividida em 5 partes segundo as Expressões (2.16) à (2.20) ao longo do passo a uma distância  $d$  entre si e aplicadas durante um tempo  $t$  de contato na estrutura. O tempo de contato de aplicação da carga com a estrutura depende da distância e frequência do passo no qual foi feito o ensaio de carregamento dinâmico na estrutura.

No caso da frequência de 2,2 Hz por exemplo, que corresponde a uma distância de passo de 1,0 m (Tabela 3.1). O período do passo é igual a  $1/f = 0,4545$  s. Esse período corresponde a uma distância de 1,0 m, portanto, dividindo o período a distância do passo por 5, o tempo de contato da carga seria de  $0,4545/5 = 0,09090$  s e a carga seria aplicada a uma distância de 0,2 m. Logo, cada uma das cargas P1, P2, P3, P4 e P5 ficaria aplicada na estrutura durante 0,09090 s.. Entretanto as cargas não seriam aplicadas simultaneamente. A primeira carga aplicada seria a P1 por 0,09090 s. Ao final desse tempo, a carga P1 passa a ser 0 e a carga P2 entra em ação por 0,09090 s. Assim sucessivamente todas as cargas seriam aplicadas varrendo a estrutura de um lado a outro, como mostra a Figura 3.7 e a Figura 3.8.

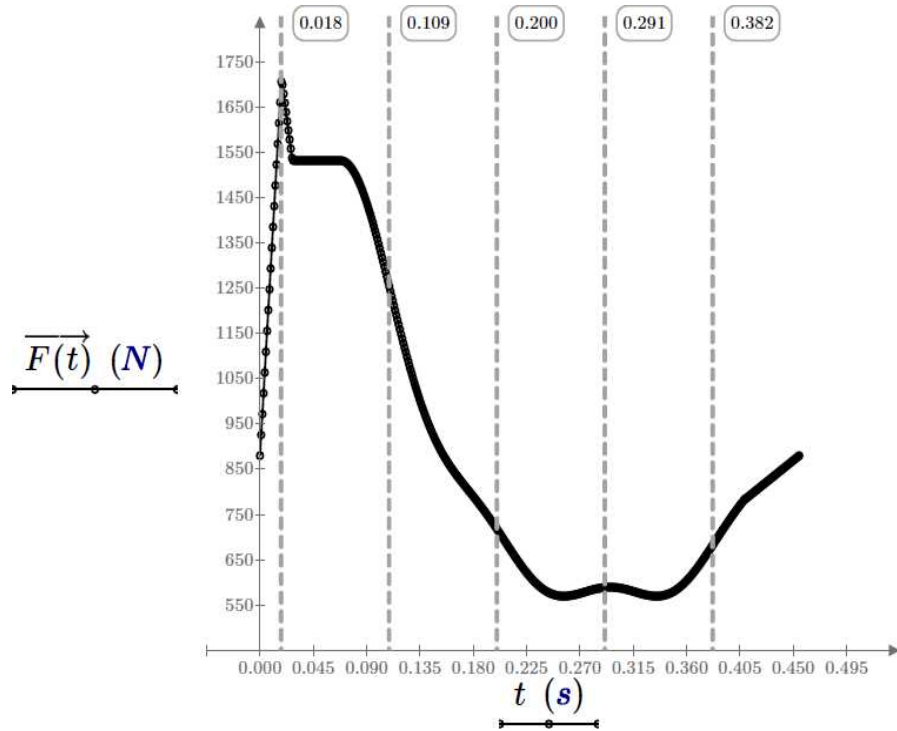


Figura 3.7 - Variação espacial da Carga

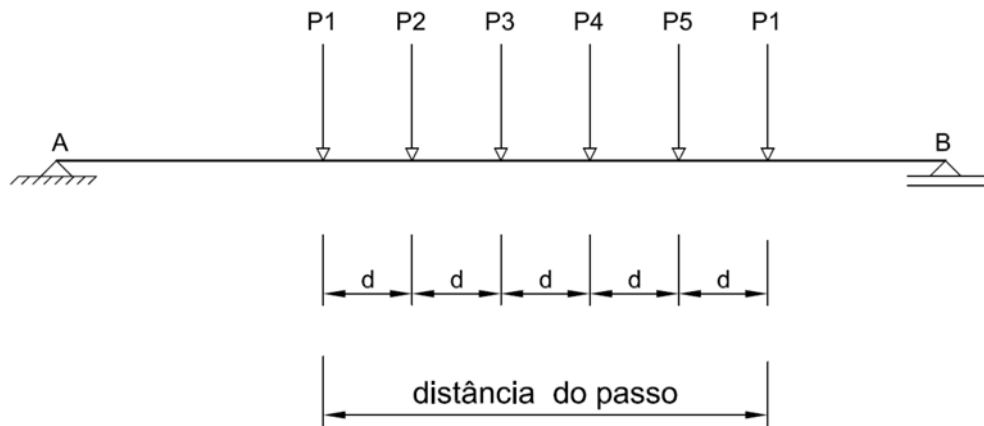


Figura 3.8 - Aplicação da ação dinâmica sobre a estrutura.

# 4

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

---

### 4.1 Considerações preliminares

Neste capítulo são apresentadas características geométricas e mecânicas de sistemas de pisos pertencentes a edifícios existentes no campus de Viçosa da Universidade Federal de Viçosa, que foram selecionados para efeito de análise numérica de vibrações do presente trabalho.

Os sistemas de piso misto de aço e concreto selecionados são formados por vigas secundárias que se conectam às vigas principais por meio de ligações rotuladas no caso dos edifícios de múltiplos andares e por longarinas e transversinas, no caso de passarelas e rampas de acesso. As estruturas selecionadas possuem lajes mistas de concreto com forma de aço incorporada (*steel deck*) ou lajes maciças de concreto, que se conectam-se às vigas principais e secundárias por meio de conectores de cisalhamento.

Para todos os modelos numéricos considerados no presente trabalho foram obtidas as frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores), assim como a resposta da estrutura às ações dinâmicas devido ao caminhar humano.

Com o objetivo de avaliar de forma mais geral o comportamento dinâmico das estruturas selecionadas, faz-se uma comparação dos resultados de frequência fundamental ( $f_1$ ) obtidos por meio da análise numérica (pelo Método dos Elementos Finitos), do modelo analítico (segundo o método proposto por Murray *et al.* (2003)) e da análise experimental realizada por Silva Junior (2015). Os resultados da análise numérica são confrontados com os valores prescritos pela ABNT NBR 8800:2008.

Também foram realizadas análises de vibração forçada com auxílio do programa computacional SAP2000. Os resultados da análise dinâmica linear das estruturas

analisadas foram obtidos em termos de deslocamentos translacionais verticais e das acelerações em *r.m.s.* (*root mean square*), os quais foram comparados e confrontados com os valores limites sob o ponto de vista do conforto humano e com os resultados da análise experimental. Estes resultados também foram comparados com os valores limites fornecidos por normas e guias de projetos internacionais (Bachmann *et al.* (1987), *ISO/DIS 10137* (2007), *AISC/CISC Design Guide 11* (MURRAY *et al.* 2003), *SCI Publication P354* (Smith *et al.* (2009)) e BS 6472 (1992)) e são expressos em função de uma porcentagem da aceleração da gravidade (% *g*).

Para efeitos da análise de vibração forçada considerou-se a aplicação do modelo de ação dinâmica devido ao caminhar humano proposto por Varela (2004), descrito no item 2.6.5, conforme expressões (2.16) a (2.20).

## **4.2 Estrutura I – Rampa de acesso de um edifício para fins esportivos**

### **4.2.1 Descrição da estrutura**

O presente estudo refere-se a uma rampa de acesso de um edifício para fins esportivos, localizado no Campus de Viçosa da Universidade Federal de Viçosa (UFV), conforme apresentado na Figura 4.1 e na Figura 4.2. A rampa é composta por quatro lances inclinados e quatro patamares.



Figura 4.1 – Aspecto geral da maquete do edifício para fins esportivos, no qual se localiza a rampa de acesso.



Figura 4.2 - Vista geral da rampa de acesso.

A rampa é composta por colunas tubulares circulares de aço e um sistema de piso misto de aço e concreto. As vigas de bordo são vigas mistas formadas por perfis laminados tipo I, que se apoiam sobre vigas em balanço por meio de ligações parafusadas. As vigas em balanço, também formadas por perfis laminados tipo I, possuem uma mísula e são ligadas às colunas tubulares por meio ligação soldada. As lajes de concreto, com largura de 2103 mm e 125 mm de espessura, foram moldadas *in loco*, com base inferior plana. Na Figura 4.3, Figura 4.4 e na Figura 4.5 pode se observar alguns esquemas da estrutura da rampa.

A rampa é composta por quatro vãos contínuos, com dois vãos principais de 10400 mm e patamares. As vigas de bordo são formadas por perfis laminados tipo W410x60, em aço ASTM A-572 grau 50, e foram dispostas a uma distância de 1950 mm entre si. As vigas em balanço são formadas por perfis laminados tipo W 530x72 e W520x82, em aço ASTM A-572 grau 50. As colunas são contínuas, com comprimento máximo de 12000 mm, compostas por perfis tubulares circulares TB 255,6x9, em aço ASTM A-572 grau 50.

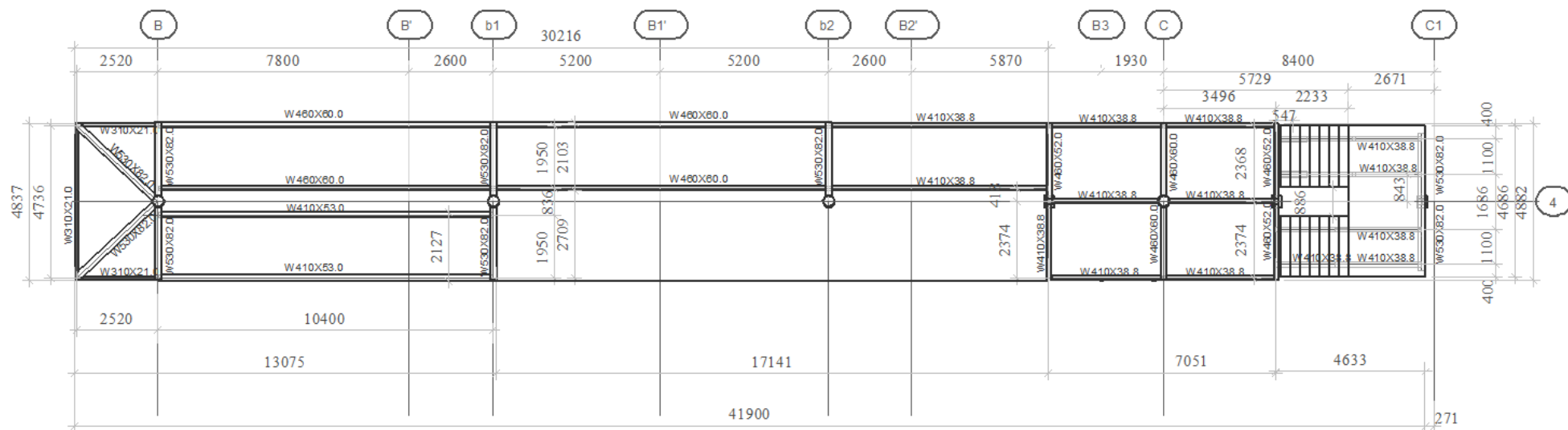


Figura 4.3 - Planta de Elevação Nível + 0 até 2800.

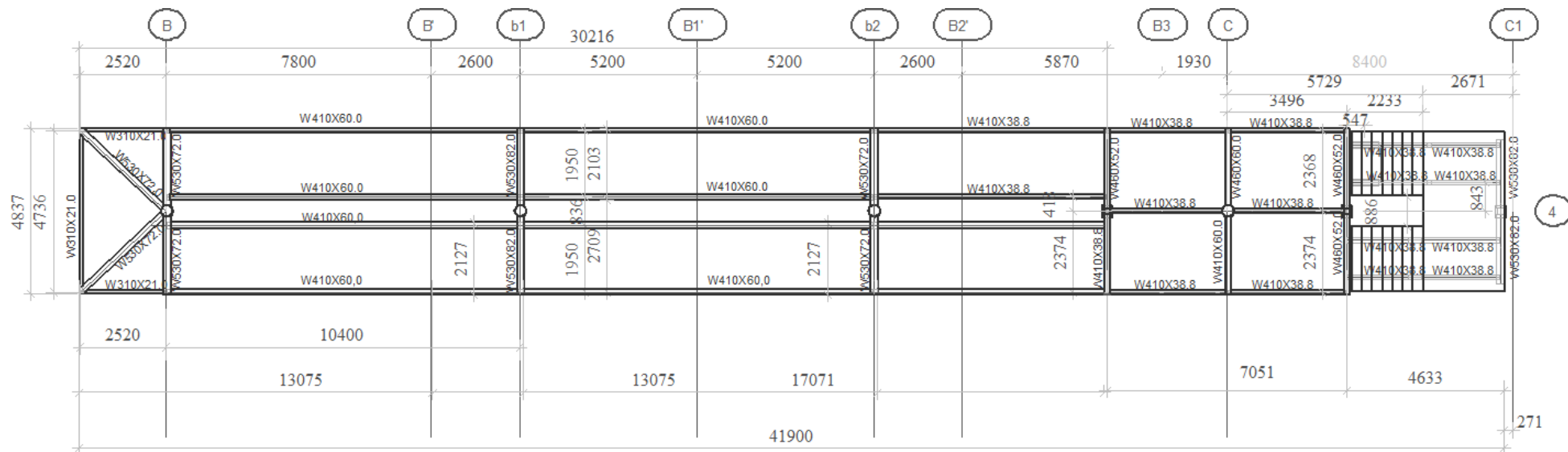


Figura 4.4 - Planta de Elevação Nível +2800 até +6400.

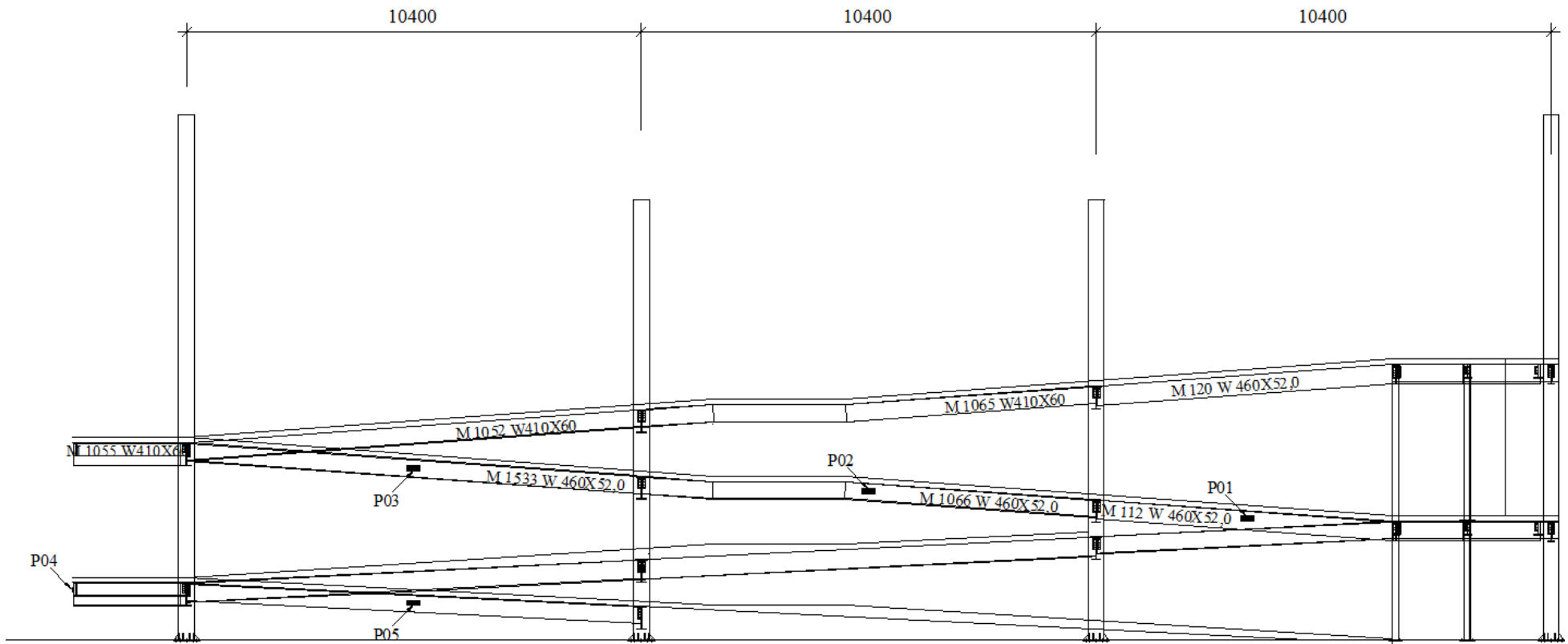


Figura 4.5 - Elevação do Eixo 4.

### 4.2.2 Modelo numérico

Para simulação do comportamento estrutural da rampa de acesso, optou-se pela criação de um modelo de elementos finitos tridimensional, com auxílio do programa computacional SAP 2000. Na Figura 4.6 apresenta-se um esquema geral do modelo geométrico tridimensional da estrutura.

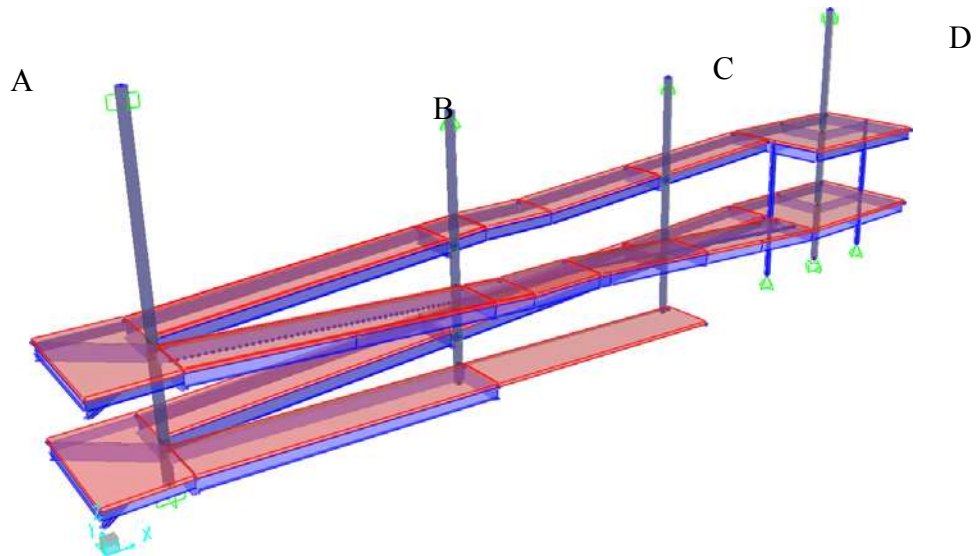


Figura 4.6 - Modelo geométrico tridimensional da rampa de acesso.

No modelo geométrico da estrutura (Figura 4.6), as lajes foram definidas como elementos de área ligados aos elementos de barra que representam as vigas e foi considerada a continuidade entre os painéis, com uso do recurso *Assign Edge Constraints* do SAP2000. A continuidade entre os painéis de laje foi admitida em função das recomendações de Smith et al. (2009). Tendo em vista que as vigas de bordo são vigas mistas, admitiu-se a existência de interação completa entre aço e concreto.

As colunas também foram representadas por elementos de barra (elementos A, B, C e D da Figura 4.6), cujos comprimentos foram definidos no projeto estrutural. Na Figura 4.7 mostra-se a ligação do topo das colunas A e D, onde é possível observar a continuidade entre a coluna e a treliça de cobertura. Em função disso, as extremidades das colunas A e D foram consideradas engastadas. De outra forma, na Figura 4.8 mostra-se a ligação de topo das colunas B e C. Para esses pontos admitiu-se uma restrição ao movimento de translação no plano, com rotação livre.



Figura 4.7 - Detalhe da ligação do topo das colunas A e D.



Figura 4.8 - Detalhe da ligação do topo das colunas B e C.

A malha de elementos finitos deve ser adotada em função da distância do passo do caminhar humano tomada no modelo de excitação dinâmica, onde a mesma deve ser menor do que a distâncias entre as cargas do caminhar humano aplicadas à estrutura. A distância entre duas ações consecutivas foi calculada com comprimento de 184 mm de acordo com a frequência da caminhada (Item 3.5). Desta forma a malha adotada deveria ser, pelo menos, menor ou igual a este valor, o que levou à adoção de uma malha quadrada

com 150 mm. Além disso, a fim de validar o tamanho dos elementos, foi realizado um estudo de convergência de malha, conforme descrito no Item 3.3.

No modelo geométrico as escadas e patamares que dão acesso a rampa não foram considerados, pois estes elementos estão ligados aos bordos do patamar da rampa (Figura 4.6). No entanto, como estes elementos acrescentam certa rigidez e limitam a movimentação da estrutura, seus efeitos devem ser considerados na análise numérica. Para isso, utilizou-se da ferramenta do SAP2000 *Link/Support Property Data* onde se restringiu o deslocamento em  $x$  e  $y$  e a rotação nos três eixos, que foram aplicados aos elementos lineares tipo *Frame* adjacentes as estruturas das escadas e patamares de acesso, por meio do comando *Line Springs*.

Da mesma forma, no primeiro trecho da rampa na qual a laje de concreto apoia-se diretamente sobre o solo, o movimento de translação no eixo  $z$  foi impedido por este contato com o solo. Para representar este comportamento na análise numérica, utilizou-se novamente da ferramenta *Link/Support Property Data* e aplicando-a sobre elemento de área através do comando *Area Springs* pode-se representar as restrições de movimento no eixo  $z$ , devido ao apoio da laje com solo.

Na ligação das vigas em balanço com as colunas foram restringidas as translações no plano horizontal nos eixos  $x$  e  $y$ , de forma que pudesse ser apenas avaliada a aceleração no eixo  $z$ , que para esse caso foi a componente mais relevante.

Para este modelo numérico foi adotado um amortecimento em função da análise experimental realizado por Silva Junior (2015), no qual foi tomado o valor de 2,92 %.

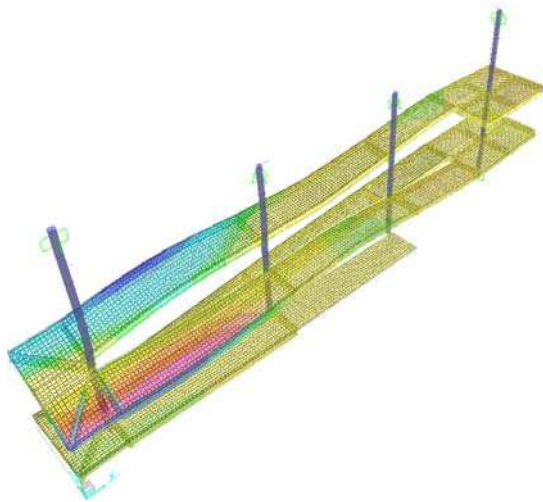
### **4.2.3 Análise modal**

As frequências naturais da estrutura foram obtidas a partir da análise modal para os seis primeiros modos de vibração, por meio do programa SAP2000. Esses resultados são mostrados na Tabela 4.1.

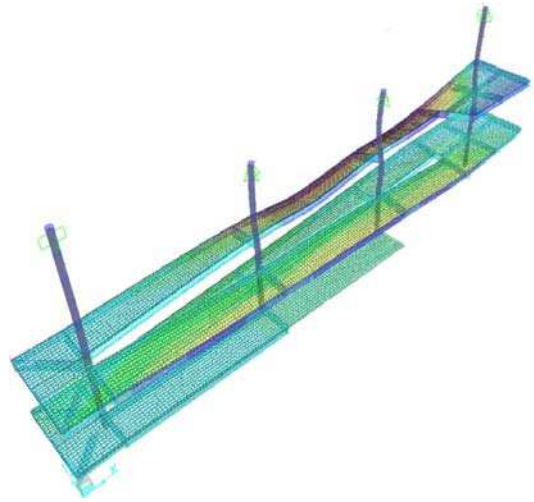
Tabela 4.1 - Frequências naturais de vibração para a Estrutura I (Hz).

$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$
7,05	7,33	7,83	8,35	8,42	8,49

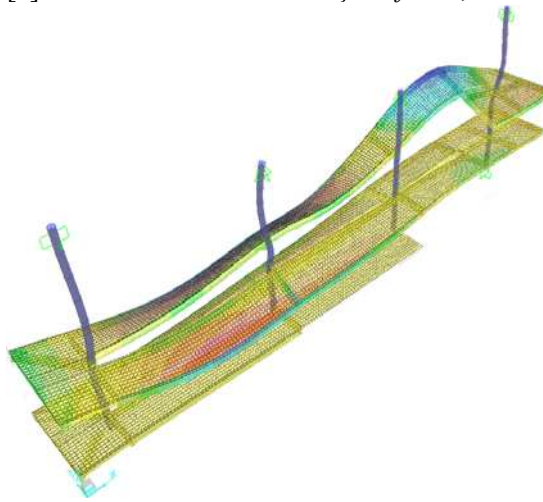
Da Figura 4.9 [a] à Figura 4.9 [f] mostram-se os seis primeiros modos de vibração obtidos para a Estrutura I.



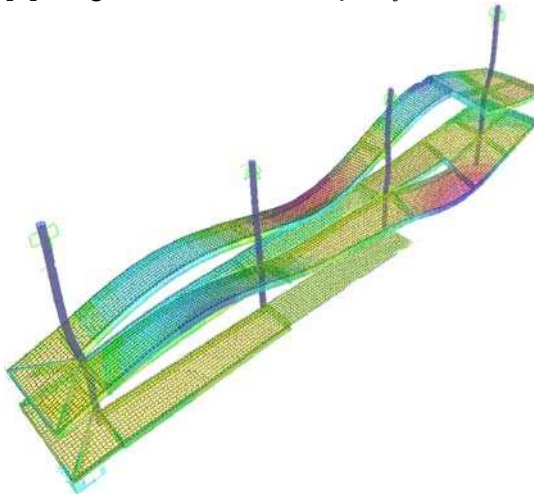
[a] - Primeiro modo de vibração -  $f_1 = 7,05$  Hz.



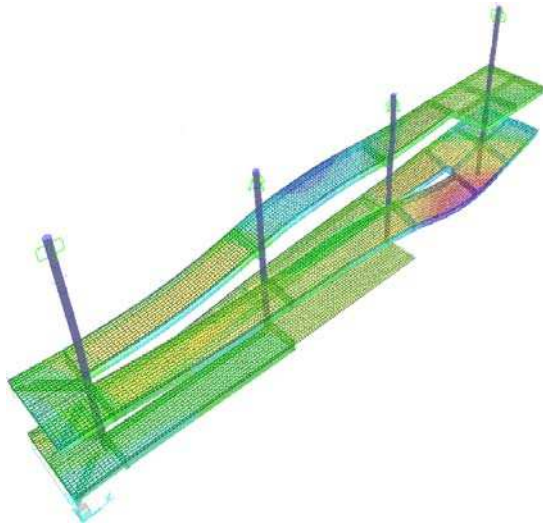
[b] - Segundo modo de vibração -  $f_2 = 7,33$  Hz.



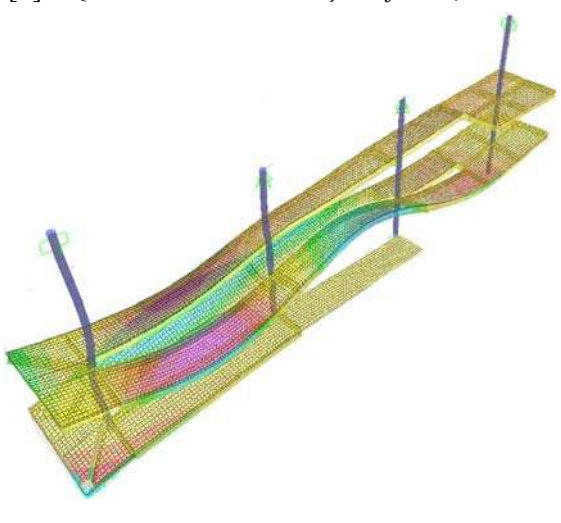
[c] - Terceiro modo vibração -  $f_3 = 7,83$  Hz.



[d] - Quarto modo de vibração -  $f_4 = 8,35$  Hz.



[e] - Quinto modo de vibração -  $f_5 = 8,42$  Hz.



[f] - Sexto modo de vibração -  $f_6 = 8,49$  Hz.

Figura 4.9 – Modos de Vibração - Estrutural I.

O primeiro modo de vibração apresentado na Figura 4.9 [a] é referente à flexão vertical do terceiro patamar de apoio ( $f_1 = 7,05$  Hz). O segundo modo, conforme Figura 4.9 [b], corresponde ao modo de vibração vertical do quarto lance da estrutura ( $f_2 = 7,33$  Hz). Já o terceiro modo de vibração da estrutura, Figura 4.9 [c], corresponde à torção longitudinal do terceiro e quarto lances da rampa ( $f_3 = 7,83$  Hz). A Figura 4.9 [d] apresenta o quarto modo de vibração, onde percebe-se os modos de flexão vertical para os três primeiros vãos do segundo, terceiro e quarto lance da rampa ( $f_4 = 8,35$  Hz). O quinto modo de vibração, Figura 4.9 [e], corresponde à flexão vertical do primeiro e segundo vão do terceiro e quarto lances da rampa ( $f_5 = 8,42$  Hz). O último modo de vibração apresentado na Figura 4.9 [f], corresponde à flexão vertical do primeiro, segundo e terceiro vão do segundo e terceiro lances e do primeiro vão do quarto lance ( $f_6 = 8,49$  Hz).

Com relação aos modos de vibração obtidos por meio da análise numérica observa-se que há uma predominância dos efeitos de flexão na direção vertical. Isso se deve principalmente a baixa rigidez à flexão do sistema de piso, o que é resultado dos grandes vãos e do apoio das vigas de bordo sobre os balanços.

Na Tabela 4.2 apresentam-se as frequências fundamentais de vibração da Estrutura I obtidas por diferentes metodologias. Para efeitos de comparação, a frequência fundamental do sistema foi determinada considerando-se a Expressão (2.4) com coeficientes  $C_B = 3,57$  para a viga de bordo e  $C_B = 0,56$  para a viga em balanço e o Método de Dunkerly (Expressão (2.7)). Os resultados da análise experimental foram obtidos por Silva Junior (2015).

Tabela 4.2 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz).

Análise Numérica	Método Analítico	Análise Experimental
7,05	6,88	7,03

De acordo com os resultados da Tabela 4.2, a frequência fundamental obtida pela análise numérica apresentou uma diferença de 2,42 % com relação ao modelo analítico (Murray *et al.* (2003)) e praticamente se igualou à obtida na análise experimental Silva Junior (2015). Em função desses resultados, nota-se que o modelo numérico foi capaz de representar de forma satisfatória esta característica dinâmica da rampa de acesso.

Para cálculo da frequência fundamental das vigas de bordo com auxílio do modelo analítico, admitiu-se a existência de vigas mistas com extremidades engastadas, devido à continuidade das lajes na região dos apoios. Da mesma forma para as vigas em balanço admitiu-se a existência de vigas mistas com uma de suas extremidades engastada (região do pilar) e outra livre. As condições de contorno admitidas representam melhor esta característica dinâmica da estrutura do que se fossem admitidas ligações flexíveis nas extremidades das vigas de bordo, o que é um procedimento usual para projetos estruturais em geral. Além disso o resultado do modelo analítico representa a frequência do sistema, considerando o Método de Dunkerly. Portanto, entende-se que a proximidade do resultado analítico com o resultado experimental se deve ao refinamento das condições de contorno admitidas para esse cálculo.

Pode-se observar que a frequência fundamental determinada pela análise numérica (7,05 Hz) é próxima ao valor limite disposto na ABNT NBR 8800:2008, para ginásios e estádios de esporte, onde a menor frequência natural não pode ser inferior a 6,0 Hz. Considerando-se um caminhar humano com frequência de 2,35 Hz, que está no limite do intervalo de 1,7 a 2,3 Hz (Bachmann *et al.*, 1995), observa-se que o seu terceiro harmônio é capaz de excitar a frequência fundamental do sistema de piso, podendo levar a uma situação de ressonância ou de quase ressonância. Portanto, neste caso, o caminhar pode causar vibrações indesejáveis aos seres humanos (Bachmann *et al.*, 1995).

#### **4.2.4 Análise de vibrações induzidas pelo caminhar humano**

Nas figuras e gráficos a seguir são mostrados os deslocamentos e acelerações no tempo obtidos para o modelo numérico desenvolvido. Os pontos para obtenção dos resultados foram escolhidos em função da posição de fixação dos acelerômetros a partir das informações da análise experimental de Silva Junior (2015) ou nos pontos de flecha e acelerações máximos observados na análise numérica. A posição destes pontos se encontra indicada na Figura 4.10 e na Figura 4.11.

A partir da aplicação das ações dinâmicas descritas no Item 3.5, conforme as Expressões (2.16) a (2.20), foi possível obter os deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) (Figura 4.12 a

Figura 4.14) nos pontos P1, P2 e P3 localizados nos centros das vigas de bordo de cada vão (Figura 4.10 e Figura 4.11).

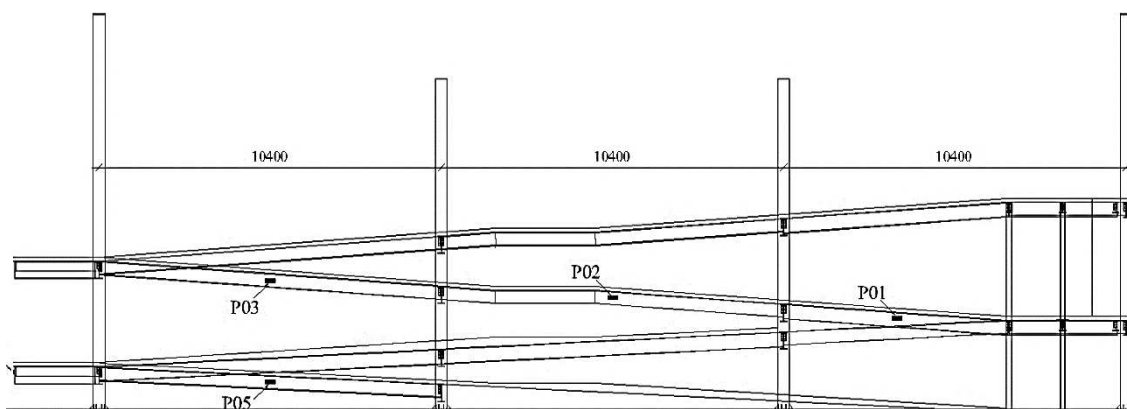


Figura 4.10 - Pontos P1, P2 e P3 – Elevação Vertical – Análise experimental

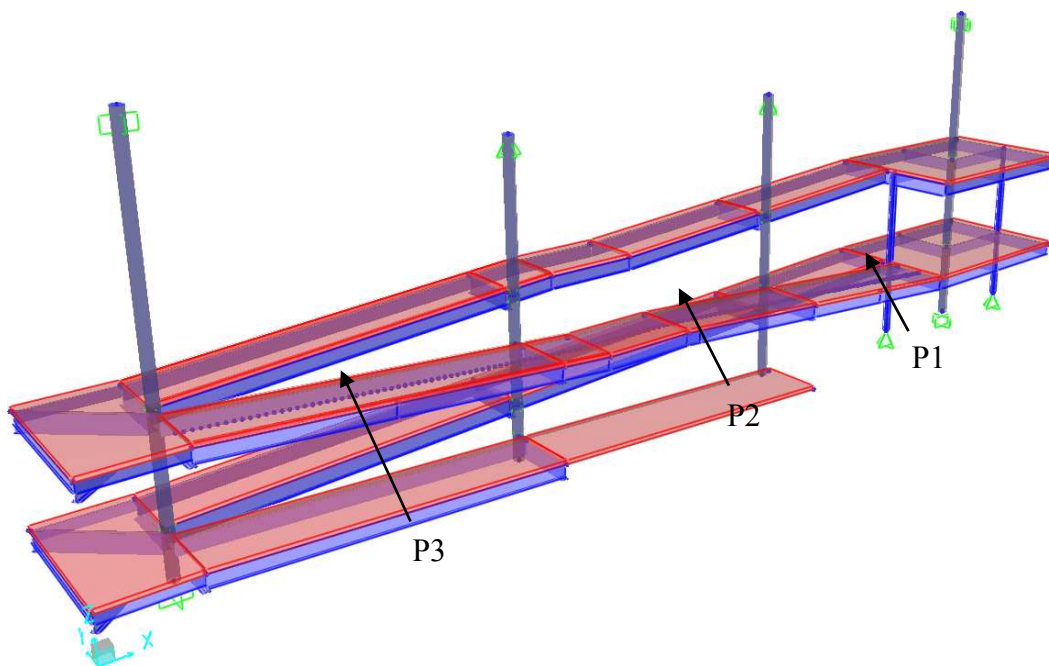
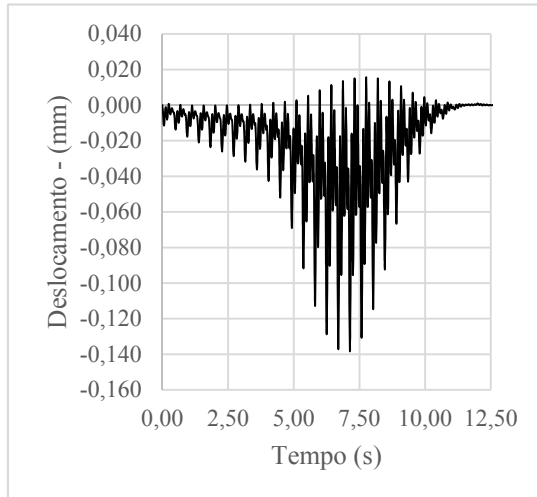
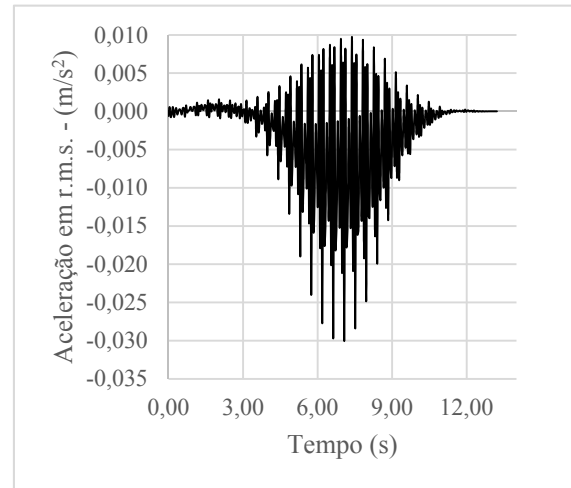


Figura 4.11 – Indicação dos pontos P1, P2 e P3 no modelo geométrico tridimensional.

Da Figura 4.12 até a Figura 4.14 são apresentados os históricos dos deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) no domínio do tempo para os pontos escolhidos.

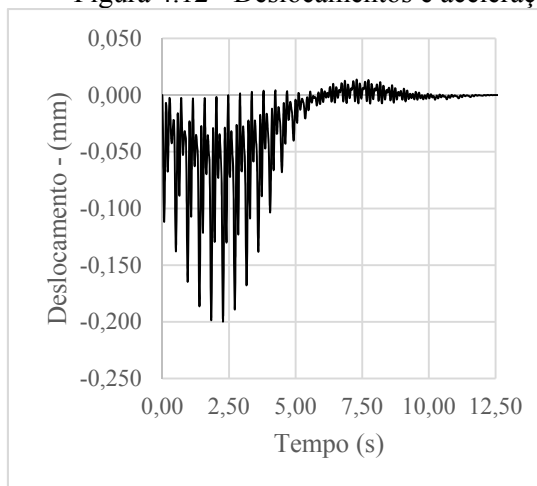


[a] - Deslocamento.

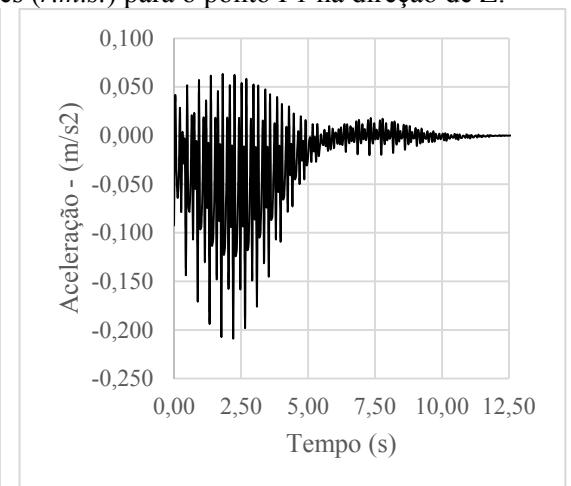


[b] - Aceleração.

Figura 4.12 - Deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) para o ponto P1 na direção de Z.

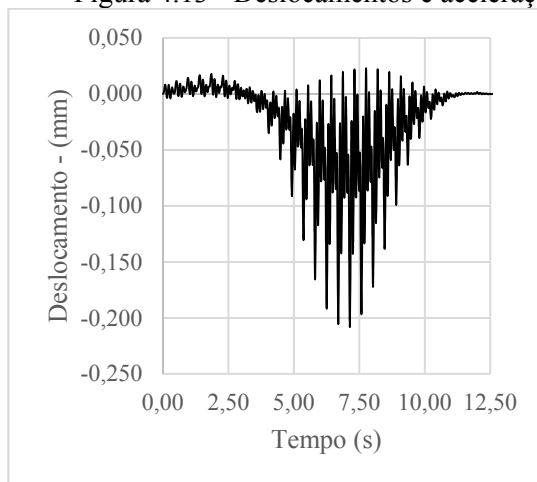


[a] - Deslocamentos.

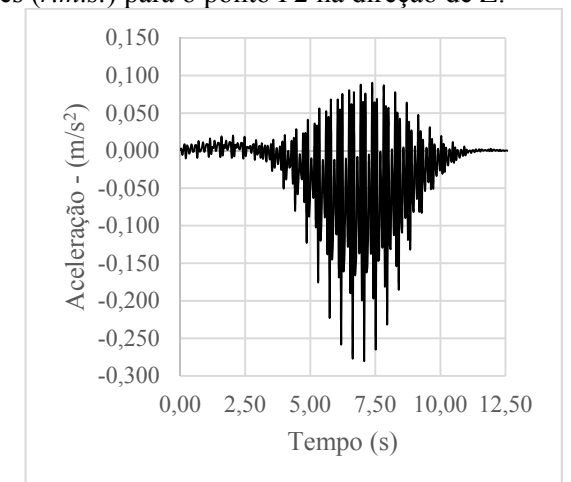


[b] - Aceleração.

Figura 4.13 - Deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) para o ponto P2 na direção de Z.



[a] - Deslocamentos.



[b] - Aceleração.

Figura 4.14 - Deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) para o ponto P3 na direção de Z.

Na Tabela 4.9 apresentam-se os resultados das acelerações (*r.m.s.*) e a porcentagem da aceleração da gravidade (% *g*) obtidos com auxílio da análise numérica no SAP2000, da Expressão (2.9) (levando em conta o comportamento global da estrutura) e da análise experimental (Silva Junior (2015)).

Tabela 4.3 - Acelerações obtidas por diferentes metodologias.

Metodologia	Aceleração em <i>r.m.s.</i>	P1	P2	P3
Análise numérica	(m/s <sup>2</sup> )	0,030	0,208	0,280
	(% <i>g</i> )	0,31	2,12	2,86
Modelo analítico	(m/s <sup>2</sup> )	0,340		
	(% <i>g</i> )	3,47		
Análise Experimental	(m/s <sup>2</sup> )	0,160	0,208	0,277
	(% <i>g</i> )	1.63	2,12	2,82

Tendo como base os resultados da Tabela 4.3, para os pontos P2 e P3, as acelerações (*r.m.s.*) obtidas por meio da análise numérica, praticamente coincidiram com os resultados da análise experimental, com uma diferença máxima de 1,1%. Isto evidencia que o modelo numérico adotado para análise das vibrações induzidas pelo caminhar humano foi capaz de representar o comportamento dinâmico da estrutura de forma satisfatória.

Os resultados numérico e experimental das acelerações (*r.m.s.*) para o ponto P1 (Tabela 4.3) apresentaram uma diferença de aproximadamente 48,4%. Essa diferença pode ser explicada pois o ponto P1 se situa em uma região onde o amortecimento local é nitidamente superior ao amortecimento global do sistema de piso, que é considerado na análise numérica.

Na Figura 4.15, Figura 4.16 e na Figura 4.17 apresentam-se os espectros das respostas dinâmicas da estrutura, obtidos por meio da análise numérica com o SAP 2000, em termos das acelerações no domínio da frequência. Esses resultados se referem às vibrações produzidas pelo caminhar humano, para as ações descritas no Item 3.5 e um amortecimento de 2,92%, adotado em função da análise experimental de Silva Junior (2015).

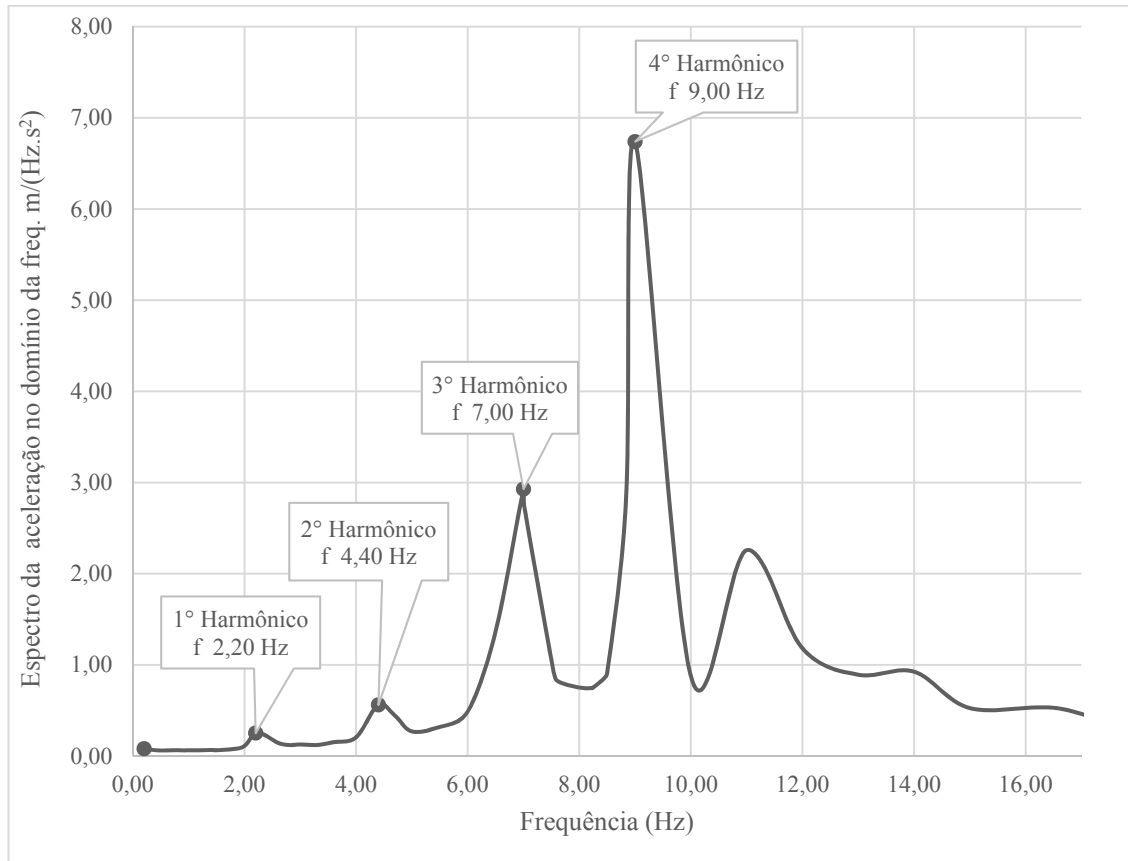


Figura 4.15 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o ponto P1.

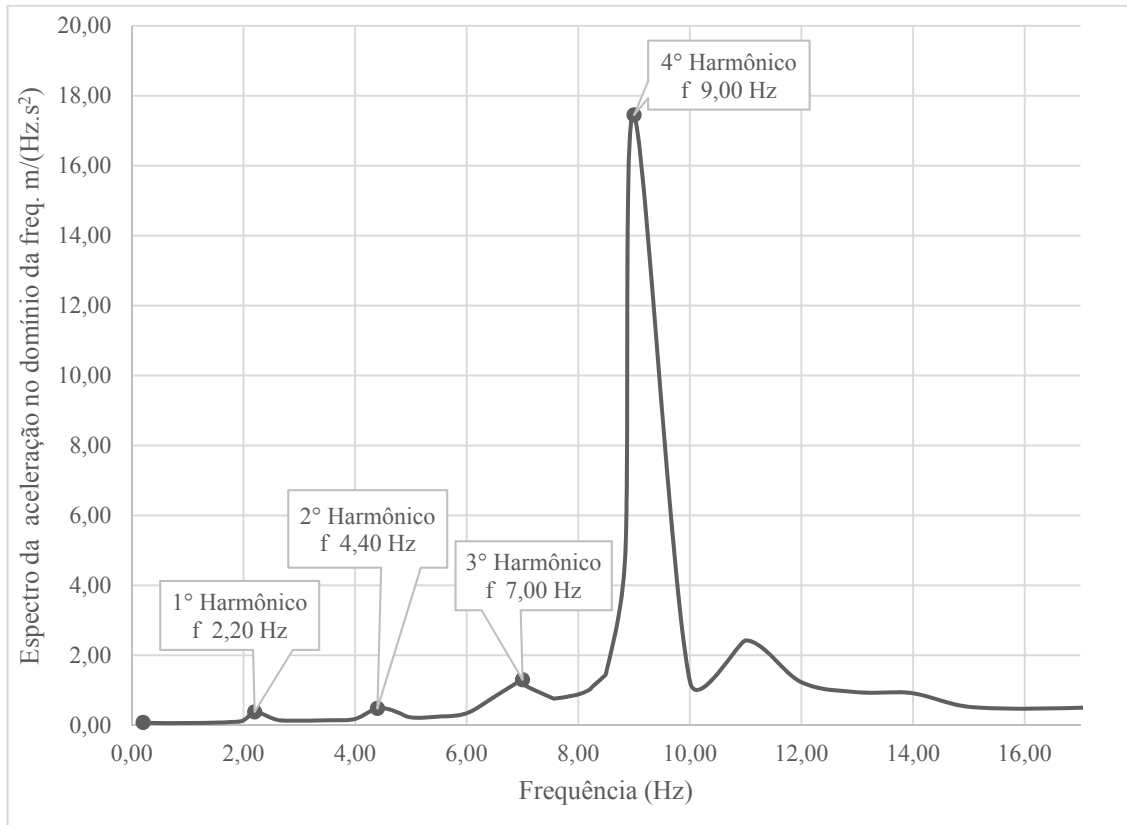


Figura 4.16 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o ponto P2.

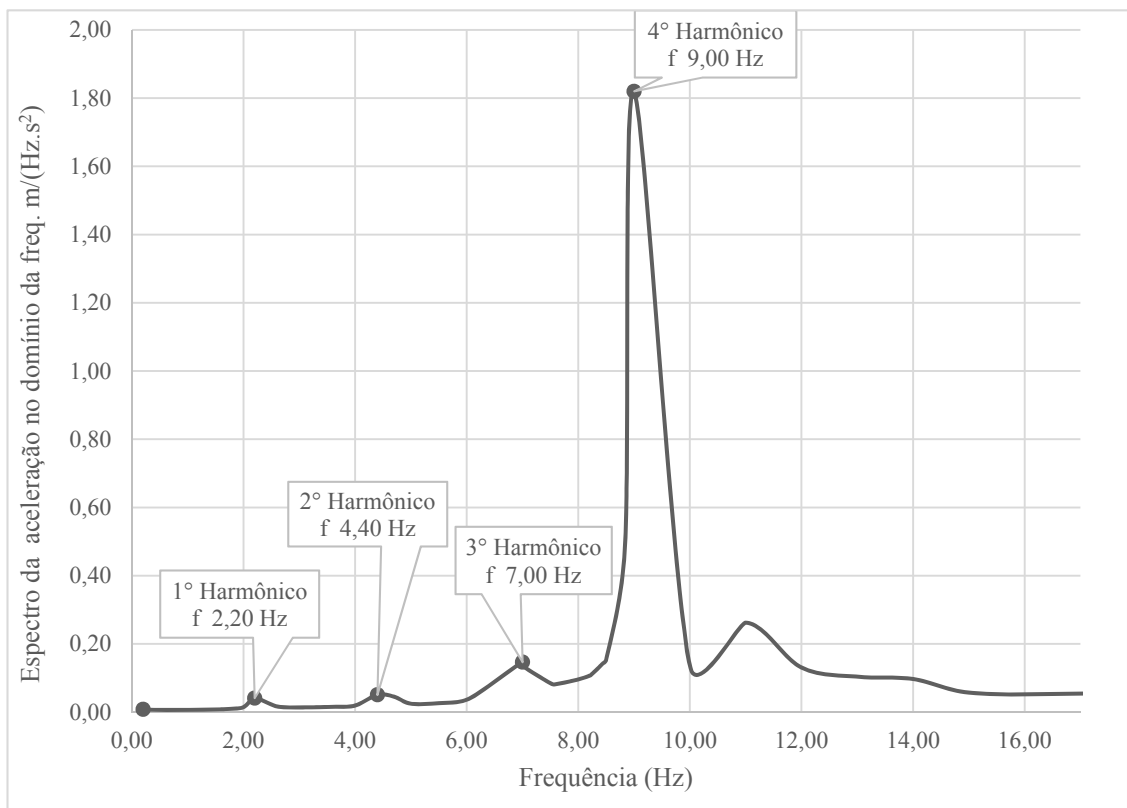


Figura 4.17 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o ponto P3.

Na Figura 4.15, Figura 4.16 e na Figura 4.17 apresenta-se o espectro de resposta no domínio da frequência para os pontos P1, P2 e P3 respectivamente. Pode-se observar que o terceiro pico das três figuras corresponde ao terceiro harmônico da excitação produzida pelo caminhar humano, cujo valor é muito próximo à frequência fundamental do sistema de piso ( $f_1 = 7,05$  Hz). Deve-se também destacar que, de acordo com o espectro de resposta para os três pontos, o quarto harmônico do caminhar humano é capaz de excitar uma frequência natural superior, da ordem de 9,0 Hz.

#### **4.2.5 Análise de Conforto humano**

Na Figura 4.18 apresentam-se os resultados de acelerações (*r.m.s.*) nos pontos P1, P2 e P3, obtidos por meio da análise numérica, representados sobre curvas limite de aceleração considerando o conforto humano, definidas por normas e guias de projeto internacionais (BACHMANN *et al.* (1987), ISO/DIS 10137 (2007), AISC/CISC *Design Guide 11* (Murray *et al.* (2003)), SCI *Publication P354* (SMITH *et al.* 2009) e BS 6472 1992). Pode-se observar que as acelerações em *r.m.s.* (%g) determinadas para os pontos P2 e P3 estão praticamente no limite da curva de Bachmann e ISO/DIS 10137, que é a curva que representa a maior tolerância às vibrações. Portanto, o alerta sobre a possibilidade de se produzirem vibrações indesejáveis aos seres humanos devido à proximidade do terceiro harmônico com a frequência fundamental se confirma por meio da análise das acelerações.

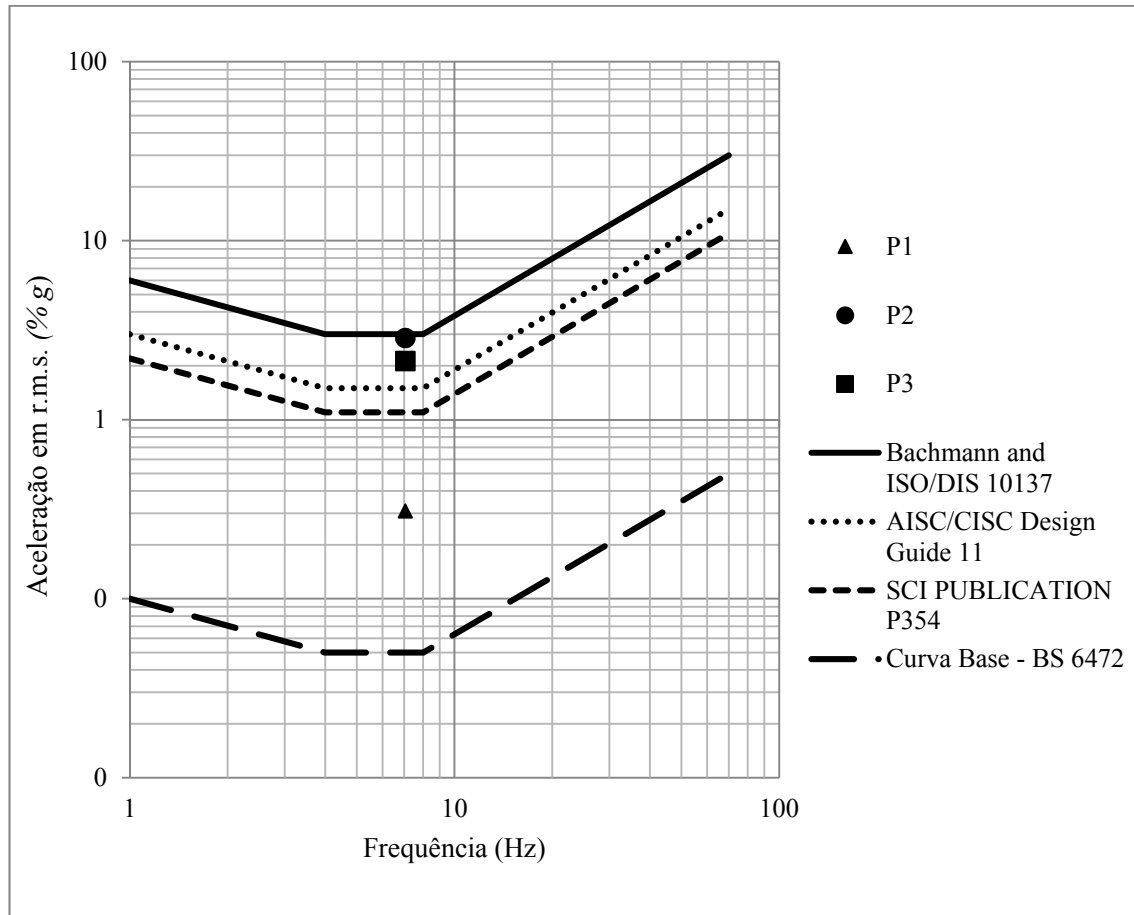


Figura 4.18 - Resultados de acelerações (*r.m.s.*) obtidos por meio da análise numérica representados sobre curvas limite de aceleração considerando o conforto humano.

### 4.3 Estrutura II – Rampa de acesso de um edifício para fins institucionais

#### 4.3.1 Descrição da estrutura

Este estudo refere-se a uma rampa de acesso de um edifício para fins institucionais, localizado no Campus de Viçosa da Universidade Federal de Viçosa (UFV), conforme apresentado na Figura 4.19 e na Figura 4.20. A rampa é composta por quatro lances inclinados e dois patamares.



Figura 4.19 – Aspecto geral do edifício para fins institucionais, no qual se localiza a rampa de acesso.



Figura 4.20 - Vista geral da rampa de acesso.

A rampa é composta por pilares soldados de aço e um sistema de piso misto de aço e concreto. As vigas são mistas formadas por perfis soldados tipo I, que se apoiam sobre patamares intermediários ou nos pisos adjacentes por meio de ligações parafusadas. Os patamares se conectam aos pisos adjacentes superiores e inferiores por meio de colunas ou tirantes por intermédio de ligação soldada. As lajes mistas de aço e concreto, com largura de 2000 mm e 150 mm de altura total, foram concretadas *in loco*, com base inferior composta por uma forma de aço incorporada com altura de 75 mm e capa de concreto de 75 mm. Na Figura 4.22 e na Figura 4.21 apresentam-se alguns esquemas da estrutura da rampa.

A rampa é composta por um vão de 12000 mm incluindo os patamares. As vigas principais são formadas por perfis soldados tipo PS 450x150x6,3x4,75, em aço ASTM A-36 Multi Grade, e foram dispostas a uma distância de 1000 mm entre si. As vigas de bordo se apoiam nas vigas transversais dos patamares que são formadas por perfis soldados tipo PS 450x150x6,3x4,75, em aço ASTM A-36 Multi Grade. Os pilares e os tirantes se apoiam nos andares adjacentes, com comprimento máximo de 550 mm, compostos por perfis tipo PS 250x150x6,3x4,75, em aço ASTM A-36 Multi Grade. As vigas dos pisos adjacentes, onde as vigas principais se apoiam, são formadas por perfis PS 700x250x9.5x8, em aço ASTM A-36 Multi Grade.

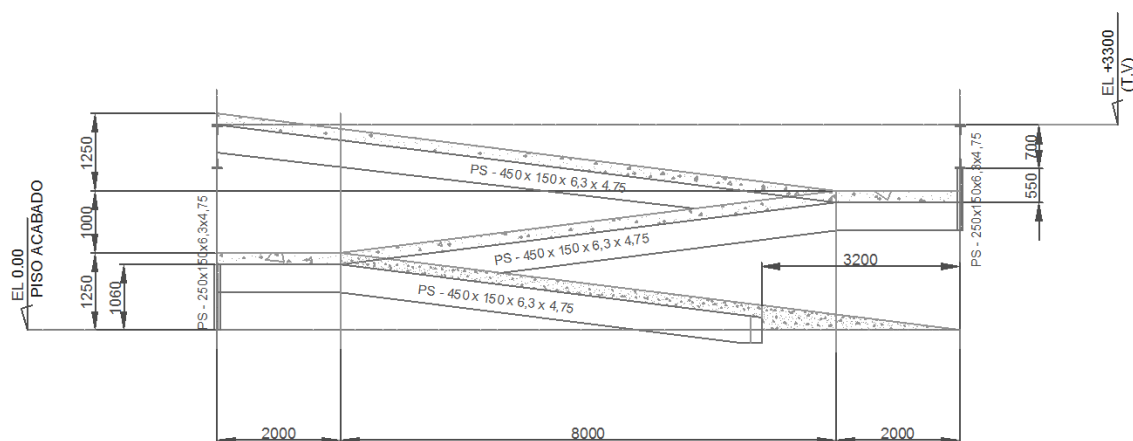


Figura 4.21 - Elevação do Eixo 4.

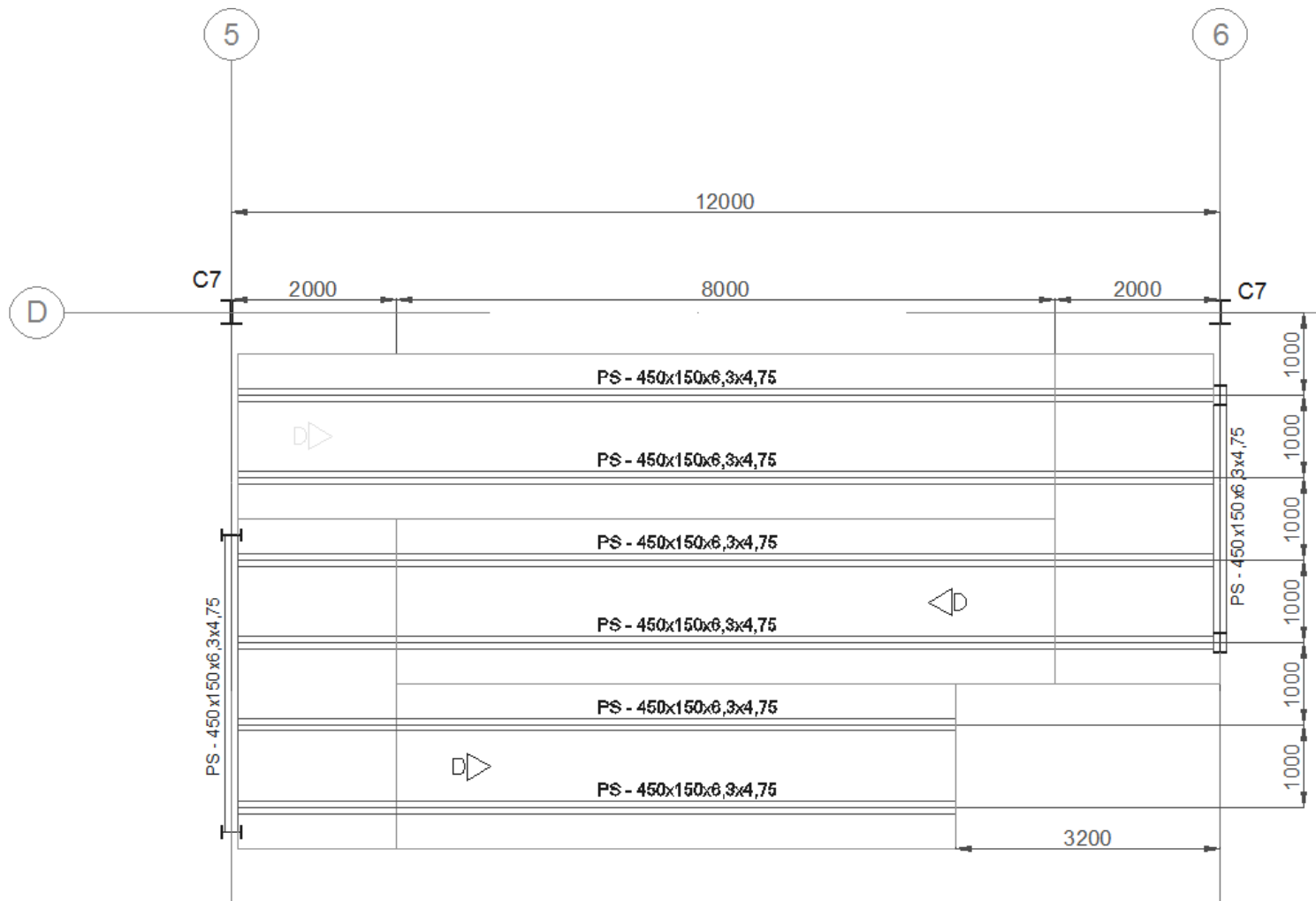


Figura 4.22 - Planta de Elevação Nível + 0 até 2800.

### 4.3.2 Modelo numérico

Para simulação do comportamento estrutural da rampa de acesso, optou-se pela criação de um modelo de elementos finitos tridimensional, com auxílio do programa computacional SAP 2000. Na Figura 4.23 apresenta-se um esquema geral do modelo geométrico tridimensional da estrutura.

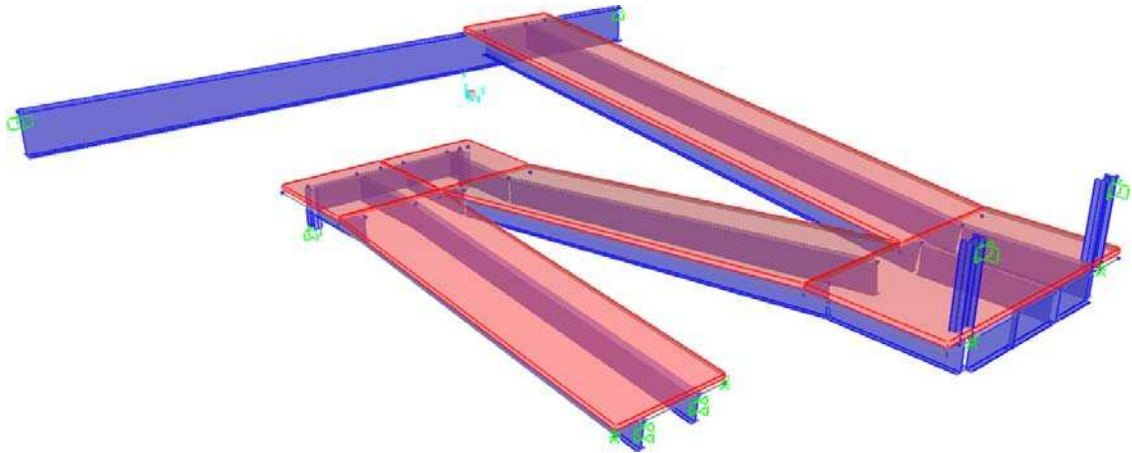


Figura 4.23 - Modelo geométrico tridimensional da rampa de acesso.

No modelo geométrico da estrutura (Figura 4.23), as lajes foram definidas como elementos de área ligados aos elementos de barra, que representam as vigas, e foi considerada a continuidade entre os painéis com o uso do recurso *Assign Edge Constraints* do SAP2000. A continuidade entre os painéis de laje foi admitida em função das recomendações de Smith *et al.* (2009). Tendo em vista que as vigas de bordo são vigas mistas, admitiu-se a existência de interação completa entre aço e concreto.

Os pilares sob o primeiro patamar e tirantes sobre o segundo patamar também foram representados por elementos de barra na Figura 4.23 e foram modeladas segundo seus comprimentos informados no projeto estrutural. Os pilares e tirantes foram todos considerados engastados em ambas as extremidades seguindo as recomendações de Smith *et al.* (2009) onde os todos seus movimentos de translação e rotação foram impedidos em todas as direções.

A malha de elementos finitos foi adotada em função da distância do passo do caminhar humano, tomada no modelo de excitação dinâmica aplicada a estrutura (Item 3.5). Para a

rampa de acesso o tamanho da malha foi determinada em função da frequência e velocidade de caminhada, que para este caso foi de 173 mm. Desta forma a malha adotada deveria ser, pelo menos, menor ou igual a este valor e que também atendessem os critérios de convergência de malha (item 3.3), desta forma foi adotada uma malha quadrada com 100 mm.

No modelo geométrico não foram considerados as lajes dos pisos adjacentes, superiores e inferiores, que estão ligadas aos bordos da rampa. No entanto, como estes elementos acrescentam certa rigidez e limitam a movimentação da estrutural, seus efeitos devem ser considerados na análise numérica. Para isso, utilizou-se do recurso do SAP2000 *Link/Support Property Data*, onde restringiu-se os deslocamentos em  $x$  e  $y$  e a rotação nos três eixos, que foram aplicados aos elementos lineares tipo *Frame* adjacentes as estruturas das lajes da rampa de acesso, por meio do comando *Line Springs*.

Da mesma forma, no primeiro trecho da rampa na qual a laje de concreto apoia-se diretamente sobre o solo, o movimento de translação no eixo  $z$  foi impedido por estar em contato com o solo. Para representar este comportamento na análise numérica, utilizou-se novamente da ferramenta *Link/Support Property Data* e aplicando-a sobre elemento de área através do comando *Area Springs* pode-se representar as restrições de movimento no eixo  $z$ , devido ao apoio da laje com solo.

Na ligação das vigas com as colunas e tirantes foram restringidas as translações no plano horizontal nos eixos  $x$  e  $y$ , de forma que pudesse ser apenas avaliada a aceleração no eixo  $z$ , que para esse caso foi a componente mais relevante.

Para este modelo numérico foi adotado um amortecimento em função da análise experimental realizado por Silva Junior (2015), no qual foi tomado o valor de 3,0 %.

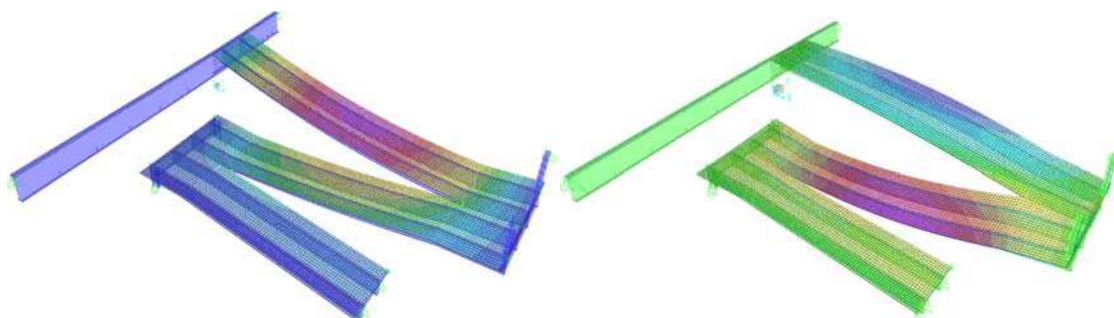
### **4.3.3 Análise modal**

As frequências naturais da estrutura foram obtidas a partir da análise modal para os seis primeiros modos de vibração, por meio do programa SAP2000. Esses resultados estão mostrados na Tabela 4.4.

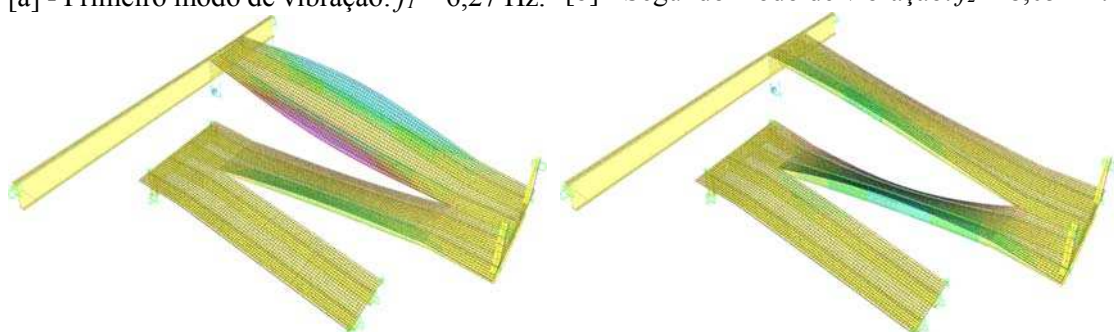
Tabela 4.4 - Frequências naturais de vibração para a Estrutura II (Hz).

$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$
6,27	8,05	12,94	14,58	18,43	20,16

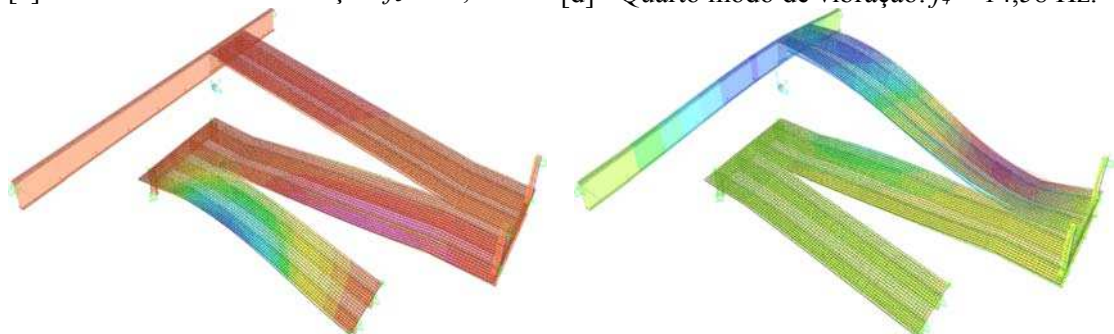
Da Figura 4.24 [a] à Figura 4.24 [f] são mostrados os modos de vibração das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração da Estrutura II.



[a] - Primeiro modo de vibração:  $f_1 = 6,27$  Hz. [b] - Segundo modo de vibração:  $f_2 = 8,05$  Hz.



[c] - Terceiro modo de vibração:  $f_3 = 12,94$  Hz. [d] - Quarto modo de vibração:  $f_4 = 14,58$  Hz.



[e] - Quinto Modo de vibração:  $f_5 = 18,43$  Hz. [f] - Sexto modo de vibração:  $f_6 = 20,16$  Hz.

Figura 4.24 – Modos de Vibração Modelo Estrutural II.

O primeiro modo de vibração apresentado na Figura 4.24 [a] é referente à flexão vertical do terceiro lance ( $f_1 = 6,27$  Hz). O segundo modo, conforme Figura 4.24 [b], corresponde ao modo de vibração vertical do segundo lance da estrutura ( $f_2 = 8,05$  Hz). Já o terceiro modo de vibração da estrutura, Figura 4.24 [c], corresponde à torção longitudinal do terceiro lance da rampa ( $f_3 = 12,84$  Hz). A Figura 4.24 [d] apresenta o quarto modo de

vibração também torcional do segundo lance ( $f_4 = 14,58$  Hz). O quinto modo de vibração, Figura 4.24 [e], corresponde à flexão vertical do primeiro lance da estrutura ( $f_5 = 18,43$  Hz). O último modo de vibração apresentado, na Figura 4.24 [f], corresponde à vibração vertical do terceiro lance com duas ondas ( $f_6 = 20,16$  Hz). Observa-se na Figura 4.24 [a] e na Figura 4.24 [b] uma predominância dos efeitos de flexão na direção transversal vertical.

Com relação aos modos de vibração encontrados na análise numérica observa-se que há uma predominância dos efeitos de flexão na direção vertical. Isso se deve principalmente a baixa rigidez à flexão da estrutura, o que é resultado dos grandes vãos e das condições de contorno dos apoios.

Na Tabela 4.5 apresentam-se as frequências fundamentais de vibração da Estrutura II obtidas por diferentes metodologias. Para efeitos de comparação, a frequência fundamental do sistema foi determinada considerando-se a Expressão (2.4) com coeficientes  $C_B = 2,45$  para as vigas longitudinais e o Método de Dunkerly (Expressão (2.7)) para o modo combinado do sistema. Os resultados da análise experimental foram obtidos por Silva Junior (2015).

Tabela 4.5 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz).

Análise Numérica	Modelo Analítico	Análise Experimental
6,27	5,15	6,35

De acordo com os resultados da Tabela 4.5, a frequência natural obtida pela análise numérica apresentou uma diferença de 18,02 % com relação ao modelo analítico (Murray *et. al* (2003)) e de 1,28 % com relação ao modelo experimental (Silva Junior (2015)). Em função desses resultados, nota-se que o modelo numérico foi capaz de representar de forma efetiva esta característica dinâmica da rampa de acesso.

Para cálculo da frequência fundamental das vigas de bordo com auxílio do modelo analítico, admitiu-se a existência de vigas mistas com extremidades engastadas nos pontos de apoio com os níveis adjacentes, devido à continuidade das lajes na região dos apoios com os níveis superiores e inferiores e rotuladas nas regiões de apoio com os patamares. As condições de contorno admitidas representam melhor esta característica dinâmica da estrutura do que se fossem admitidas ligações flexíveis nas extremidades das

vigas de bordo, o que é um procedimento usual para projetos estruturais em geral. Além disso o resultado do modelo analítico representa a frequência do sistema, considerando o Método de Dunkerly. Portanto, entende-se que a proximidade do resultado analítico com o resultado experimental se deve ao refinamento das condições de contorno admitidas para esse cálculo.

Pode-se observar que a frequência fundamental determinada pela análise numérica (6,27 Hz) é próxima ao valor limite disposto na ABNT NBR 8800:2008, para ginásios e estádios de esporte, onde a menor frequência natural não pode ser inferior a 6,0 Hz. Considerando-se um caminhar humano com frequência de 2,09 Hz, que está no meio do intervalo de 1,7 a 2,3 Hz (Bachmann *et al.*, 1995), observa-se que o seu terceiro harmônio é capaz de excitar a frequência fundamental do sistema de piso, podendo levar a uma situação de ressonância ou de quase ressonância. Portanto, neste caso, o caminhar pode causar vibrações indesejáveis aos seres humanos (Bachmann *et al.*, 1995).

#### **4.3.4 Análise de vibrações induzidas pelo caminhar humano**

Nas figuras e gráficos a seguir são mostrados os deslocamentos e acelerações no tempo obtidos para o modelo numérico desenvolvido. Os pontos para de obtenção dos resultados foram escolhidos em função da posição de fixação dos acelerômetros a partir das informações da análise experimental de Silva Junior (2015) ou nos pontos de flecha e acelerações máximos observados na análise numérica. A posição destes pontos se encontra indicada na Figura 4.25 e na Figura 4.26.

A partir da aplicação das ações dinâmicas descritas no Item 3.5, conforme as Expressões (2.16) a (2.20), foi possível obter os deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) (Figura 4.27) no ponto P1 localizado no meio do vão da viga principal de bordo da rampa de acesso (Figura 4.25 e Figura 4.26).

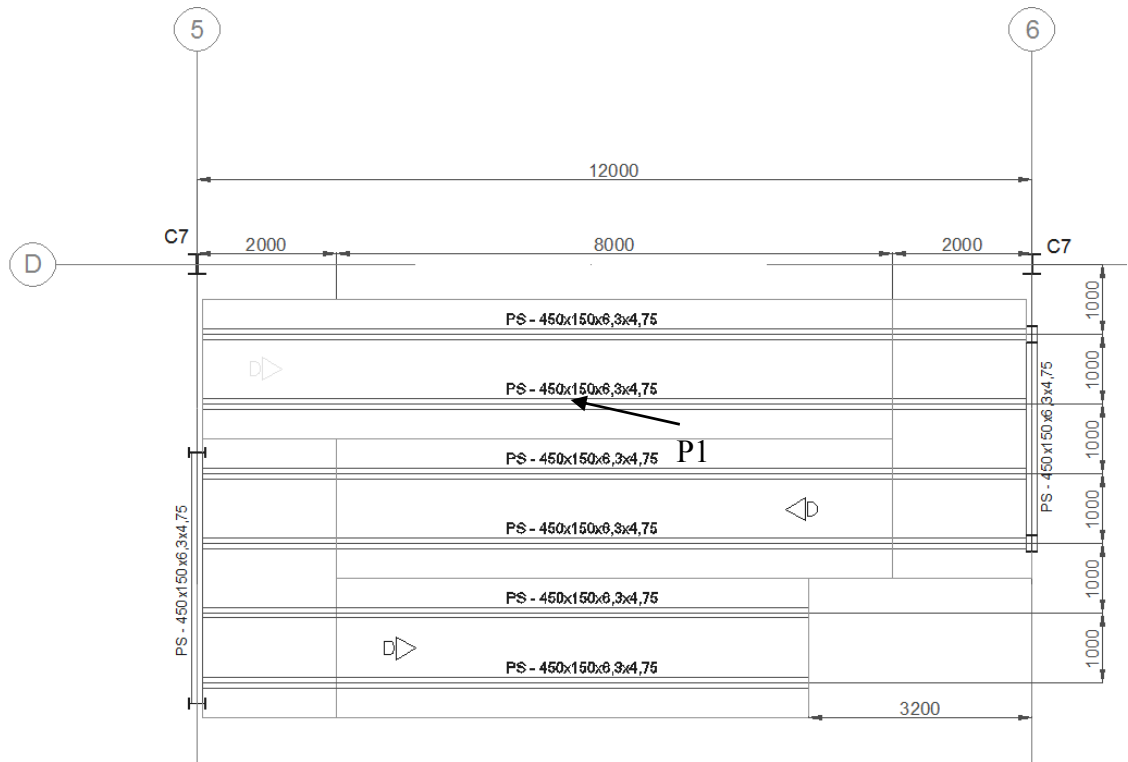


Figura 4.25 - Ponto P1 – Planta de elevação.

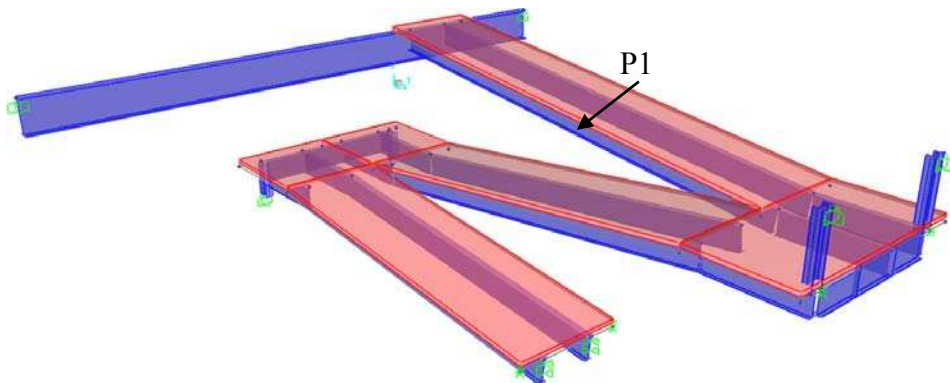


Figura 4.26 – Ponto P1 – Modelo geométrico.

Na Figura 4.27 [a] e na Figura 4.27 [b] são apresentados os históricos dos deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) no domínio do tempo para os pontos escolhidos.

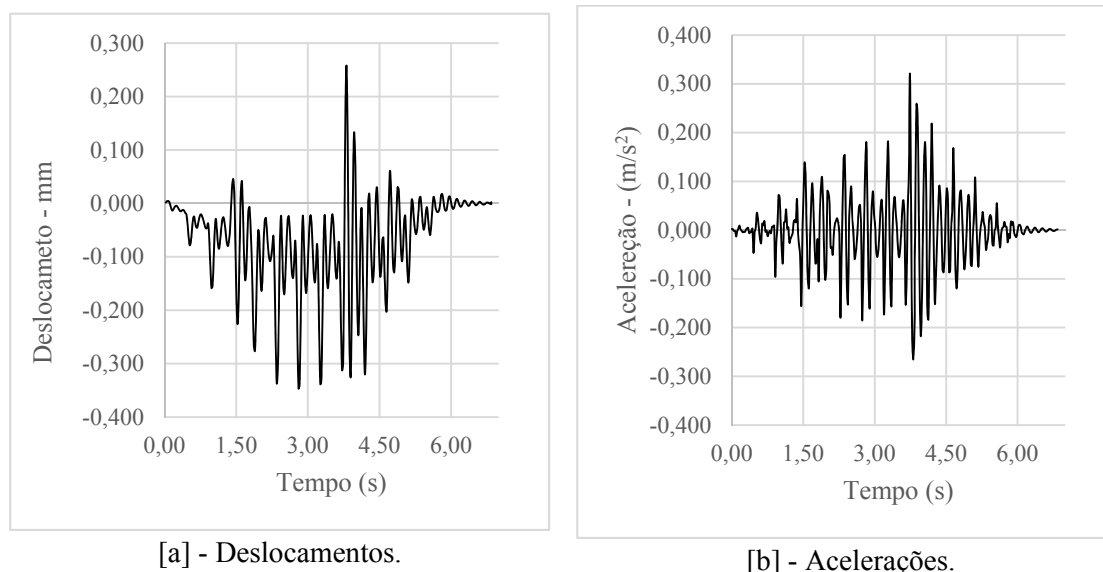


Figura 4.27 - Deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) para o ponto P1 na direção de Z.

Na Tabela 4.6 apresentam-se os resultados das acelerações (*r.m.s.*) e a porcentagem da aceleração da gravidade (% *g*) obtidos com auxílio da análise numérica no SAP2000, da Expressão (2.9) e da análise experimental realizado por Silva Junior (2015).

Tabela 4.6 - Acelerações máximas obtidas pelas diferentes metodologias.

Metodologia	Aceleração <i>r.m.s.</i>	P1
Análise numérica	(m/s <sup>2</sup> )	0,38
	(% <i>g</i> )	3,88
Modelo analítico	(m/s <sup>2</sup> )	0,33
	(% <i>g</i> )	3,37
Análise Experimental	(m/s <sup>2</sup> )	0,35
	(% <i>g</i> )	3,60

Observando os resultados da Tabela 4.6, para o ponto P1, a aceleração (*r.m.s.*) obtida por meio da análise numérica, alcançou valores muito próximos dos resultados da análise experimental, com uma diferença de 7,89 %. Isto evidencia que o modelo numérico adotado para análise das vibrações induzidas pelo caminhar humano foi capaz de representar o comportamento dinâmico da estrutura de forma satisfatória.

Na Figura 4.28 apresenta-se o espectro da resposta dinâmica da estrutura, obtidos por meio da análise numérica com o SAP 2000, em termos das acelerações no domínio da frequência. Esses resultados se referem às vibrações produzidas pelo caminhar humano,

para as ações descritas no Item 3.5 e um amortecimento de 3,00 %, adotado em função da análise experimental de Silva Junior (2015).

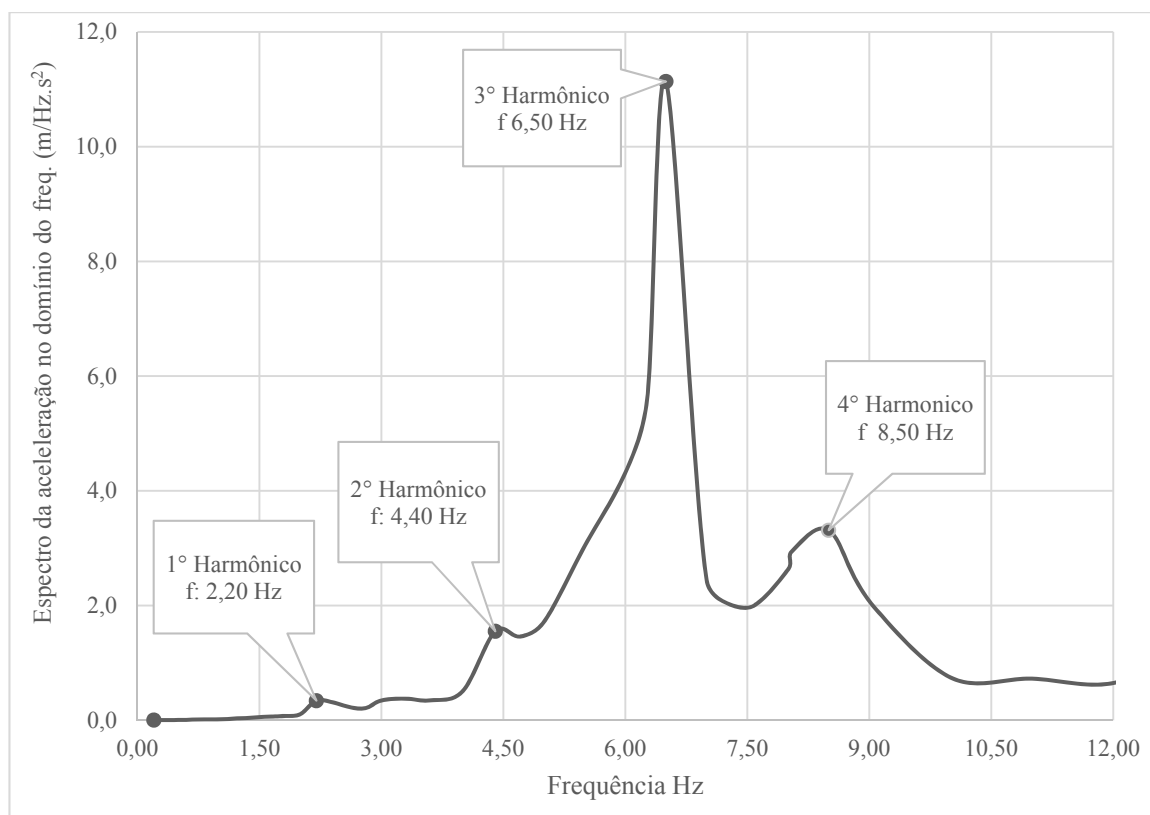


Figura 4.28 - Espectro da resposta no domínio da frequência para o ponto P1 na direção Z.

Na Figura 4.28 apresenta-se o espectro de resposta no domínio da frequência para o ponto P1. Pode-se observar que o terceiro pico da figura corresponde ao terceiro harmônico da excitação produzida pelo caminhar humano, cujo valor é muito próximo à frequência fundamental do sistema de piso ( $f_1 = 6,35$  Hz), indicando que este é o maior responsável pela transferência de energia ao sistema.

#### 4.3.5 Análise do conforto humano

Na Figura 4.29 apresenta-se o resultado da aceleração (*r.m.s.*) para o ponto P1, obtido por meio da análise numérica, representado sobre curvas limite de aceleração considerando o conforto humano, definidas por normas e guias de projeto internacionais (BACHMANN *et al.* (1987), ISO/DIS 10137 (2007), AISC/CISC Design Guide 11 (Murray *et al.* (2003)), SCI Publication P354 (SMITH *et al.* 2009) e BS 6472 1992).

Pode-se observar que as acelerações em *r.m.s.* (% g) obtidas para o ponto P1 estão acima do limite da curva de Bachmann e ISO/DIS 10137, que são as curvas que representam a maior tolerância às vibrações. Portanto, os resultados obtidos indicam que as acelerações produzidas na rampa de acesso analisada estão dentro de uma faixa de vibrações indesejáveis aos seres humanos, devido à proximidade do terceiro harmônico do caminhar com a frequência fundamental.

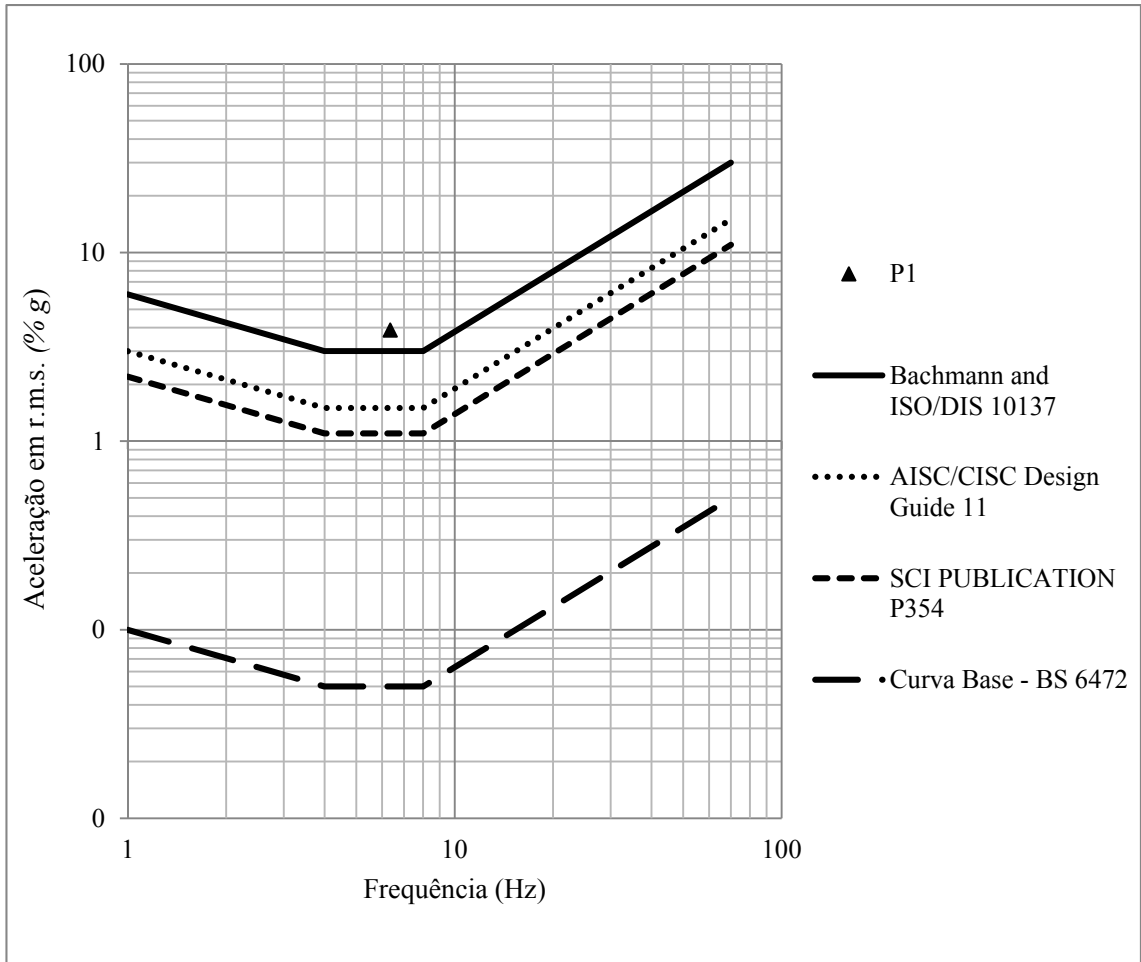


Figura 4.29 - Resultado de aceleração (*r.m.s.*) obtido por meio da análise numérica representado sobre curvas limite de aceleração considerando o conforto humano.

## 4.4 Estrutura III – Passarela de acesso de um edifício para fins industriais e institucionais

### 4.4.1 Descrição da estrutura

A Estrutura III se refere a uma passarela de acesso de um edifício para fins industriais e institucionais, localizado no Campus de Viçosa da Universidade Federal de Viçosa (UFV), conforme apresentado na Figura 4.30 e na Figura 4.31. A passarela é composta por três vão e uma baia.



Figura 4.30 – Aspecto geral do edifício para fins industriais e institucionais, no qual se localiza a passarela de acesso.



Figura 4.31 - Vista geral da passarela de acesso e da baia.

A passarela e a baia são compostas por pilares laminados tipo I e um sistema de piso misto de aço e concreto. As vigas principais da baia são mistas e formadas por perfis laminados tipo I, que se apoiam sobre as colunas por meio de ligações parafusadas. Da mesma forma as vigas secundárias da baia, também. As vigas longitudinais e transversais da passarela são também formadas por perfis laminados e estão ligados aos pilares por meio de ligações parafusadas. Os pilares são formados por perfis laminados tipo I. As lajes de concreto da passarela possuem largura de 2100 mm e 150 mm de altura total e foram concretadas *in loco*, apresentam uma base inferior composta por uma forma de aço incorporada com altura de 75 mm e uma capa de concreto de 75 mm. Na Figura 4.32 apresenta-se um esquema da estrutura da passarela.

A passarela é composta por três vãos de 7500 mm incluindo as baias. As vigas de bordo e transversais da passarela são formadas por perfis laminados tipo W 250x17,9, em aço ASTM A-572 grau 50, e foram dispostas a uma distância de 1583 mm entre si. As vigas principais e secundárias da baia são formadas por perfis laminados tipo W 310x21, em aço ASTM A-572 grau 50. As colunas são contínuas, com comprimento máximo de 4800 mm, compostas por perfis laminados tipo W 200x26,6, em aço ASTM A-572 grau 50.

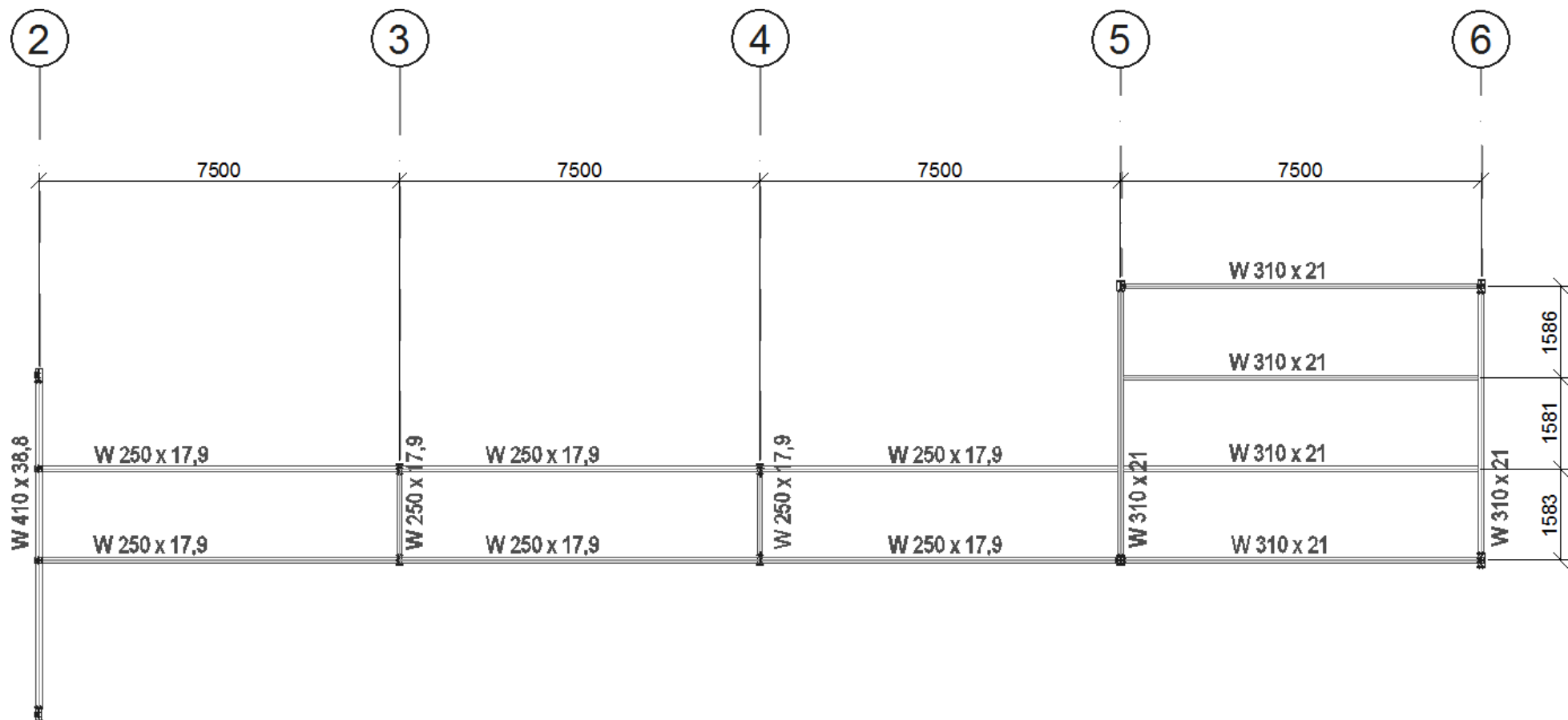


Figura 4.32 - Planta de Elevação Nível + 6200.

#### 4.4.2 Modelo numérico

Para simulação do comportamento estrutural da passarela de acesso, optou-se pela criação de um modelo de elementos finitos tridimensional, com auxílio do programa computacional SAP 2000. Na Figura 4.33 apresenta-se um esquema geral do modelo geométrico tridimensional da estrutura.

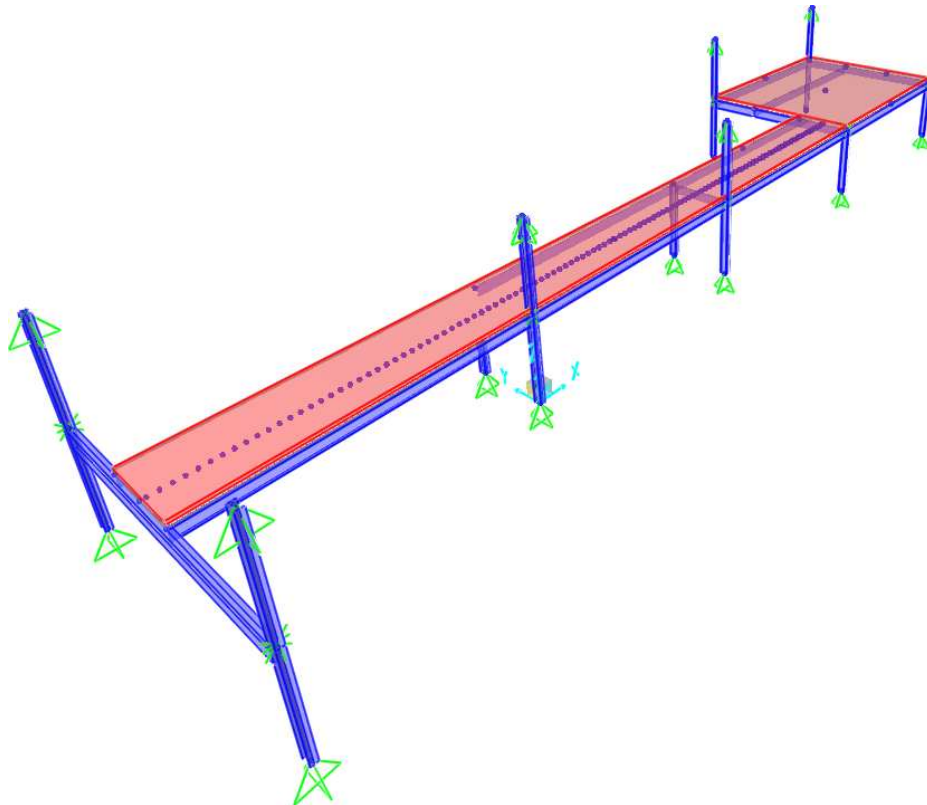


Figura 4.33 - Modelo geométrico tridimensional da passarela de acesso.

No modelo geométrico da estrutura (Figura 4.33), as lajes foram definidas como elementos de área ligados aos elementos de barra que representam as vigas e foi considerada a continuidade entre os painéis, com uso do recurso *Assign Edge Constrains* do SAP2000. A continuidade entre os painéis de laje foi admitida em função das recomendações de Smith et al. (2009). Tendo em vista que as vigas de bordo são vigas mistas, admitiu-se a existência de interação completa entre aço e concreto.

As colunas também são representadas por elementos de barra e foram modeladas segundo metade dos seus comprimentos informados no projeto estrutural, seguindo as recomendações

de Smith *et al.* (2009). Na Figura 4.33 exibe-se a ligação do topo das colunas onde foram considerados o rotuladas em ambas as extremidades.

A malha de elementos finitos deve ser adotada em função da distância do passo do caminhar humano tomada no modelo de excitação dinâmica aplicada a estrutura (Item 3.5). Para a rampa de acesso foi calculada está distância em função da frequência e velocidade de caminhada, que para este caso foi de 200 mm. Desta forma a malha adotada deveria ser, pelo menos, menor ou igual a este valor e que também atendessem os critérios de convergência de malha (descrito no item 3.3), desta forma foi adotada uma malha quadrada com 100 mm.

No modelo geométrico não foram consideradas as lajes dos pisos adjacentes à passarela e à baias estudadas, que estão ligadas aos bordos da passarela e da baia. No entanto, como estes elementos acrescentam certa rigidez e limitam a movimentação da estrutura seus efeitos devem ser considerados na análise numérica. Para isso, utilizou-se do recurso do SAP2000 *Link/Support Property Data*, onde restringiu-se os deslocamentos em  $x$  e  $y$  e a rotação nos três eixos, que foram aplicados aos elementos lineares tipo *Frame* adjacentes à baia e à passarela estudadas, por meio do comando *Line Springs*.

Na ligação das vigas com as colunas foram restringidas as translações no plano horizontal nos eixos  $x$  e  $y$ , de forma que pudesse ser apenas avaliada a aceleração no eixo  $z$ , que para esse caso foi a componente mais relevante.

Para este modelo numérico foi adotado um amortecimento em função da análise experimental realizado por Silva Junior (2015), no qual foi tomado o valor de 1,90 %.

#### 4.4.3 Análise modal

As frequências naturais da estrutura foram obtidas a partir da análise modal para os seis primeiros modos de vibração, por meio do programa SAP2000. Esses resultados estão mostrados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Frequências naturais de vibração para a Estrutura III (Hz).

$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$
7,77	8,96	10,50	11,67	13,51	15,91

Da Figura 4.34 [a] à Figura 4.34 [f] mostram-se os modos de vibração das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do Modelo Estrutural III.

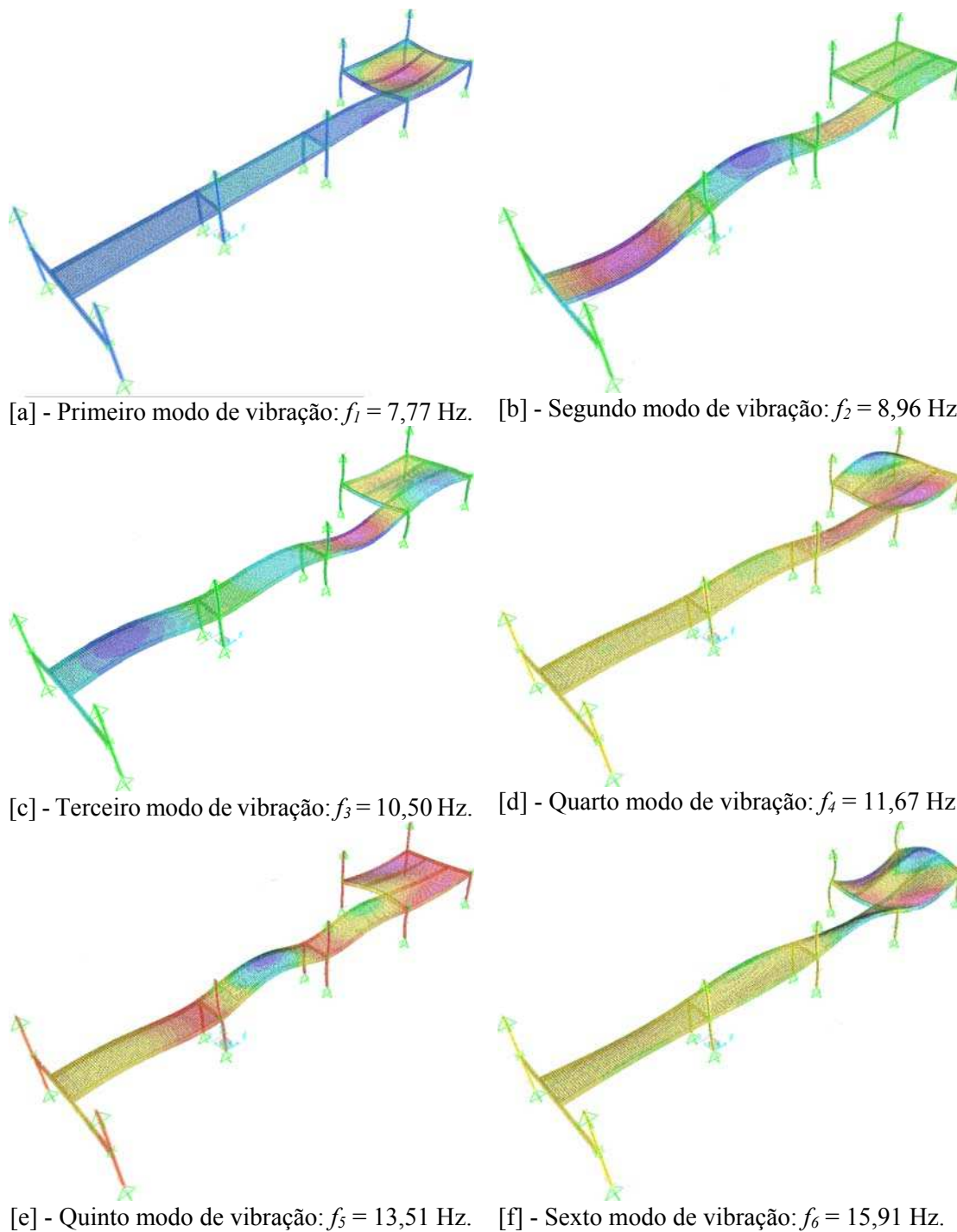


Figura 4.34 – Modos de Vibração do Modelo Estrutural III.

O primeiro modo de vibração apresentado na Figura 4.34 [a] é referente à flexão vertical da baía ( $f_1 = 7,77$  Hz). O segundo modo, conforme Figura 4.34 [b], corresponde ao modo de vibração vertical dos vãos intercalados por picos de máximos e mínimos ( $f_2 = 8,96$  Hz). Já o terceiro modo de vibração da estrutura, Figura 4.34 [c], corresponde à flexão vertical dos três vãos da passarela e a baía onde a mesma se apoia ( $f_3 = 10,50$  Hz). A Figura 4.34 [d] apresenta

o quarto modo de vibração onde tem-se a baía com dois picos verticais de flexão ( $f_4 = 11,67$  Hz). O quinto modo de vibração, Figura 4.34 [e], corresponde à flexão vertical dos três vãos com os três picos de máximos em sequência ( $f_5 = 13,51$  Hz). O último modo de vibração apresentado na Figura 4.34 [f], corresponde aos efeitos de flexão na direção vertical da baía com três picos de máximos alternados junto com a flexão vertical do último vão ( $f_6 = 15,91$  Hz). Observa-se na Figura 4.34 [a] e na Figura 4.34 [b] uma predominância do efeito de flexão na baía e nos vãos.

Com relação aos modos de vibração encontrados na análise numérica observa-se que há uma predominância dos efeitos de flexão na direção vertical. Isso se deve principalmente à baixa rigidez à flexão da estrutura, o que é resultado dos grandes vãos da passarela e da baía.

Na Tabela 4.8 apresentam-se as frequências fundamentais de vibração da Estrutura III obtidas por diferentes metodologias. Para efeitos de comparação, a frequência fundamental do sistema foi determinada considerando-se a Expressão (2.4) com coeficientes  $C_B = 3,57$  para as vigas principais e secundárias da baía e o Método de Dunkerly (Expressão (2.7)) para o modo combinado do sistema da baía. Os resultados da análise experimental obtidos por Silva Junior (2015), foram determinados para as baias, no local onde se obteve o menor valor de frequência natural.

Tabela 4.8 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz).

Análise Numérica	Modelo Analítico	Análise Experimental
7,77	8,48	7,81

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 4.8, a frequência natural obtida pela análise numérica apresentou uma diferença de 9,13 % com relação ao modelo analítico (MURRAY *et. al* 2003) e de 0,51 % com relação à análise experimental Silva Junior (2015). Em função desses resultados, nota-se que o modelo numérico foi capaz de representar de forma realista esta característica dinâmica da rampa de acesso.

Para o cálculo da frequência fundamental das vigas da passarela e da baía com auxílio do modelo analítico, admitiu-se a existência de vigas mistas com extremidades engastadas, devido à continuidade das lajes na região dos apoios. As condições de contorno admitidas representam melhor esta característica dinâmica da estrutura do que se fossem admitidas ligações flexíveis nas extremidades das vigas de bordo, o que é um procedimento usual para projetos estruturais

em geral. Além disso o resultado do modelo analítico representa a frequência do sistema, considerando o Método de Dunkerly. Portanto, entende-se que a proximidade do resultado analítico com o resultado experimental se deve ao refinamento das condições de contorno admitidas para esse cálculo.

Pode-se observar que a frequência fundamental determinada pela análise numérica (8,36 Hz) é próxima ao valor limite disposto na ABNT NBR 8800:2008, onde a menor frequência natural não pode ser inferior a 6,0 Hz. Considerando-se um caminhar humano com frequência de 2,09 Hz, que está na metade do intervalo de 1,7 a 2,3 Hz (BACHMANN *et al.*, 1995), observa-se que o seu quarto harmônio é capaz de excitar a frequência fundamental do sistema de piso, podendo levar a uma situação de ressonância ou de quase ressonância. Portanto, neste caso, o caminhar pode causar vibrações indesejáveis aos seres humanos (BACHMANN *et al.*, 1995).

#### **4.4.4 Análise de vibrações induzidas pelo caminhar humano**

Nas figuras e gráficos a seguir são mostrados os deslocamentos e acelerações no tempo obtidos para o modelo estrutural analisado. Os locais de obtenção dos dados foram escolhidos em função da posição de fixação dos acelerômetros a partir das informações da análise experimental de Silva Junior (2015) ou nos pontos de flecha e acelerações máximos observados na análise numérica. A posição destes pontos se encontra indicada na Figura 4.35 e na Figura 4.36.

A partir da aplicação do modelo de carregamento descrito no Itens 2.6.5 e 3.5, conforme as Expressões (2.16) a (2.20), como uma excitação dinâmica sobre o modelo numérico da Estrutura III, foi possível obter, inicialmente, as respostas em termos de deslocamento e aceleração (*r.m.s.*) (Figura 4.37 à Figura 4.40) nos pontos P1, P2, P3 e P4 localizado no ponto médio da laje de *stell deck* da baia e na metade de cada um dos vãos da passarela na laje de *stell deck*, como mostrado nos esquemas da Figura 4.35 e da Figura 4.36.

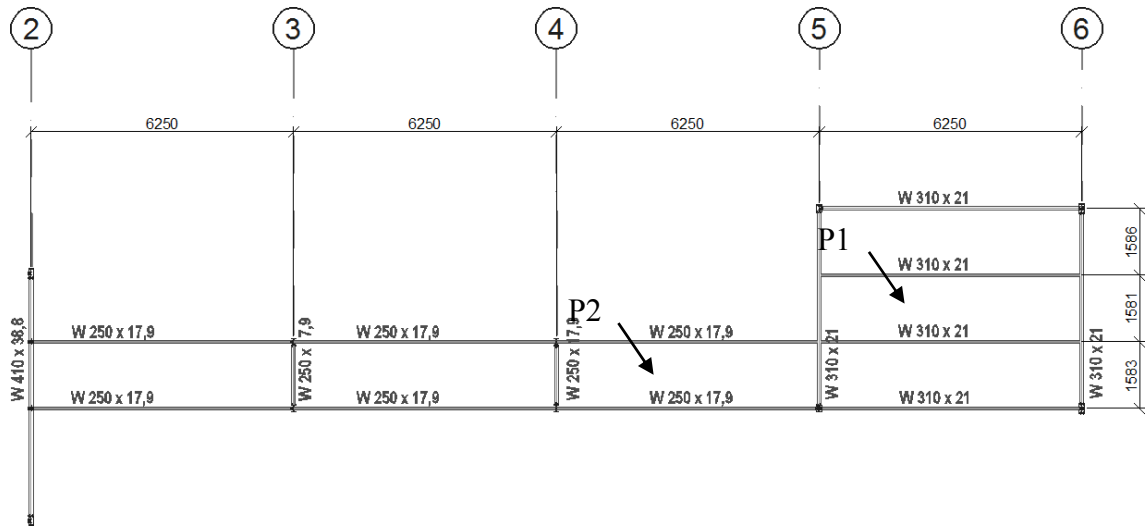


Figura 4.35 - Localização dos Pontos P1 e P2 - Planta de elevação + 6200 – Análise experimental.

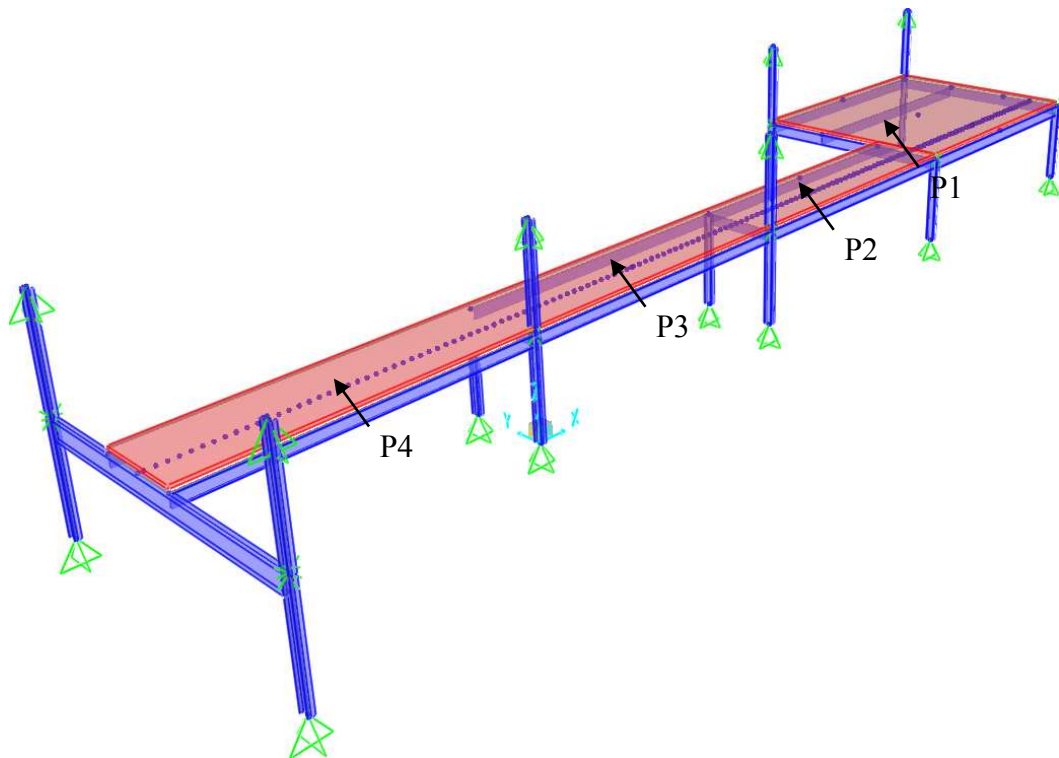
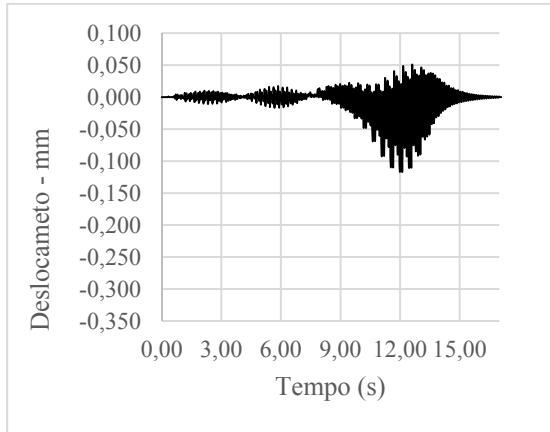
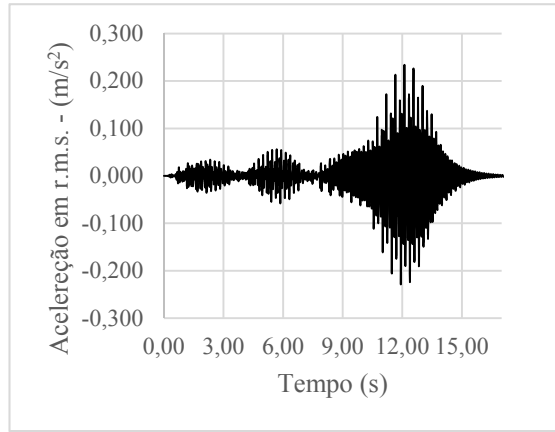


Figura 4.36 - Pontos P1, P2, P3 e P4 – Modelo geométrico – Análise numérica.

Na Figura 4.37 e na Figura 4.40 são apresentados os históricos no tempo dos deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) dos pontos de análise da passarela devido ao carregamento dinâmico. Também são mostrados os Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência (Figura 4.41 à Figura 4.44), obtido através de uma transformada de Fourier da resposta no tempo. Os históricos foram gerados pelo SAP2000.

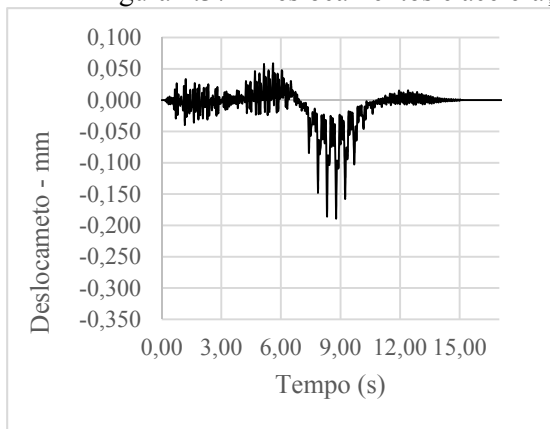


[a] - Deslocamento.

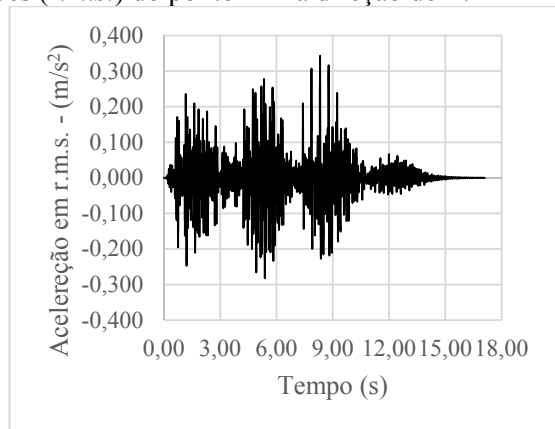


[b] - Acelerações.

Figura 4.37 - Deslocamentos e acelerações (*r.m.s.*) do ponto P1 na direção de Z.

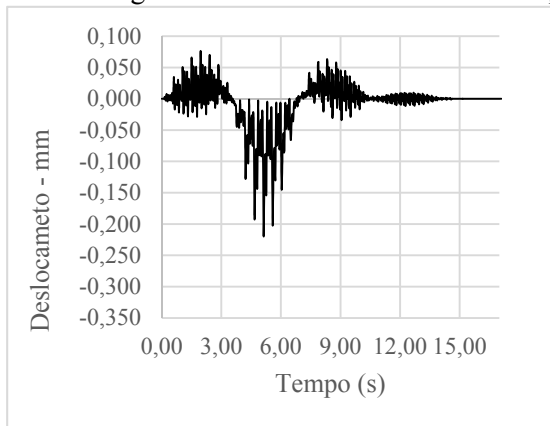


[a] - Deslocamentos.

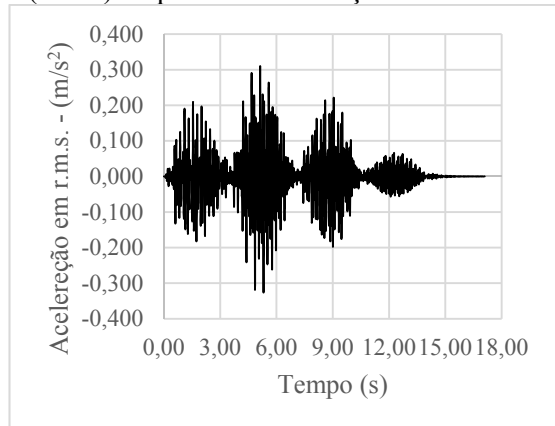


[b] - Acelerações.

Figura 4.38 - Deslocamento e aceleração (*r.m.s.*) do ponto P2 na direção de Z.

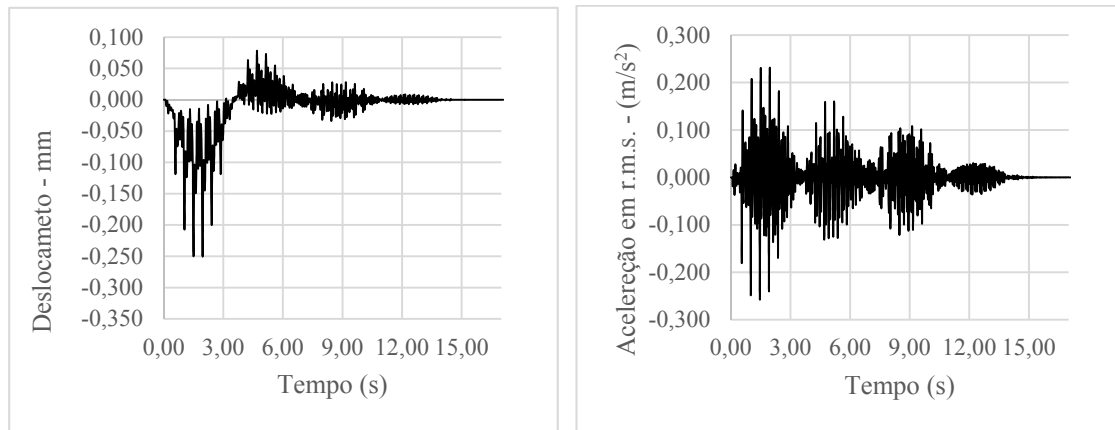


[a] - Deslocamentos.



[b] - Acelerações.

Figura 4.39 - Deslocamento e aceleração (*r.m.s.*) do ponto P3 na direção de Z.



[a] - Deslocamentos.

[b] - Acelerações.

Figura 4.40 - Deslocamento e aceleração (*r.m.s.*) do ponto P4 na direção de Z.

Os resultados das acelerações (*r.m.s.*) geradas pela análise numérica no SAP2000, pela formulação analítica (MURRAY *et. al* 2003), e pela análise experimental Silva Junior (2015), são expostas na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Acelerações máximas obtida por diferentes metodologias (*r.m.s.*).

Metodologia	Aceleração em <i>r.m.s.</i>	P1	P2	P3	P4
Análise numérica	(m/s <sup>2</sup> )	0,234	0,343	0,322	0,255
	(% g)	2,38	3,50	3,28	2,60
Modelo analítico	(m/s <sup>2</sup> )	0,259			
	(% g)	2,645			
Análise Experimental	(m/s <sup>2</sup> )	0,205	0,351		-
	(% g)	2,09	3,58		-

Na análise experimental somente os pontos P1 e P2 foram investigados, sendo assim, somente estes pontos foram utilizados na comparação entre o modelo numérico e a análise experimental. Para os resultados das acelerações máximas (*r.m.s.*) apresentados na Tabela 4.9, para os pontos P1 e P2, as acelerações (*r.m.s.*) obtidas por meio da análise numérica, atingiram valores próximos da análise experimental, com uma diferença máxima de 12,39 % com relação ao ponto P1 e de 2,33 % com relação ao ponto P2. Isto evidencia que o modelo numérico adotado para análise das vibrações induzidas pelo caminhar humano foi capaz de representar o comportamento dinâmico da estrutura de forma satisfatória.

A Figura 4.41, Figura 4.42, Figura 4.43 e a Figura 4.44 apresentam o espectro das respostas dinâmicas da estrutura, em termos das acelerações via análise no domínio da frequência. Para este estudo, foram escolhidos os resultados do carregamento do caminhar humano descrito no

Item 2.6.5 sobre o sistema estrutural e amortecimento de 1,98 % escolhido em função da análise experimental de Silva Junior (2015).

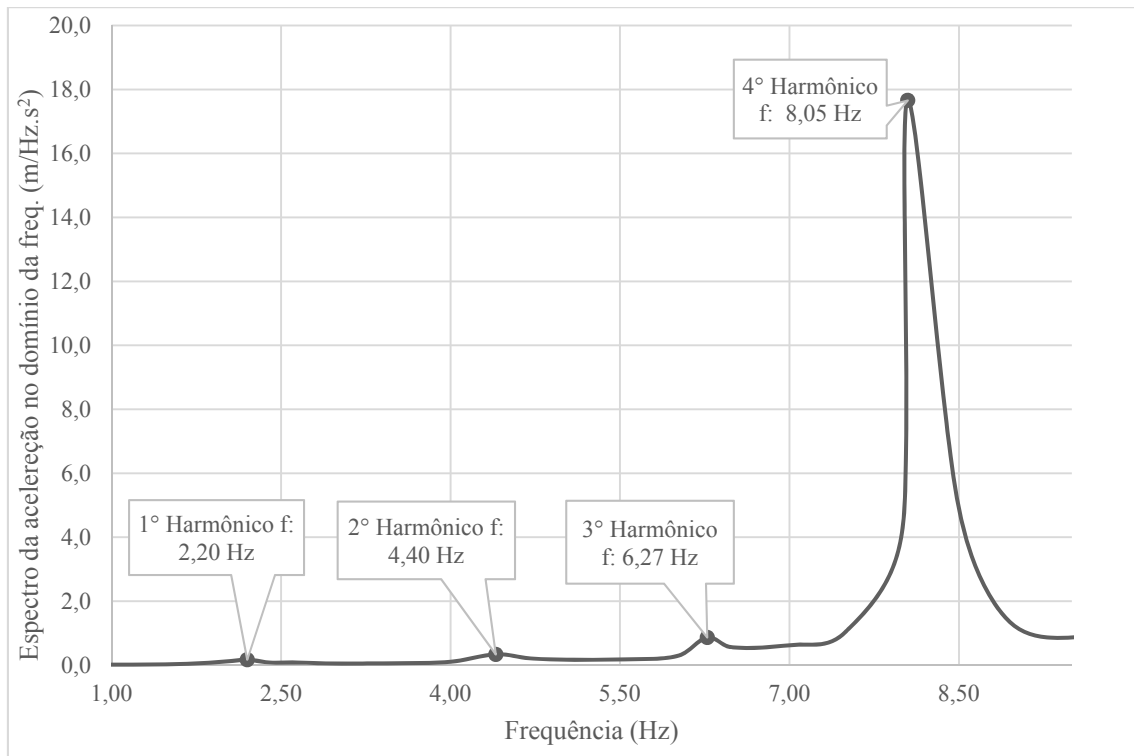


Figura 4.41 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o ponto P1.

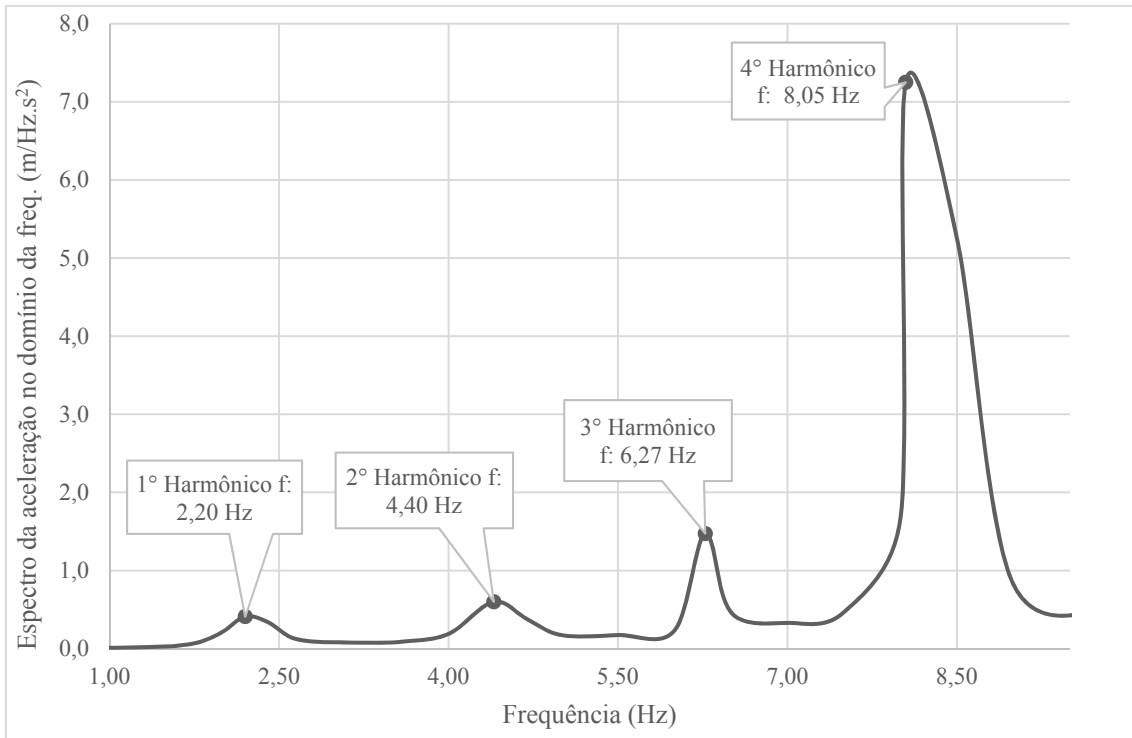


Figura 4.42 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o P2.

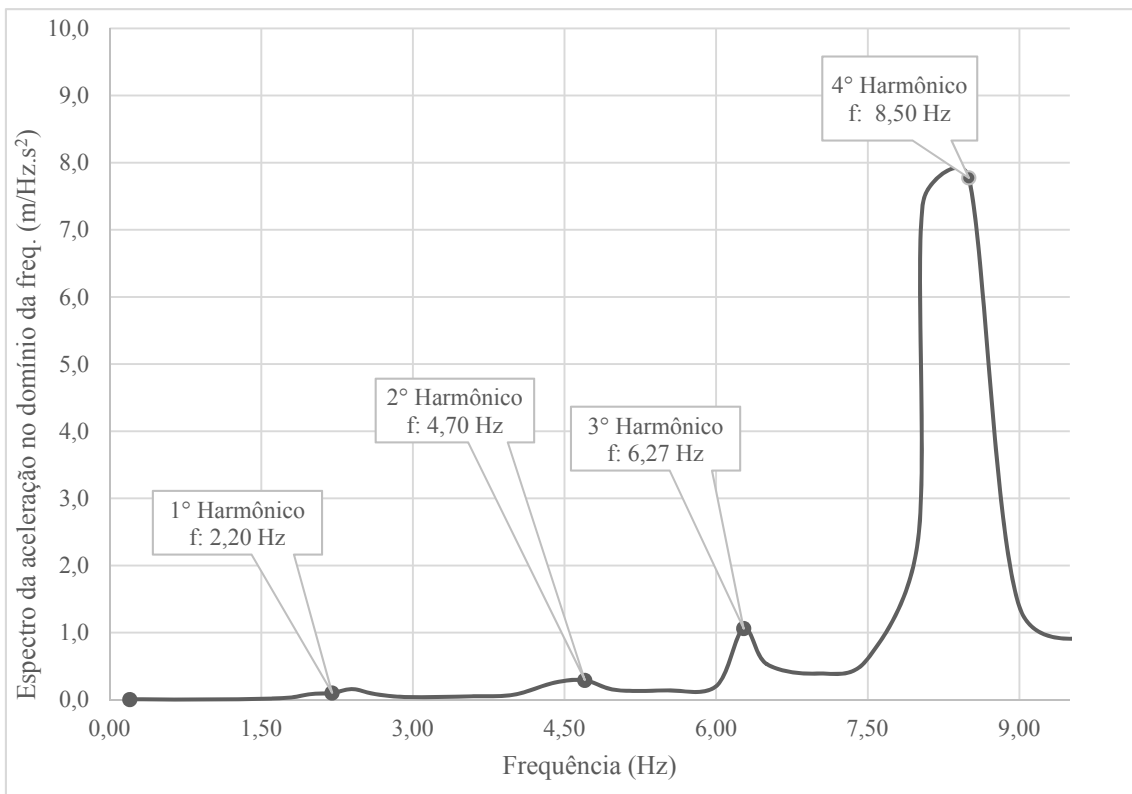


Figura 4.43 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o P3.

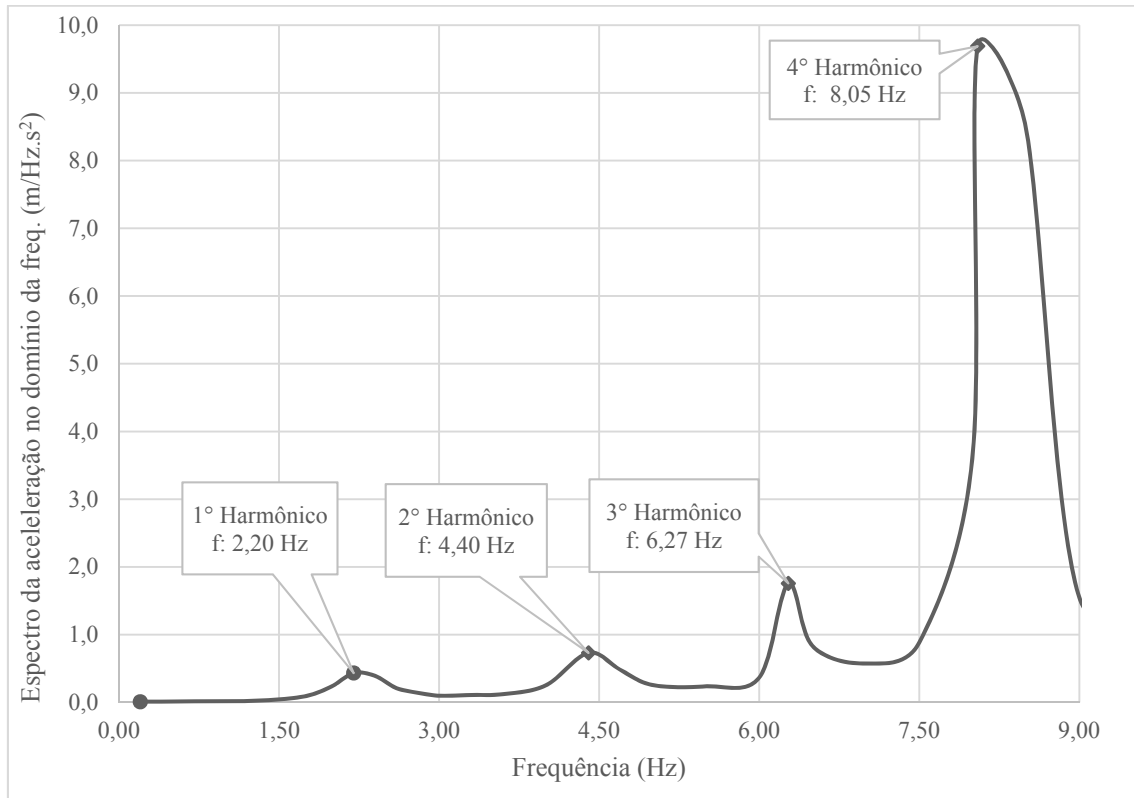


Figura 4.44 - Espectro da resposta da aceleração no domínio da frequência para o P4.

A Figura 4.41, Figura 4.42, Figura 4.43 e a Figura 4.44 apresenta-se o espectro de resposta da aceleração no domínio da frequência para o ponto P1, P2, P3 e P4. Pode-se observar que o quarto pico da figura corresponde ao quarto harmônico da excitação produzida pelo caminhar humano, cujo valor é muito próximo à frequência fundamental do sistema de piso ( $f_1 = 8,36$  Hz), indicando que este é o maior responsável pela transferência de energia ao sistema.

#### 4.4.5 Análise de conforto humano

Na Figura 4.45 apresentam-se os resultados de acelerações (*r.m.s.*) nos pontos P1, P2, P3 e P4, obtidos por meio da análise numérica, representados sobre curvas limite de aceleração considerando o conforto humano, definidas por normas e guias de projeto internacionais (BACHMANN *et al.*; 1987, ISO/DIS 10137, 2007; AISC/CISC Design Guide 11 (MURRAY *et al.*, 2003); SCI Publication P354 (SMITH *et al.* 2009) e BS 6472, 1992).

Pode-se observar que as acelerações em *r.m.s.* (% g) determinadas para os pontos P1 e P4 estão praticamente no limite da curva de Bachmann e ISO/DIS 10137, que é a curva que representa

a maior tolerância às vibrações. Portanto, deve-se alertar sobre a possibilidade de se produzirem vibrações indesejáveis aos seres humanos devido à proximidade do quarto harmônico com a frequência fundamental destes pontos. Da mesma forma pode-se observar-se que as acelerações em *r.m.s.* (% g) obtidas para os pontos P2 e P3 estão acima do limite da curva de Bachmann e ISO/DIS 10137. Portanto, os resultados obtidos indicam que as acelerações produzidas na rampa de acesso analisada estão dentro de uma faixa de vibrações indesejáveis causadas pelo caminhar, podendo assim causar desconforto a seres humanos devido à proximidade do quarto harmônico do caminhar com a frequência fundamental.

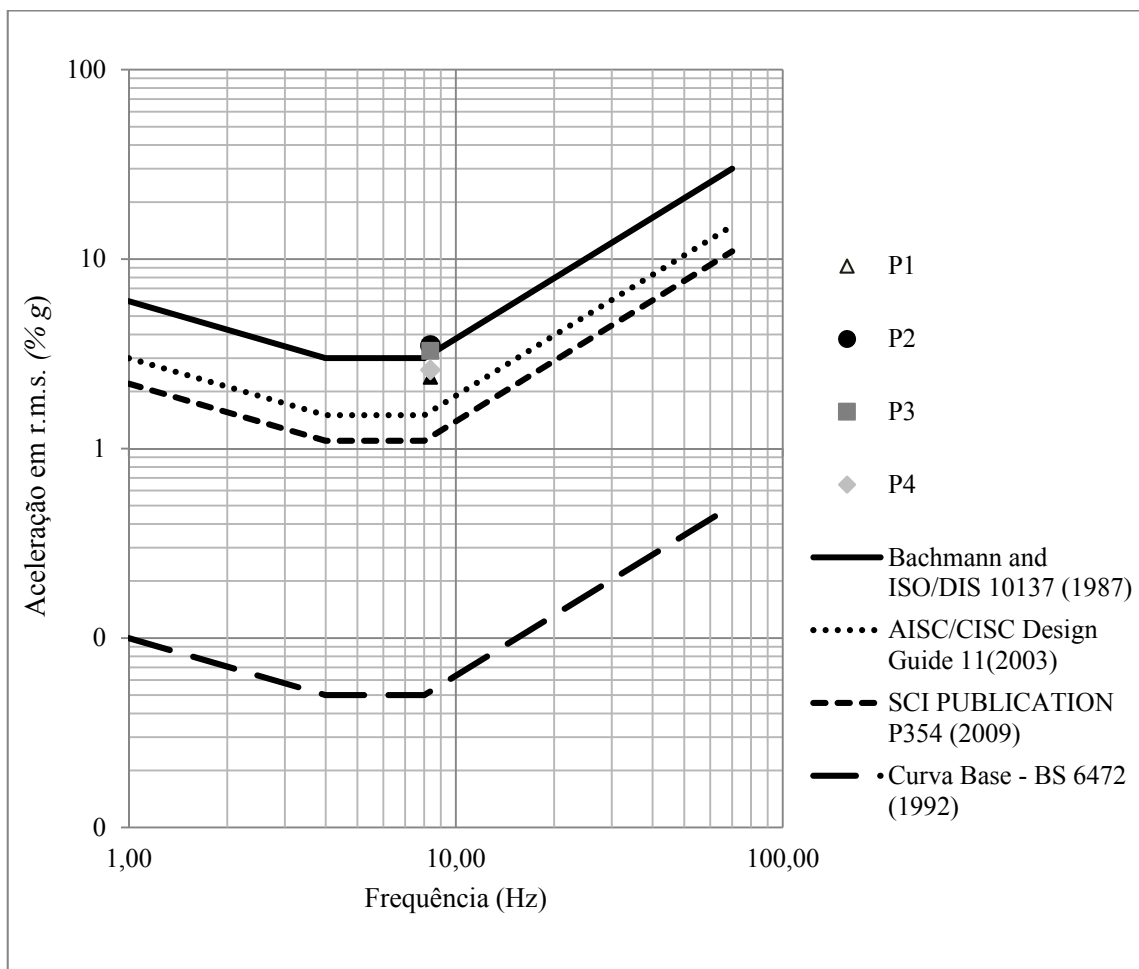


Figura 4.45 - Resultados de acelerações (*r.m.s.*) obtidos por meio da análise numérica representados sobre curvas limite de aceleração considerando o conforto humano.

## 4.5 Estrutura IV – Hall de acesso a um edifício institucional

### 4.5.1 Descrição da Estrutura

O presente estudo refere-se a uma baía de acesso entre dois edifícios para fins institucionais, localizado no Campus de Viçosa da Universidade Federal de Viçosa (UFV), conforme apresentado na Figura 4.46.



Figura 4.46 – Aspecto geral da construção do edifício para fins educacionais, no qual se localiza a passarela e a baía de acesso.

A baía é composta por colunas laminadas tipo I e um sistema de piso misto de aço e concreto. As vigas que compõem a passarela e a baía são vigas mistas formadas por perfis laminados tipo I, que se apoiam sobre as colunas de ligações parafusadas. As lajes de concreto da passarela e da baía foram concretadas *in loco* e possuem altura total de 150 mm, a laje possui base inferior

composta por uma forma de aço incorporada com 75 mm de altura e capa de concreto de 75 mm. Na Figura 4.47 apresentam-se o esquema da estrutura da passarela e da baía de acesso.

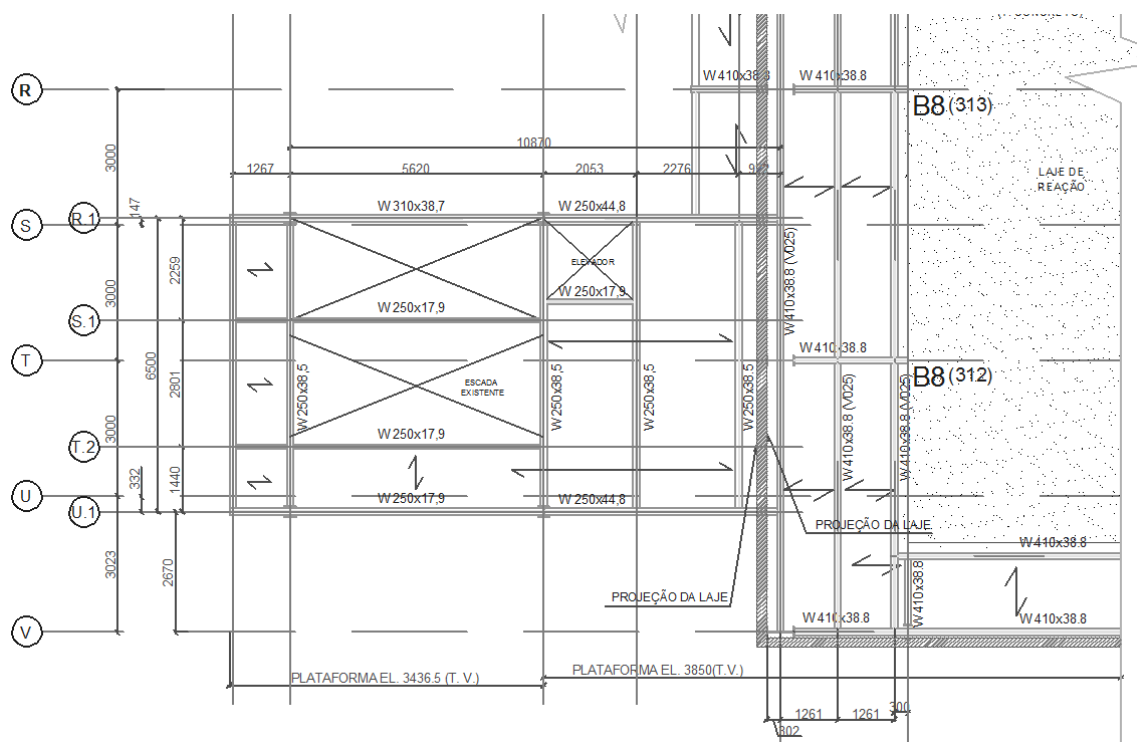


Figura 4.47 - Planta de Elevação Níveis +7186,5 a +7650.

A passarela é composta por um vão de 5620 mm de comprimento, enquanto a baía possui um vão máximo de 6000. As vigas da passarela são formadas por perfis laminados tipo W250x17,9, em aço ASTM A-572 grau 50, e foram dispostas a uma distância de 1440 mm entre si. As vigas principais da baía são formadas por perfis laminados tipo W 250x44,8 e as vigas secundárias por perfis W250x38,8, em aço ASTM A-572 grau 50. As colunas são contínuas, com comprimento máximo de 10000 mm, compostas por perfis laminados tipo HP250x62, em aço ASTM A-572 grau 50.

#### 4.5.2 Modelo numérico

Para simulação do comportamento estrutural do sistema, optou-se pela criação de um modelo de elementos finitos tridimensional, com auxílio do programa computacional SAP 2000. Na Figura 4.48 apresenta-se um esquema geral do modelo geométrico tridimensional da estrutura.

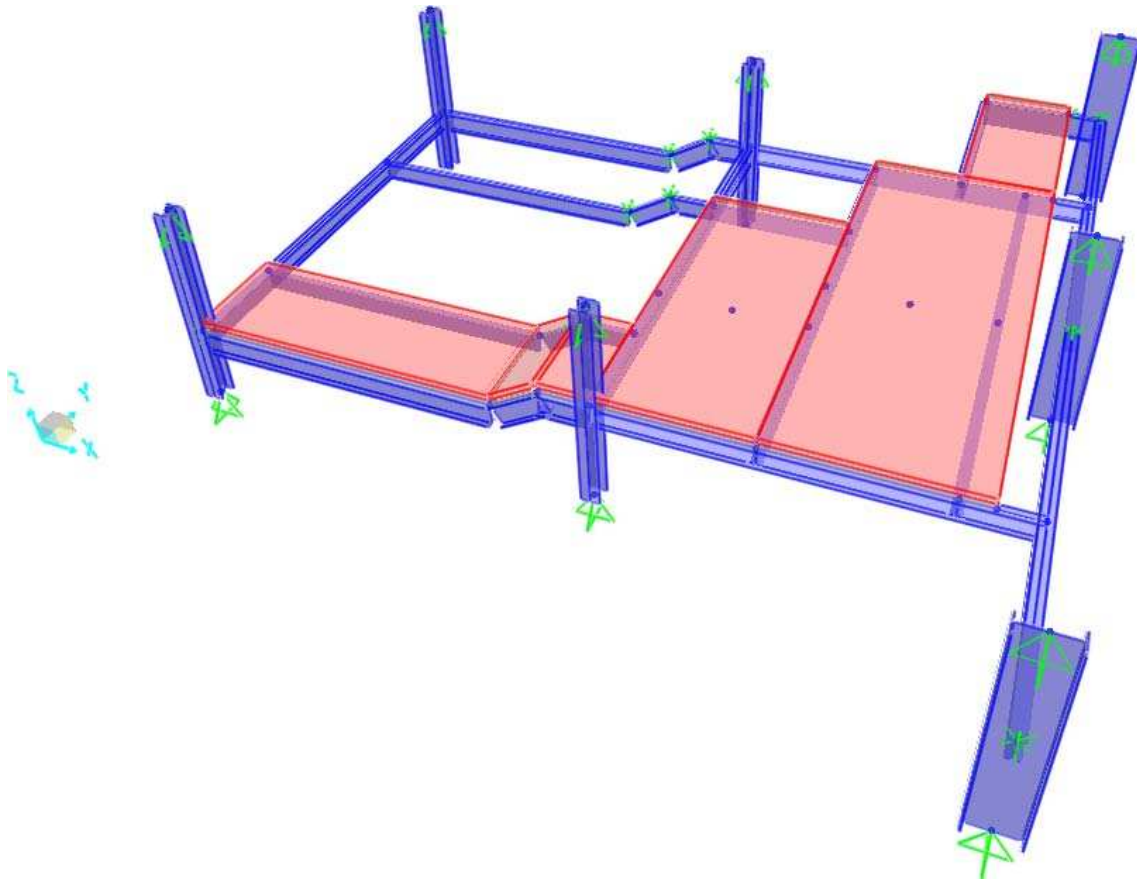


Figura 4.48 - Modelo geométrico tridimensional da baía estudada.

No modelo geométrico da estrutura (Figura 4.48), as lajes foram definidas como elementos de área ligados aos elementos de barra que representam as vigas no qual foi considerada a continuidade entre os painéis, com uso do recurso *Assign Edge Constraints* do SAP2000. A continuidade entre os painéis de laje foi admitida em função das recomendações de Smith *et al.* (2009). Tendo em vista que as vigas são vigas mistas, admitiu-se a existência de interação completa entre aço e concreto.

As colunas também são representadas por elementos de barra e foram modeladas segundo metade dos seus comprimentos informados no projeto estrutural, seguindo as recomendações de Smith *et al.* (2009). Na Figura 4.48 exibe-se a ligação do topo das colunas onde foram considerados rotulas em ambas as extremidades.

A malha de elementos finitos deve ser adotada em função da distância do passo do caminhar humano tomada no modelo de excitação dinâmica aplicada a estrutura (Item 3.5). Para a rampa de acesso foi calculada em função da frequência e velocidade de caminhada, que para este caso

foi de 200 mm. Desta forma a malha adotada deveria ser, pelo menos, menor ou igual a este valor e que também atendessem os critérios de convergência de malha (descrito no item 3.3), sendo adotada uma malha quadrada com 100 mm.

No modelo geométrico não foram consideradas as lajes dos pisos adjacentes a passarela e a baía estudados, que estão ligadas aos bordos da passarela e da baía. No entanto, como estes elementos acrescentam certa rigidez e limitam a movimentação da estrutural seus efeitos devem ser considerados na análise numérica. Para isso, utilizou-se do recurso do SAP2000 *Link/Support Property Data*, onde restringiu-se os deslocamentos em  $x$  e  $y$ , que foram aplicados aos elementos lineares tipo *Frame* adjacentes as baias e passarela estudadas lajes da rampa de acesso, por meio do comando *Line Springs*.

Na ligação das vigas com as colunas foram restringidas as translações no plano horizontal nos eixos  $x$  e  $y$ , de forma que pudesse ser apenas avaliada a aceleração no eixo  $z$ , que para esse caso foi a componente mais relevante.

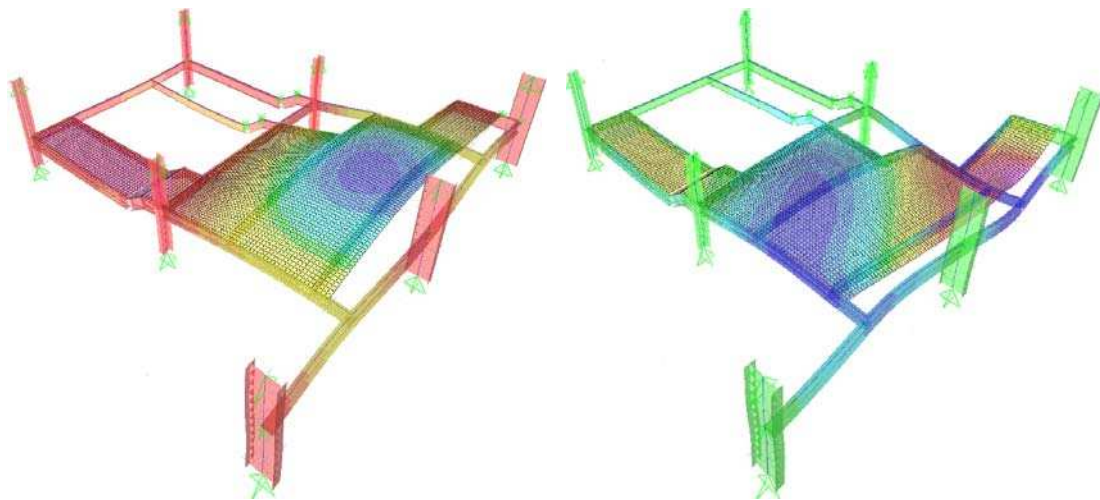
#### **4.5.3 Análise modal**

As frequências naturais da estrutura foram obtidas a partir da análise modal para os seis primeiros modos de vibração, por meio do programa SAP2000. Esses resultados estão mostrados na Tabela 4.10.

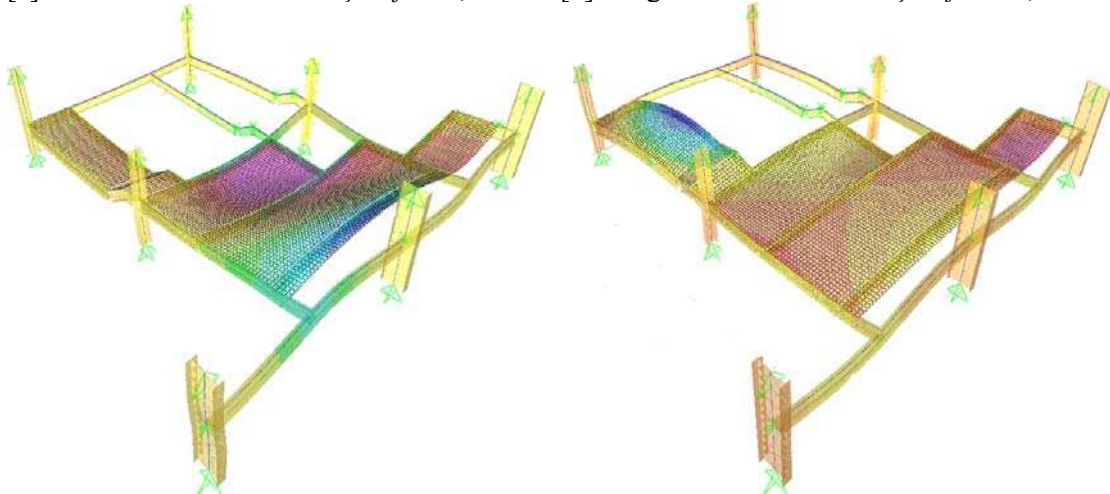
Tabela 4.10 - Frequências naturais de vibração para os modelos estruturais (Hz).

$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$
8,50	15,04	15,55	17,96	19,30	23,81

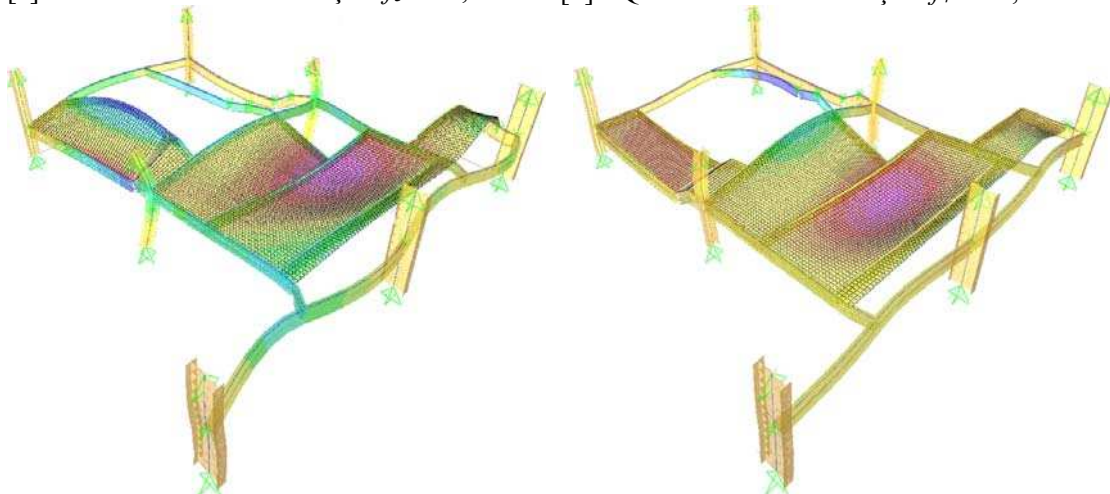
Da Figura 4.49 [a] à Figura 4.49 [f] mostram-se os modos de vibração das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do Modelo Estrutural IV.



[a] - Primeiro modo de vibração:  $f_1 = 8,50$  Hz. [b] - Segundo modo de vibração:  $f_2 = 15,25$  Hz.



[c] - Terceiro modo de vibração:  $f_3 = 15,55$  Hz. [d] - Quarto modo de vibração:  $f_4 = 17,96$  Hz.



[e] - Quinto modo de vibração:  $f_5 = 19,30$  Hz. [f] - Sexto modo de vibração:  $f_6 = 23,81$  Hz.

Figura 4.49 – Modos de Vibração Modelo Estrutural IV.

O primeiro modo de vibração apresentado na Figura 4.49 [a] é referente à flexão vertical com um pico de máximo ( $f_1 = 8,50$  Hz). O segundo modo, conforme Figura 4.49 [b], corresponde ao modo de vibração vertical com dois picos de máximos alternados na direção  $y$  ( $f_2 = 15,25$  Hz). Já o terceiro modo de vibração da estrutura, Figura 4.49 [c], corresponde à flexão vertical com três picos de máximos alternados na direção  $x$  da baía estudada ( $f_3 = 15,55$  Hz). A Figura 4.49 [d] apresenta o quarto modo de vibração onde temos a baía com dois picos verticais de flexão na direção  $y$  ( $f_4 = 19,30$  Hz). O quinto modo de vibração, Figura 4.49 [e], corresponde ao deslocamento horizontal do sistema de piso na direção  $y$  ( $f_5 = 23,81$  Hz). O último modo de vibração apresentado, na Figura 4.49 [f], corresponde efeitos de flexão na direção vertical da baía com dois picos de máximos alternados junto ao Eixo C (Figura 4.47) ( $f_6 = 16,69$  Hz).

Com relação aos modos de vibração encontrados na análise numérica observa-se que há uma predominância dos efeitos de flexão na direção vertical. Isso se deve principalmente a baixa rigidez à flexão da estrutura, o que é resultado dos grandes vãos e das condições de contorno dos apoios.

Na Tabela 4.2 apresentam-se as frequências fundamentais de vibração da Estrutura I obtidas por diferentes metodologias. Vale ressaltar que a frequência fundamental do sistema foi determinada considerando-se a Expressão (2.4) com coeficientes  $C_B = \pi/2$  para as vigas da passarela e  $C_B = 3,57$  para as vigas da baía de acesso e o Método de Dunkerly (Expressão (2.7)) para combinar o modo do sistema. Os resultados da análise experimental foram obtidos por Silva Junior (2015).

Tabela 4.11 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz).

Análise Numérica	Modelo Analítico	Análise Experimental
8,50	7,32	7,90

De acordo com os resultados da Tabela 4.11, a frequência natural obtida pela análise numérica apresentou uma diferença de 13,88 % com relação ao modelo analítico (MURRAY *et. al* 2003) e de 7,06 % com relação à análise experimental de Silva Junior (2015). Em função desses resultados, nota-se que o modelo numérico foi capaz de representar de forma efetiva esta característica dinâmica da rampa de acesso.

Para cálculo da frequência fundamental das vigas de bordo com auxílio do modelo analítico, admitiu-se a existência para os elementos da baía, que as vigas mistas possuem extremidades engastadas, devido à continuidade das lajes na região dos apoios com os níveis superiores e inferiores e para os elementos da passarela, que as vigas mistas possuem extremidades rotuladas, em função de não haver continuidade da laje no ponto de apoios destes elementos. As condições de contorno admitidas representam melhor esta característica dinâmica da estrutura do que se fossem admitidas ligações flexíveis nas extremidades das vigas de bordo, que é um procedimento usual para projetos estruturais em geral. Além disso o resultado do modelo analítico representa a frequência do sistema, considerando o Método de Dunkerly. Portanto, entende-se que a proximidade do resultado analítico com o resultado experimental se deve ao refinamento das condições de contorno admitidas para esse cálculo.

Pode-se observar que a frequência fundamental determinada pela análise numérica (8,58 Hz) é próxima ao valor limite disposto na ABNT NBR 8800:2008, para ginásios e estádios de esporte, onde a menor frequência natural não pode ser inferior a 6,0 Hz. Considerando-se um caminhar humano com frequência de 2,15 Hz, que está na metade do intervalo de 1,7 a 2,3 Hz (BACHMANN *et al.*, 1995), observa-se que o seu quarto harmônio é capaz de excitar a frequência fundamental do sistema de piso, podendo levar a uma situação de ressonância ou de quase ressonância. Portanto, neste caso, o caminhar pode causar vibrações indesejáveis aos seres humanos (BACHMANN *et al.*, 1995).

## 4.6 Estrutura V – Sistema de piso de uma sala de aula

### 4.6.1 Descrição da estrutura

O presente estudo refere-se a um sistema de piso de uma sala de aula de um edifício para fins institucionais, localizado no Campus de Viçosa da Universidade Federal de Viçosa (UFV), conforme apresentado na Figura 4.50. A baía é formada por um sistema de vigas principais e secundárias mistas apoiadas sobre pilares.



Figura 4.50 – Aspecto geral do edifício para fins institucionais.

A baía é composta por colunas laminadas tipo I e um sistema de piso misto de aço e concreto. As vigas que compõe a baía são vigas mistas, formadas por perfis laminados tipo I, que se apoiam sobre as colunas por meio de ligações parafusadas. As lajes de concreto da baía foram concretadas *in loco* e possuem altura total de 150 mm, As lajes possuem base inferior composta por uma forma de aço incorporada com 75 mm de altura e capa de concreto de 75 mm. A Figura 4.51 apresenta um esquema da estrutura da baía.

A baía tem formato retangular, com um vão de 9650 mm na direção das vigas principais e de 7150 mm na direção das vigas secundárias. As vigas principais são formadas por perfis laminados tipo W410x46,1 e W610x101, em aço ASTM A-572 grau 50, e foram dispostas a

uma distância de 7150 mm entre si e com comprimento máximo de 10400 mm. As vigas secundárias são formadas por perfis laminados tipo W 360x32,9 e W520x82, em aço ASTM A-572 grau 50 distantes entre si a uma distância máxima de 2500 mm e com comprimento de 7150 mm. As colunas são contínuas, com comprimento máximo de 12000 mm, compostas por perfis tubulares circulares HP 310x79, em aço ASTM A-572 grau 50.

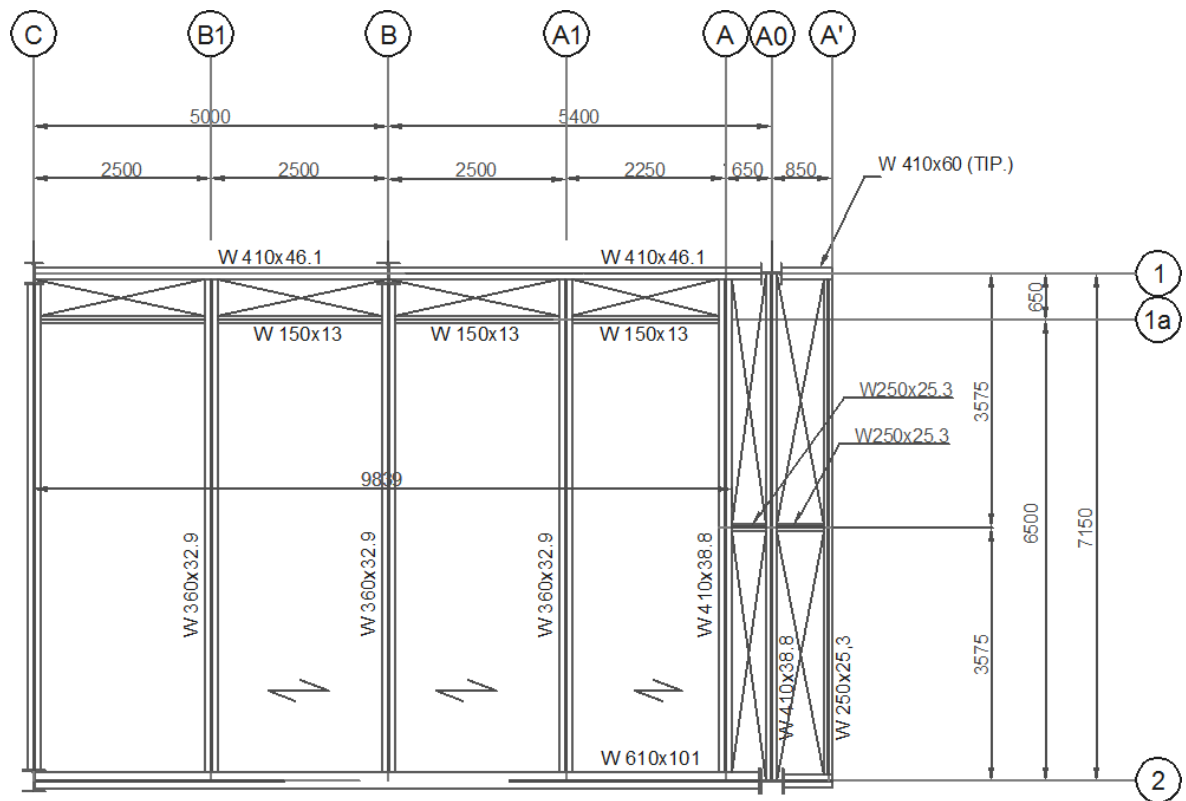


Figura 4.51 - Planta de Elevação Nível + 0 até 2800.

#### 4.6.2 Modelo numérico

Para simulação do comportamento estrutural do sistema, optou-se pela criação de um modelo de elementos finitos tridimensional, com auxílio do programa computacional SAP 2000. Na Figura 4.52 apresenta-se um esquema geral do modelo geométrico tridimensional da estrutura.

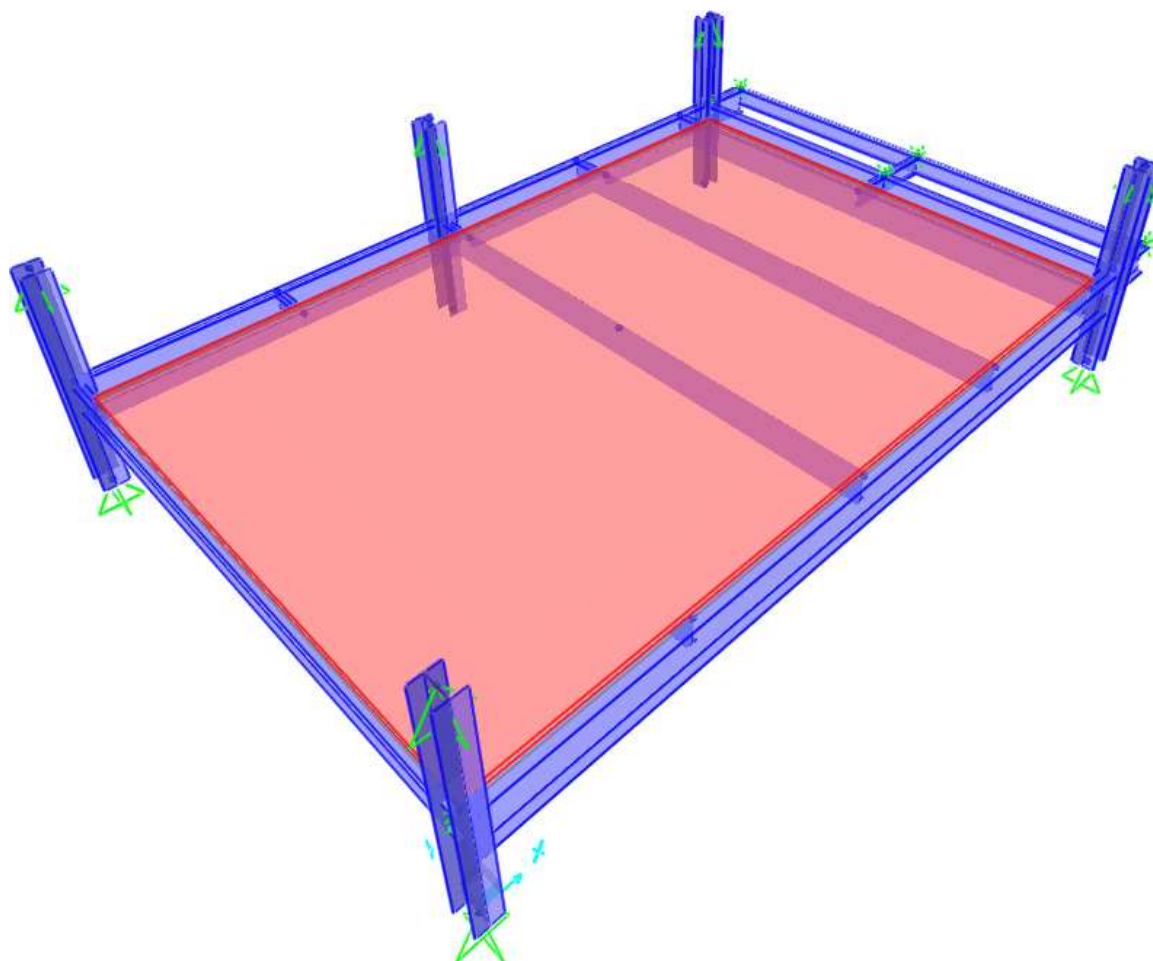


Figura 4.52 - Modelo geométrico tridimensional do sistema de piso da sala de aula.

No modelo geométrico da estrutura, as lajes foram definidas como elementos de área ligados aos elementos de barra que representam as vigas no qual foi considerada a continuidade entre os painéis, com uso do recurso *Assign Edge Constrains* do SAP2000. A continuidade entre os painéis de laje foi admitida em função das recomendações de Smith *et al.* (2009). Tendo em vista que as vigas são vigas mistas, admitiu-se a existência de interação completa entre aço e concreto.

As colunas também são representadas por elementos de barra e foram modeladas segundo metade dos seus comprimentos informados no projeto estrutural, seguindo as recomendações de Smith *et al.* (2009). Na Figura 4.52 exibe-se os tipos de apoio considerado no topo e base das colunas, onde foram considerados rotulas em ambas as extremidades.

Para definição dessa malha foram realizadas análises de vibração livre, com o objetivo de obter os valores das frequências naturais dos sistemas estruturais em estudo. Mediante a variação das

respostas (frequências naturais e modos de vibração) dos modelos estudados, a malha de elementos é refinada até o momento em que as respostas passem a convergir, a metodologia adotada está descrita no Item 3.3. Desta forma obteve-se uma malha quadrada de 100 mm do lado.

No modelo geométrico não foram consideradas as lajes dos pisos adjacentes a baia estudada, que estão ligadas aos bordos da passarela e da baia. No entanto, como estes elementos acrescentam certa rigidez e limitam a movimentação da estrutura seus efeitos devem ser considerados na análise numérica. Para isso, utilizou-se do recurso do SAP2000 *Link/Support Property Data*, onde restringiu-se os deslocamentos em  $x$  e  $y$  e a rotação nos três eixos, que foram aplicados aos elementos lineares tipo *Frame* adjacentes a baia, por meio do recurso *Line Springs*.

Na ligação das vigas com as colunas foram restringidas as translações no plano horizontal nos eixos  $x$  e  $y$ , de forma que pudesse ser apenas avaliada a aceleração no eixo  $z$ , que para esse caso foi a componente mais relevante.

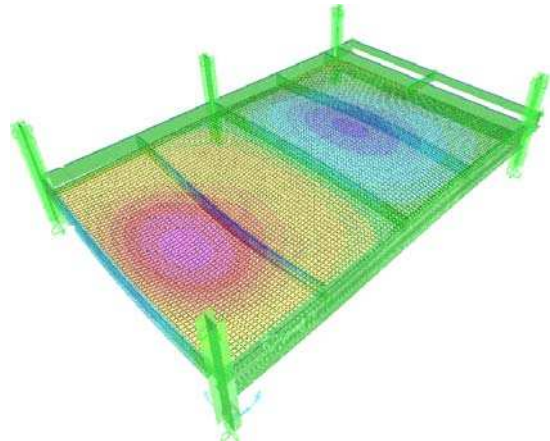
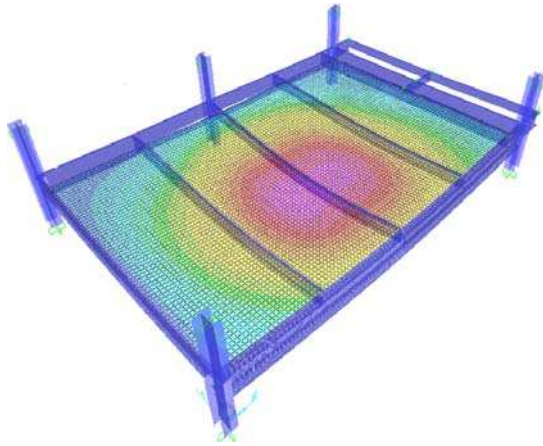
#### **4.6.3 Análise modal**

As frequências naturais da estrutura foram obtidas a partir da análise modal para os seis primeiros modos de vibração, por meio do programa SAP2000. Esses resultados estão mostrados na Tabela 4.12.

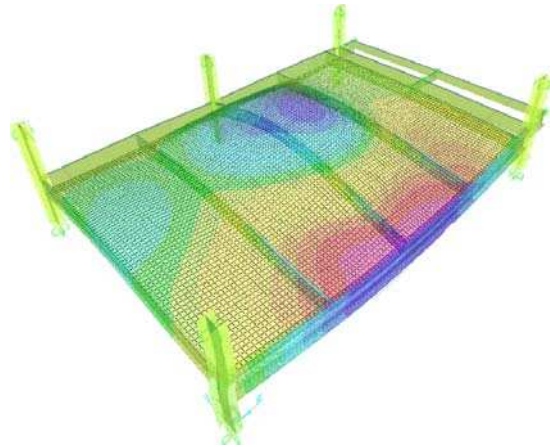
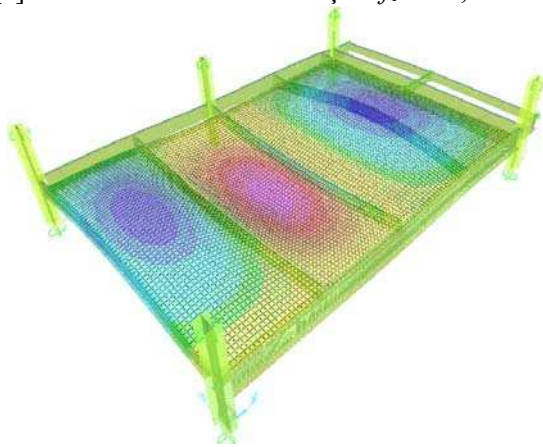
Tabela 4.12 - Frequências naturais de vibração para os modelos estruturais (Hz).

$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$
11,23	16,52	19,29	22,33	24,59	31,88

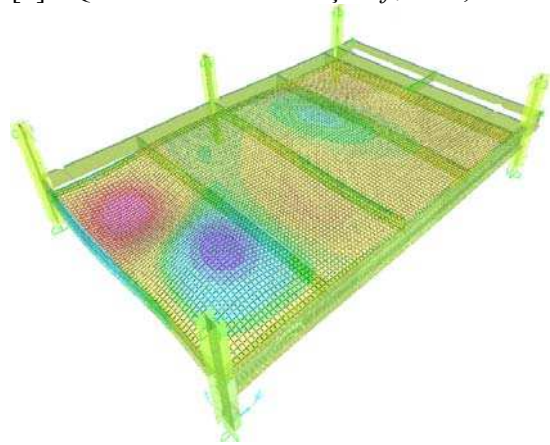
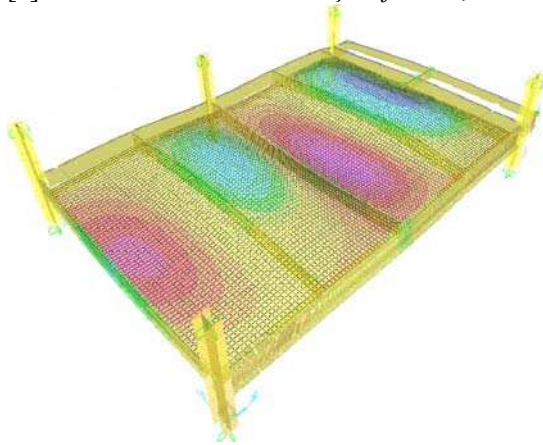
Da Figura 4.53 [a] à Figura 4.53 [f] mostram-se os modos de vibração das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração da Estrutura V.



[a] - Primeiro modo de vibração:  $f_1 = 11,23$  Hz. [b] - Segundo modo de vibração:  $f_2 = 16,52$  Hz.



[c] - Terceiro modo de vibração:  $f_3 = 19,29$  Hz. [d] - Quarto modo de vibração:  $f_4 = 22,33$  Hz.



[e] - Quinto modo de vibração:  $f_5 = 24,59$  Hz. [f] - Sexto modo de vibração:  $f_6 = 31,88$  Hz.

Figura 4.53 – Modos de Vibração Estrutura V.

O primeiro modo de vibração apresentado na Figura 4.53 [a] é referente à flexão vertical com um pico de máximo ( $f_1 = 11,23$  Hz). O segundo modo, conforme Figura 4.53 [b], corresponde ao modo de vibração vertical com dois picos de máximos alternados na direção  $x$  ( $f_2 = 16,52$  Hz). Já o terceiro modo de vibração da estrutura, Figura 4.53 [c], corresponde à flexão vertical

com três picos de máximos alternados na direção  $x$  da baía estudada ( $f_3 = 19,29$  Hz). A Figura 4.53 [d] apresenta o quarto modo de vibração onde temos a baía com dois picos verticais de flexão na direção  $x$  ( $f_4 = 22,33$  Hz). O quinto modo de vibração, Figura 4.53 [e], corresponde ao à flexão vertical com quatro picos de máximos e mínimos alternados na direção  $y$  ( $f_5 = 24,59$  Hz). O último modo de vibração apresentado, na Figura 4.53 [f], corresponde efeitos de flexão na direção vertical da baía com dois picos de máximos alternados junto ao Eixo C (Figura 4.51) ( $f_6 = 31,88$  Hz).

Com relação aos modos de vibração encontrados na análise numérica observa-se que há uma predominância dos efeitos de flexão na direção vertical. Isso se deve principalmente à baixa rigidez à flexão da estrutura, o que é resultado dos grandes vãos.

Na Tabela 4.13 apresentam-se as frequências fundamentais de vibração da Estrutura V obtidas por diferentes metodologias. Vale ressaltar que a frequência fundamental do sistema foi determinada considerando-se a Expressão (2.4) com coeficientes de  $C_B = 3,57$  para as vigas da baía e o Método de Dunkerly (Expressão (2.7)) para o modo combinado do sistema. Os resultados da análise experimental foram obtidos por Silva Junior (2015).

Tabela 4.13 - Frequências fundamentais de vibração obtidas por diferentes metodologias (Hz).

Análise Numérica	Modelo Analítico	Análise Experimental
11,23	11,97	11,20

De acordo com os resultados da Tabela 4.13, a frequência natural obtida pela análise numérica apresentou uma diferença de 6,59 % com relação ao modelo analítico (MURRAY *et. al* 2003) e de 0,25 % com relação a análise experimental (SILVA JUNIOR 2015). Em função desses resultados, nota-se que o modelo numérico foi capaz de representar de forma efetiva esta característica dinâmica da rampa de acesso.

Para o cálculo da frequência fundamental das vigas de bordo com auxílio do modelo analítico, admitiu-se a existência para os elementos da baía, de vigas mistas com extremidades engastadas, devido à continuidade das lajes na região dos apoios com os níveis superiores e inferiores e para os elementos da passarela, de vigas mistas com extremidades rotuladas, em função de não haver continuidade da laje no ponto de apoios destes elementos. As condições de contorno admitidas representam melhor esta característica dinâmica da estrutura do que se fossem admitidas ligações flexíveis nas extremidades das vigas de bordo, o que é um

procedimento usual para projetos estruturais em geral. Além disso o resultado do modelo analítico representa a frequência do sistema, considerando o Método de Dunkerly. Portanto, entende-se que a proximidade do resultado analítico com o resultado experimental se deve ao refinamento das condições de contorno admitidas para esse cálculo.

Pode-se observar que a frequência fundamental determinada pela análise numérica (11,23 Hz) é distante do valor limite disposto na ABNT NBR 8800:2008, para residências e escritórios, onde a menor frequência natural não pode ser inferior a 4,0 Hz. Devido à alta rigidez e grande amortecimento da região a frequência fundamental de vibração foi elevada com relação a critérios de conforto humano.

De forma contrária às Estruturas I, II e III, o modelo numérico da Estrutura V não foi submetida a ensaios de vibração forçada. Pelo motivo de que a mesma apresenta uma elevada rigidez proporcionada pelos elementos não estruturais, como as alvenarias de vedação, que proporcionam um travamento vertical das vigas. De forma que a resposta dinâmica causada pelo caminhar humano sobre a estrutura foi praticamente imperceptível.

# 5

## CONCLUSÕES

---

### 5.1 Conclusões Gerais

O presente trabalho de pesquisa foi planejado com o objetivo geral de realizar a análise numérica de vibrações em sistemas de piso misto de aço e concreto pertencentes a edifícios de múltiplos andares e avaliar o desempenho dos mesmos considerando critérios de conforto humano.

Inicialmente foram estabelecidas estratégias para desenvolvimento da análise numérica de vibrações induzidas por atividades humanas, com auxílio do programa computacional SAP2000, de acordo com recomendações de normas e guias de projeto nacionais e internacionais. Foram feitas considerações sobre condições de contorno dos modelos de elementos finitos, tipos de elementos a serem adotados, tipos e tamanho de malha, taxa de amortecimento e simulação das ações dinâmicas produzidas pelo caminhar humano.

Em seguida foi selecionado um conjunto de sistemas de piso misto pertencentes a edifícios de múltiplos andares, situados no Campus de Viçosa da Universidade Federal de Viçosa, e desenvolvidos modelos de elementos finitos para simulação do comportamento dinâmico dos sistemas de piso selecionados. Com auxílio dos modelos numéricos e de modelos analíticos simplificados foram determinadas as frequências naturais e acelerações dos sistemas de piso selecionados.

Os resultados obtidos por meio dos modelos numéricos e dos modelos analíticos simplificados foram comparados com os resultados da análise experimental de vibrações dos sistemas de piso obtidos por Silva Júnior (2015). Os resultados da análise numérica foram avaliados também em função das recomendações de normas e guias de projeto nacionais e internacionais de vibrações considerando o conforto humano.

Com base nos resultados obtidos neste trabalho, pode-se afirmar que as estratégias para análise numérica de vibrações e os modelos desenvolvidos foram capazes simular adequadamente o comportamento dinâmico dos sistemas de piso misto de aço e concreto.

Os resultados obtidos por meio dos modelos analíticos recomendados por normas e guias de projetos nacionais e internacionais foram coerentes com os obtidos através da análise de Silva Junior (2015). Isso evidencia a capacidade desses modelos para estimar frequências fundamentais e acelerações, desde que os parâmetros relativos às condições de contorno, rigidez da estrutura mista e interação entre os elementos estruturais sejam devidamente ajustados para cada sistema. No entanto esses modelos simplificados não permitem caracterizar os modos de vibração e o comportamento dinâmico da estrutura como um todo, o que é amplamente viável com o auxílio de programas computacionais disponíveis nos dias atuais.

Os resultados obtidos ao longo deste trabalho demonstraram que os sistemas de piso misto de aço e concreto analisados atendem às prescrições da ABNT NBR 8800:2008, apresentando frequências de vibração ligeiramente acima dos valores mínimos especificados. No entanto, quando submetidos às ações dinâmicas induzidas pelo caminhar humano, os sistemas de piso analisados apresentam amplitudes de acelerações superiores aos limites estabelecidos por normas e guias de projeto internacionais (BACHMANN *et al.* 1987; *ISO/DIS* 10137 2007; *AISC/CISC Design Guide 11* (MURRAY *et. al* 2003); *SCI Publication P354* (SMITH *et al* 2009) e BS 6472 1992). Estes resultados indicam que os limites de conforto humano podem ser ultrapassados na maioria dos casos investigados ao longo desta Dissertação, ou seja, podem-se produzir vibrações indesejáveis aos usuários, o que, em última análise, representaria o não atendimento de uma condição limite de serviço.

Em síntese, as estruturas que foram estudadas no presente trabalho foram projetadas segundo critérios de normas vigentes, apresentam taxas de consumo de aço dentro da faixa esperada para sistemas de piso misto econômicos e apresentaram frequências fundamentais com valores ligeiramente superiores aos valores mínimos prescritos por essas normas. No entanto, apesar de atenderem às prescrições de norma, em alguns casos as acelerações foram superiores aos limites que garantem o conforto humano.

## 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

O desenvolvimento deste trabalho permitiu visualizar os seguintes temas como propostas para trabalhos futuros:

- realizar novos estudos considerando modelos estruturais com taxa de amortecimento não proporcional;
- investigar o comportamento dinâmico de sistemas de piso misto com auxílio de modelos numéricos quando submetidos ao caminhar de mais de uma pessoa, ação de multidão e ações rítmicas, o que pode acontecer com certa frequência em edifícios institucionais;
- explorar a potencialidade do modelo matemático de carregamento dinâmico proposto por Varela (2004), por exemplo, com a aplicação do modelo de carregamento como uma carga móvel contínua sobre o sistema e com uma maior variação do fator de impacto do calcanhar;
- determinar parâmetros específicos que caracterizem o caminhar humano brasileiro, como o tamanho do passo e a velocidade do caminhar.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ALLEN, D. E.; RAINER, J. H. Vibration Criteria for Long Span Floors. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 3, n. 2, p. 165-173, 1975.

ALLEN, D. E.; RAINER, J. H.; PERNICA, G. Vibration criteria for assembly occupancies. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 12, n. 3, p. 23-617, 1985.

ALMEIDA, R. R. **Análise de vibrações em sistemas estruturais para pisos mistos com joists submetidos a atividades humanas rítmicas**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2008.

ALVES, N. K. C. **Cargas Dinâmicas devido a Pessoas em Movimento**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1997.

ALVES, N. K. C.; ROITMAN, N.; MAGLUTA, C. **Dynamic Response Under Human Movements**. COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1998.

ALVES, R. A. **Comportamento Dinâmico de Pontes sob Ação Pedonal**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal. 2008.

ANSYS. **Swanson Analysis Systems, Inc. Version 10.0, Basic analysis procedures**. Johnson Road, Houston, PA. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800 - Projeto De Estruturas De Aço e De Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto De Estruturas De Concreto**. Rio de Janeiro. 2014.

BACHMANN, H.; AMMANN, W. **Vibrations in structures induced by man and machines. IABSE Structural Engineering Documents 3ed**. Switzerland. 1987.

BACHMANN, H.; AMMANN, W. J.; DEISCHL, F.; EISENMANN, J.; FLOEGL, I.; HIRSCH, G. H.; KLEIN, G. H.; LANDE, G. J.; MAHRENHOLTZ, O.; NATKE, H. G.; NUSSBAUMER, H.; PRETLOVE, A.; RAINER, J. H.; SAEMANN, E.; STEINBISSER, H. **Vibration problems in structures. Practical guidelines**. Birkhauser. 1995.

BATISTA, R. C.; VARELA, W. D. **Medidas corretivas para vibrações de painéis contínuos de lajes de edifícios**. XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, TRB0282. Brasilia, DF, Brasil. 2002.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 6472: Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)**. . 1992.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 5400-2: Steel, concrete and composite bridge - Part 2: Specification for loads, Annex B (normative) Vibration serviceability requirements for foot and cycle track bridges**. London UK. 2006.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **Can/Csa-S16.1-94 - Limit State Design of Steel Structures**. Toronto. 2001.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CAN3-S16. 1-M84: Steel Structures for Buildings - Limit States Design. Appendix G: Guide on Floor Vibrations**. Ontario. 1989.

CLOUGH, R. W. . **J. Dynamics of Structures**. McGraw-Hill,; [s.n.], 1993. 634 p.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB 209 Vibration Problems in Structures. Practical Guidelines Bulletin d'Information**. . 1991.

DALLARD, O.; FITZPATRICK, A. I.; FLINT, A.; LE BOURVA, S.; LOW, A.; MITH, R. M. R.; WILLFORD, M.. The London Millennium Footbridge. **The Structural Engineer**, v. 79, n. 22, 2001.

DAVIS, D. B. **Finite Element Modeling for Prediction of Low Frequency Floor Vibrations Due to Walking**. PhD Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. Virginia, Estados Unidos. 2008.

DE SILVA, S. S. **Vibration Characteristics of Steel-deck Composite Floor Systems under Human Excitation**. PhD Thesis. Queensland University of Technology. Brisbane, Australia. 2007.

EN 1990: 2002 - CEN (COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION): 1992. **Eurocode 0 - Basis of structural Design**. . 2002.

EN 1991-2: 2003 - CEN (COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION): 1992. **Eurocode 1 - Actions on structures, Part 1.2: General actions - Traffic loads on bridges**. . 2003.

FAISCA, R. G. **Caracterização de Cargas Dinâmicas Geradas por Atividades Humanas**. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2003.

FALERIROS, J. P. M.; TEXEIRA JUNIOR, J. R.; SANTANA, B. M. Crescimento da indústria brasileira de estruturas metálicas e o boom da construção civil: um panorama do período de 2001-2010. **Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social**, p. 81-83, 2012.

FULLER, A. H. Dynamic Effects of Moving Floor Loads - Stresses Measured in the Floor and Balcony of a College Gymnasium. **Arch Rev**, v. 126, n. (11), p. 455 - 6, 1924.

GALAMBOS, T. V. Recent Research and Design Developments in Steel and Composite Steel-Concrete Structures in USA. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 22, p. 289-303, 2000.

GONÇALVES, S. G. **Análise Dinâmica Não Linear de Pisos Mistos (Aço-Concreto) Submetidos a Ações Humanas Rítmicas**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UERJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2011.

HICKS, S. J.; LAWSON, R. M.; KING, C. M. **Design Guide for Vibrations of Long Span Composite Floors**. Ascot: The Steel Institute Construction. [S.l.]. 2000. (Document RT852 - Version 01. ).

HOLMLUND, P.; LUNNSTROM, R. Mechanical impedance of the human body in the horizontal direction. **Journal of Sound and Vibration**, 1998.

INTERNATIONAL STANDARD ORGANIZATION ISO 10137. **Bases for design of structures – Serviceability of buildings against vibration**. . 2007.

INTERNATIONAL STANDARD ORGANIZATION ISO 2631-1. **Evaluation of human exposure to whole-body vibration, Part 1: Human exposure to continuous and shock-induced vibrations in buildings (1 to 80 Hz)**. . 1985.

INTERNATIONAL STANDARD ORGANIZATION ISO 2631-2. **Evaluation of human exposure to whole-body vibration, Part 2: Human exposure to continuous and shock-induced vibrations in buildings (1 to 80 Hz)**. . 1989.

JI, T.; ELLIS, B. Floor Vibration Induced by Dance-Type Loads: Theory and Verification. **The Structural Engineer**, v. 72, n. 3, p. 37-50, 1994.

LANGER, N. A. S. **Estudo do Conforto Humano em Pisos Mistos (Aço-Concreto) Submetidos a Ações Humanas Rítmicas**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UERJ. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2009.

LENZEN, K. H. Vibration of Steel Joists. **Engenieering Jornal**, v. 3, n. 3, p. 133-136, 1966.

LIMA, M. D. H. **Controle de Vibrações Induzidas em uma Laje de Academia de Ginástica com a Utilização de Amortecedores de Massa Sintonizados**. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília. Brasília, DF, Brasil. 2007.

MELLO, A. V. A. **Vibrações em Pisos de Edificações Induzidas por Atividades Humanas**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UERJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2005.

MELLO, A. V. A. **Análise do Efeito da Interação Aço-Concreto sobre a Resposta Dinâmica de Pisos Mistos**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PUC-Rio. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2009.

MENDES, J. P. **nálise dinâmica e controle de vibrações de passarelas de pedestres submetidas ao caminhar humano**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UERJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2014.

MOREIRA, B. C. **Avaliação Comparativa de Pisos de Edificações em Estrutura Metálica Quanto aos Critérios de Vibração**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, UFOP. Ouro Preto, MG, Brasil. 2004.

MURRAY, T. M. Design to Prevent Floor Vibrations. **Engineering Journal**, v. AISC, n. 3<sup>a</sup> ed., p. 82-87, 1975.

MURRAY, T. M. Acceptability Criterion for Occupant-Induced Floor Vibrations. **Engineering Journal**, v. 19, n. 2, p. 62-70, 1981.

MURRAY, T. M.; ALLEN, D. E.; UNGAR, E. E. **Floor vibrations due to human activity**. Chicago, USA, Steel design guide series nº 11, American Institute of Steel Construction, AISC. 2003.

OHLSSON, S. V. **Floor Vibration and Human Discomfort**. PhD Thesis. Chalmers University of Technology. Gõteborg, Sweden. 1982.

ONT83. **Ontario Highway Bridge Design Code 1983 and Commentary**. Ministry of Transportation and Communication, Highway Engineering Division, Toronto. 1983.

REIHER, H. E.; MEISTER, F. J. The Effect of Vibration on People. **Traduzido da pela Forsch Geb. Ing, Wes: 2(11) pela U.S. Air Material Command - Tradução F-TS-616-RE, Wright Field**, Ohio, p. 381-386, 1946.

SAP2000 NONLINEAR VERSION 15.2. **User's Manual, version 15.2**. Inc., Berkeley, CA. 2012.

SILVA JUNIOR, L. A. **Análise experimental de vibrações em sistemas de piso misto de aço e concreto e avaliação de desempenho considerando o conforto humano**. Dissertação de Mestrado. Pós Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, UFV. Viçosa, MG, Brasil. 2015.

SILVA, J. M. M. F. **Análise de Vibrações sob Ação Humana na Ponte Pendonal sobre a Linha Vermelha**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto. Porto, Portugal. 2010.

SMITH, A. L.; HICKS, S. J.; DEVINE, P. J. **Design of floors for vibration: A new approach; Volume 354. The SCI publication. p 114. Steel Construction Institute**. Silwood Park, Ascot, Berkshire. 2009.

SMITH, J. W. **The Vibration of Highway Bridges and the Effect on human comfort**. PhD Thesis, University of Bristol. Bristol, UK. 1969.

SOUZA, J. M. S. **Análise da resposta dinâmica de passarelas de pedestres considerando-se uma modelagem probabilística do caminhar humano**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UERJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2012.

THE STATIONERY OFFICE. **Health Technical Memorandum 08-01: Acoustics**. . 2008.

TILDEN, C. J. **Kinetic Effects of Crowds, Proceedings of ASCE 39 (3) - 325 - 340**. [S.l.]. 1913.

VARELA, W. D. **Modelo Teórico-Experimental para análise de vibrações induzidas por pessoas caminhando sobre lajes de edifícios**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2004.

WISS, J. F.; PARMALEE, R. A. Human Perception of Transient Vibration. **Jornal of the Structural Division: ASCE**, v. 100, n. ST4, p. 773-787, 1974.

WYATT, T. A. **Design Guide on the Vibration of Floors, SCI Publication 076, The Steel Construction Institute and Construction Industry Research and Information Association**. London. 1989.