



UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO
CENTRO DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS
FACULDADE DE ENGENHARIA



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Antônio Vicente de Almeida Mello

Vibrações em pisos de edificações induzidas por atividades humanas

Rio de Janeiro

2005

Antônio Vicente de Almeida Mello

Vibrações em pisos de edificações induzidas por atividades humanas

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

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2005

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ/REDE SIRIUS/NPROTEC

M527v Mello, Antonio Vicente de Almeida.
Vibrações em pisos de edificações induzidas por
atividade humanas/ Antonio Vicente de Almeida Mello.-
2005.
189 f. : il.

Orientador : José Guilherme Santos da Silva
Dissertação (mestrado) – Universidade do Estado do
Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Pisos - Vibração - Teses. 2. Engenharia civil - Teses.
4. Engenharia civil – Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da.
II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de
Engenharia. III. Título.


CDU 692.5:534-16

**VIBRAÇÕES EM PISOS DE EDIFICAÇÕES
INDUZIDAS POR ATIVIDADES HUMANAS**

Antônio Vicente de Almeida Mello

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGECIV, da Faculdade de Engenharia, FEN, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Ênfase: Estruturas.

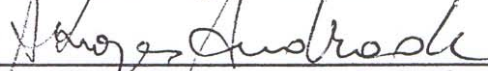
Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada



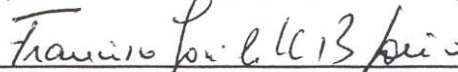
Prof. José Guilherme Santos da Silva, DSc - Presidente
Departamento de Engenharia Mecânica - UERJ



Prof. Raul Rosas e Silva, PhD
Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio



Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade, PhD
Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ



Prof. Francisco José da Cunha Pires Soeiro, PhD
Departamento de Engenharia Mecânica - UERJ

A Deus, por ter iluminado meu caminho ao longo de todos estes anos, aos meus pais, a minha esposa e aos meus irmãos pelo incentivo ao meu trabalho.

Agradecimentos

Em primeiro lugar a DEUS, por ser misericordioso e por nos fortalecer a cada dia pela sua graça.

Aos meus pais, meus irmãos e minha avó pelas orações de graça dedicadas. A minha esposa, pelo carinho e compreensão nos momentos mais difíceis.

Ao meu orientador, Prof. José Guilherme, pela paciência compreensão e estímulo dispensados ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Ao meu amigo Glauco pelo incentivo e companheirismo demonstrado ao longo de todos estes anos.

Ao meu amigo Fabio Figueiredo por não ter medido esforços no apoio à conclusão deste trabalho e pelo bom convívio ao longo destes anos.

Aos amigos: Paulo, Rodrigo, Michele, Maydane e Marcio pelos momentos em que passamos juntos nos fortalecendo, quando tudo era novo e as dificuldades eram tantas.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, que tanto lutaram para que este sonho fosse possível. Ao meu amigo Rodolfo e Paulo pelo bom convívio.

A FAPERJ – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro pelo auxílio financeiro recebido ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Resumo

MELLO, Antônio Vicente de Almeida. **Vibrações em pisos de edificações induzidas por atividades humanas**. 2005. 189 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

Atualmente, as novas tendências arquitetônicas e as exigências de mercado, vêm conduzindo a engenharia estrutural na busca por soluções cada vez mais arrojadas, as quais exigem grande experiência e conhecimento dos projetistas estruturais aliados a utilização de novos materiais e tecnologias. Esta filosofia de concepção estrutural está inserida em uma das mais importantes tendências de projeto dos últimos anos, ou seja: a 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. Por outro lado, esta filosofia de projeto tem conduzido a elementos estruturais cada vez mais esbeltos e com frequências naturais cada vez mais baixas e, por conseguinte, mais próximas das faixas de frequência das excitações dinâmicas associadas às atividades humanas, tais como: andar, correr, pular, etc. Devido as razões expostas no parágrafo anterior, os sistemas estruturais de engenharia tornaram-se bastante vulneráveis aos efeitos de vibrações induzidas por pequenos impactos como é o caso do caminhar de pessoas sobre pisos, resultando em desconforto para as pessoas. Deve-se destacar, ainda, que tais considerações de projeto têm atendido aos estados limites últimos. Todavia, os estados limites de utilização desses sistemas estruturais precisam ser analisados, sem sombra de dúvida, de maneira mais criteriosa. Deste modo, no sentido de contribuir para fornecer subsídios aos engenheiros estruturais, no que tange a análise dinâmica de estruturas submetidas a excitações induzidas pelos seres humanos, são desenvolvidos diversos modelos de carregamento representativos do caminhar das pessoas. A variação espacial e temporal da carga dinâmica é considerada ao longo da análise e, bem como, o efeito transiente do impacto do calcanhar humano nos pisos é levado em conta. Assim sendo, são considerados nesta dissertação diversos modelos estruturais associados a pisos mistos (aço-concreto). Técnicas usuais de discretização, com base no emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), via utilização do programa computacional Ansys, são consideradas neste estudo. Uma análise extensa acerca da resposta dinâmica dos pisos é feita, mediante o emprego dos modelos de carregamento desenvolvidos, principalmente, em termos dos valores das acelerações. Na seqüência, os resultados encontrados são comparados com aqueles fornecidos pela literatura técnica disponível sobre o assunto sob o ponto de vista associado ao conforto humano. Investiga-se, também, a influencia da variação de parâmetros estruturais sobre a resposta dinâmica dos modelos, tais como: comprimento vão, taxa de amortecimento, espessura das lajes e, ainda, rigidez das ligações viga coluna. Os resultados obtidos ao longo do estudo indicam, claramente, que os projetistas estruturais devem ser alertados para distorções importantes que ocorrem quando as normas de projeto são utilizadas sem o devido cuidado. Um outro importante diz respeito ao fato de que em diversos pisos analisados observa-se que os critérios de conforto humano não são satisfeitos, demonstrando a importância da consideração dos efeitos dinâmicos provenientes dos seres humanos na análise desse tipo de problema.

Palavras-chave

Vibração de Pisos, Análise Dinâmica de Estruturas, Estruturas de Aço e Mistas, Pisos Mistos, Conforto Humano, Modelagem Computacional, Modelos de Carregamento.

Abstract

Nowadays, the new architectural tendency and the market requirements, are leading structural engineering in the search for bolder solutions, which demands great experience and knowledge of the structural designers associated to the use of new materials and technologies. This philosophy of structural conception is inserted in one of the most important trends of project of the last years that means: the search for structural systems of fast execution, endowed with parts of lower weight and that can be successfully large with a minimum of vertical elements, thus allowing a higher flexibility in the ambients adequacy. On the other hand, this project philosophy has lead to structural elements more and more slender and with natural frequencies much and much lower and, therefore, closer to the frequency of the dynamic excitation associated to the human beings activities, such as: walking, running, jumping, etc. Due to the reasons described in the previous paragraph, the structural engineering systems became sufficiently vulnerable to the effects of vibrations induced by small impacts as it is the case of walking of people on floors, resulting in discomfort to the people. It must be highlighted, also, that such project considerations have fulfilled the required limit states. However, the limit states of use for these structural systems need to be analysed, with no doubt, in a more sensible way. In this way, willing to contribute to supply subsidies to the structural engineers, in the dynamic analysis of structures subject to excitation induced by human beings, several loads models are developed to represent the act of walking. The space and time variation of the dynamic load is considered through the analysis and the transient effect of the impact of the human heel on the floor is taken into consideration, as well. In this way, It is considered in this dissertation, several structural models associated to composite floors (steel-concrete). In this study, it was considered the usual techniques of discretization, based on the Finite Element Method (FEM) using the computer program Ansys. An extensive analysis concerning the dynamic response of the floors is made, by means of the application of the developed load models, mainly, in terms of the values of the accelerations. The results obtained are compared to those supplied by the technical literature available about the subject with the point of view associated to the human comfort. It is also investigated, the influence of the structural parameter variation on the dynamic response of the models, such as: span length, damping ratio, thickness of the slab and, also, rigidity of the beam columns. The results obtained along the study clearly indicate that the structural designers must be alerted to important distortions that may occur when the project rules are used without the necessary caution. Another important remark is regarded to the fact that in several analysed floors it is observed that the criteria of human comfort are not satisfied which demonstrate the importance of the consideration of the dynamic effect caused by human beings in the analysis of this type of problem.

Key-words

Floor Vibration, Dynamic Analysis of Structures, Steel Structures and composite Structures, Composite Floor, Human Comfort, Computational Modeling, Loading Models.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	23
1.1. Generalidades.....	23
1.2. Estado da Arte na Análise de Vibração de Pisos Devido a Atividades Humanas.....	24
1.3. Objetivos e Motivação	34
1.4. Escopo do Trabalho.....	35
2. Vibrações em Pisos Devido a Atividades Humanas	37
2.1. Introdução	37
2.2. Cargas Dinâmicas Induzidas por Atividades Humanas	37
2.2.1. Atividade de Andar	37
2.2.2. Atividade de Correr	41
2.2.3. Atividade de Pular	41
2.2.4. Ginástica Aeróbica	42
2.2.5. Impacto do Calcanhar	43
2.3. Critérios de Conforto Humano.....	44
2.3.1. Norma Brasileira - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado: NBR 6118/2003 [27]	44
2.3.2. Norma Brasileira - Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (Método dos Estados Limites): NBR- 8800/1986 [28].....	45
2.3.3. Norma Canadense – <i>Limit States Design of Steel Structures (Canadian Standards Association): CAN3-S16.1- M89 appendices G</i> [29].....	48
2.3.4. Guia Prático do AISC – <i>Floor Vibrations Due To Human Activity (Steel Design Guide Series of American Institute of Steel Construction): AISC</i> [21]	50
2.3.4.1. Frequência Fundamental do Painel da Viga Principal	53
2.3.4.2. Frequência Fundamental do Painel da Viga Secundária.....	53
2.3.4.3. Peso Efetivo do Painel das Vigas Principais.....	54
2.3.4.4. Peso Efetivo do Painel das Vigas Secundárias	55
2.3.4.5. Modo Combinado	56
2.3.4. Norma ISO – International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations): ISO 2631/1 [19].....	57
2.3.5. Norma ISO – International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations – Continuous and Shock-Induced Vibration in Buildings 1 to 80Hz): ISO 2631/2 [20]	57

2.4. Procedimentos Adotados Para Solução de Problemas de Vibrações em Estruturas.	60
2.4.1. Isolamento da Vibração.....	61
2.4.2. Relocação	61
2.4.3. Enrijecimento.....	61
2.4.4. Aumento do Nível de Amortecimento	62
2.4.5. Sistemas de Controle Ativo	62
2.4.6. Dispositivos Mecânicos de Controle Passivo.....	62
3. Modelos de Carregamento.....	63
3.1. Considerações Gerais	63
3.2. Modelagem da Carga Dinâmica	63
3.2.1. Modelo de Carregamento I.....	63
3.2.2. Modelo de Carregamento II.....	64
3.2.3. Modelo de Carregamento III	65
3.2.4. Modelo de Carregamento IV	67
3.2.5. Exemplos de Aplicação dos Carregamentos nos Pisos	70
4. Modelagem do Sistema.....	74
4.1. Introdução.....	74
4.2. Definição dos Modelos Estruturais	74
4.3. Definição dos Modelos Computacionais.....	77
4.4. Malha de Elementos Finitos.....	78
4.5. Modelagem do Amortecimento.....	80
4.6. Esforço Computacional.....	82
5. Estudo de Casos.....	84
5.1. Considerações Gerais	84
5.2. Análise de Autovalores e Autovetores	85
5.2.1. Considerações Gerais.....	85
5.3. Análise Harmônica	97
5.3.1. Introdução	97
5.4. Análise de Vibração Forçada	103
5.4.1. Aspectos Gerais	103
5.4.2. Modelo Estrutural I – Modelo sem Colunas	103

5.4.2.1. Funções de Tempo	105
5.4.2.2. Aceleração de Pico	108
5.4.2.3. Aceleração em RMS (<i>Root Mean Square</i>).....	113
5.4.3. Modelo Estrutural III, H=5,0m – Modelo com Colunas	119
5.4.3.1. Funções de Tempo	121
5.4.3.2. Aceleração de Pico	124
5.4.3.3. Aceleração em RMS (<i>Root Mean Square</i>).....	129
6. Análises Paramétricas	136
6.1. Introdução	136
6.2. Variação do Amortecimento.....	137
6.2.1. Considerações Gerais.....	137
6.2.2. Análise de Autovalores e Autovetores	137
6.2.3. Análise Harmônica	139
6.2.4. Análise de Vibração Forçada	140
6.2.4.1. Aceleração de Pico	142
6.2.4.2. Acelerações em RMS (<i>Root Mean Square</i>).....	146
6.3. Variação da Espessura da Laje	150
6.3.1. Introdução	150
6.3.2. Análise de Autovalores e Autovetores	151
6.3.3. Análise Harmônica	156
6.3.4. Análise de Vibração Forçada	157
6.3.4.1. Aceleração de Pico	159
6.3.4.2. Aceleração em RMS (<i>Root Mean Square</i>).....	164
6.4. Variação da Rigidez da Ligação Viga-Coluna	169
6.4.1. Considerações Gerais.....	169
6.4.2. Análise de Autovalores e Autovetores	169
6.4.3. Análise Harmônica	171
6.4.4. Análise de Vibração Forçada	173
6.4.4.1. Acelerações de Pico.....	174
6.4.4.2. Acelerações em RMS (<i>Root Mean Square</i>).....	176
7. Considerações Finais.....	180
7.1. Introdução	180
7.2. Conclusões Obtidas ao Longo do Trabalho.....	180
7.2.1. Modelagem Computacional.....	180
7.2.2. Modelos de Carregamento.....	181

7.2.3. Análise de Conforto Humano	182
7.2.4. Parâmetros Estruturais.....	183
7.3. Sugestões para Trabalhos Futuros.....	185

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Componente vertical e horizontal da reação do solo [1].....	25
Figura 1.2 – Plataforma de força utilizada por Rainer, Pernica e Allen [2].....	26
Figura 1.3 – Plataforma de força utilizada por A. Ebrahimpur, Sack e Patten [3]	27
Figura 1.4 – Percurso do ponto de aplicação da reação do solo sobre o pé. [1]	27
Figura 1.5 – Medida aproximada do impacto do <i>Hell Drop Test</i> [4].....	28
Figura 1.6 – Escala modificada de Reiher – Meister [11] e [12]	30
Figura 1.7 – Redução de vibração com a utilização de atenuadores dinâmicos [15].....	32
Figura 1.8 – Modelo estrutural [17]	33
Figura 2.1 – Atividade andar [Erro! Fonte de referência não encontrada.].....	38
Figura 2.2 – Geometria da caminhada [22].....	38
Figura 2.3 - Força de contato do passo e reação do piso devido a caminhada [22]	39
Figura 2.4 – Componentes da série de Fourier da função representativa da reação do piso [22].....	40
Figura 2.5 – Atividade correr [24].....	41
Figura 2.6 – Atividade saltar [7].....	41
Figura 2.7 – Sinal no tempo: Atividade pular [7]	42
Figura 2.8 – Resposta obtida no momento do contato do calcanhar com o piso [25].....	43
Figura 2.9 – Reações que surgem no contato do pé da pessoa com o solo [26].....	43
Figura 2.10 – Limite de desconforto causado por vibrações em pisos [28].....	45
Figura 2.11 – Vibração transiente típica do teste do impacto dos calcanhares [28]	46
Figura 2.12 – Pico de aceleração máximo recomendado para o conforto humano [21]	50
Figura 2.13 – Posição do eixo de acordo com a posição da pessoa [19]	58
Figura 2.14 – Eixos de propagação das vibrações	58
Figura 2.15 – Curva de vibrações para aceleração em direções combinadas (eixos x,y e z) [20]	59
Figura 2.16 – Curva básica de vibrações de edificações para aceleração no eixo z [20]	60
Figura 2.17 – Curva básica de vibrações de edificações para aceleração nos eixos x e y [20]	60
Figura 3.1 – Ponto de aplicação da carga no piso de estrutura mista.....	64
Figura 3.2 – Representação da carga durante a caminhada.....	66
Figura 3.3 – Variação espacial da carga.....	67
Figura 3.4 – Função de carregamento proposta por Wendell [31]	68
Figura 3.5 – Sinal de força no tempo (Modelo de carregamento I)	70
Figura 3.6 – Espectro de frequência da força para um harmônico.....	71
Figura 3.7 – Sinal de força no tempo (Modelo de carregamento II)	71
Figura 3.8 – Espectro de frequência da força para vários harmônicos	72
Figura 3.9 – Sinal de força no tempo – modelo de carregamento IV	73
Figura 4.1 – Modelo estrutural genérico dos pisos	75
Figura 4.2 – Seção transversal genérica dos pisos	75
Figura 4.3 – Seção genérica dos perfis	76

Figura 4.4 – Elemento BEAM 44 [18].....	77
Figura 4.5 – Visualização da excentricidade entre a laje e a viga.....	78
Figura 4.6 – Elemento SHELL 63 [18]	78
Figura 4.7 – Refinamento da malha.....	79
Figura 4.8 – Modelo de elementos finitos [18].....	80
Figura 4.9 – Gráfico do amortecimento utilizado na análise do piso.....	81
Figura 5.1 – Modelos estruturais genéricos.....	85
Figura 5.2 – Valores das frequências naturais em função do vão (Lj).....	90
Figura 5.3 – Modos de vibração referente ao Modelo estrutural I.....	92
Figura 5.4 – Modos de vibração referente ao Modelo estrutural II.....	93
Figura 5.5 – Modos de vibração referente ao Modelo estrutural III, H=3,0m.....	94
Figura 5.6 – Modos de vibração referente ao Modelo estrutural III, H=4,0m.....	95
Figura 5.7 – Modos de vibração referente ao modelo estrutural III, H=5,0m.....	96
Figura 5.8 – Gráficos do FAD em função de β para o modelo estrutural I.....	99
Figura 5.9 – Gráficos do FAD em função de β para o modelo estrutural III, H=5,0m.....	102
Figura 5.10 – Gráficos dos deslocamentos e acelerações (Modelos de carregamento I, II, III e IV).....	107
Figura 5.11 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento I e II).....	111
Figura 5.12 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III e IV).....	111
Figura 5.13 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III e IV).....	111
Figura 5.14 – Aceleração de pico (modelos de carregamento I, II, III e IV).....	112
Figura 5.15 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento I e II).....	117
Figura 5.16 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento III e IV).....	117
Figura 5.17 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento III e IV).....	117
Figura 5.18 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento I, II, III, IV).....	118
Figura 5.19 – Gráficos dos deslocamentos e acelerações (Modelos de carregamento I, II, III e IV).....	123
Figura 5.20 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento I e II).....	126
Figura 5.21 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III e IV).....	127
Figura 5.22 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III e IV).....	127
Figura 5.23 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento I, II, III e IV).....	128
Figura 5.24 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento I e II).....	132
Figura 5.25 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento III e IV).....	133
Figura 5.26 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento III e IV).....	133
Figura 5.27 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelos de carregamento I, II, III e IV).....	134
Figura 6.1 – Modos de vibração referente ao modelo estrutural III, H=5,0m.....	138
Figura 6.2 – Gráfico do FAD em função da razão entre as frequências.....	139
Figura 6.3 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I, II, III, IV).....	145
Figura 6.4 – Acelerações em rms (<i>root mean square</i>) - Modelos de carregamento I, II, III e IV.....	149
Figura 6.5 – Frequência natural em função da variação da espessura (h) da laje.....	151
Figura 6.6 – Modos de vibração do piso com espessura de 0,05m.....	152
Figura 6.7 – Modos de vibração do piso com espessura de 0,10m.....	153

Figura 6.8 – Modos de vibração do piso com espessura de 0,15m	154
Figura 6.9 – Modos de vibração do piso com espessura de 0,20m	155
Figura 6.10 – Comparação dos valores do FAD em função da variação da espessura (h) da laje ...	156
Figura 6.11 – Acelerações pico (Modelos de carregamento I, II, III e IV).....	162
Figura 6.12 – Acelerações em rms - <i>root mean square</i> (Modelos de carregamento I, II, III e IV).....	167
Figura 6.13 – Modos de vibração para o modelo de ligação viga coluna engastada.....	170
Figura 6.14 – FAD em função da variação da rigidez da ligação viga-coluna.....	171
Figura 6.15 – Variação das acelerações pico (Modelo de carregamento I, II, III, IV).....	176
Figura 6.16 – Acelerações em rms - <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento I, II, III, IV)	179

Lista de Tabelas

Tabela 1.1 – Frequência natural mínima requerida por Allen, Rainer e Pernica [13].....	31
Tabela 2.1 – Frequência natural mínima requerida [27]	44
Tabela 2.2 – Níveis de amortecimento [28]	47
Tabela 2.3 – Faixas de frequência das atividades [21].....	51
Tabela 2.4 – Parâmetros utilizados na avaliação da resposta dinâmica estrutural [21].....	52
Tabela 2.5 – Faixas dos fatores de multiplicação usados em muitos países para magnitudes satisfatórias específicas de vibrações de edifícios com respeito a resposta humana [20].....	59
Tabela 3.1 – Harmônicos do passo [21]	65
Tabela 3.2 – Característica do passo humano [30]	67
Tabela 3.3 – Parâmetros utilizados na variação espacial da carga segundo caminho 1	72
Tabela 3.4 – Parâmetros utilizados na variação espacial da carga segundo caminho 2	72
Tabela 4.1 – Características geométricas dos perfis de aço	76
Tabela 4.2 – Esforço computacional	82
Tabela 4.3 – Modelo Estrutural I (modelo de piso apoiado nos quatro bordos)	83
Tabela 4.4 – Modelo estrutural III (modelo de piso com coluna apoiada nos extremos)	83
Tabela 5.1 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural I)	86
Tabela 5.2 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (modelo estrutural II)	86
Tabela 5.3 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural III, H=3,0m).....	87
Tabela 5.4 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural III, H=4,0m).....	87
Tabela 5.5 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural III, H=5,0m).....	88
Tabela 5.6 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural IV, H=3,0m)	88
Tabela 5.7 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural IV, H=4,0m)	89
Tabela 5.8 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural IV, H=5,0m)	89
Tabela 5.9 – Valores do FAD (Modelo estrutural I).....	100
Tabela 5.10 – Valores do FAD (Modelo estrutural III, H=5,0m).....	102
Tabela 5.11 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão....	104
Tabela 5.12 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão....	105
Tabela 5.13 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I e II)	108
Tabela 5.14 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento III)	109
Tabela 5.15 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento IV).....	109
Tabela 5.16 – Acelerações em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento I e II)	114
Tabela 5.17 – Acelerações em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento III)	115
Tabela 5.18 – Acelerações em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento IV).....	115
Tabela 5.19 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão....	120
Tabela 5.20 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão....	121
Tabela 5.21 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I e II)	124
Tabela 5.22 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento III)	125

Tabela 5.23 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento IV).....	125
Tabela 5.24 – Acelerações em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento I e II)	130
Tabela 5.25 – Acelerações em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento III)	130
Tabela 5.26 – Acelerações em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento IV).....	131
Tabela 6.1 – Faixa de frequências dos modos de vibração para o modelo estrutural III, H=5,0m.....	137
Tabela 6.2 – FAD – (fator de amplificação dinâmico).....	140
Tabela 6.3 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão.....	141
Tabela 6.4 – Parâmetros α e β	142
Tabela 6.5 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento I e II).....	142
Tabela 6.6 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III)	143
Tabela 6.7 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento IV).....	143
Tabela 6.8 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento I e II)	147
Tabela 6.9 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento III)	147
Tabela 6.10 – Aceleração em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento IV).....	147
Tabela 6.11 – Frequências dos modos de vibração segundo a variação da espessura (h) da laje...	151
Tabela 6.12 – FAD (fator de amplificação dinâmica).....	157
Tabela 6.13 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo o caminho 1.....	158
Tabela 6.14 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo o caminho 2.....	159
Tabela 6.15 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I)	159
Tabela 6.16 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento III)	160
Tabela 6.17 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento IV).....	160
Tabela 6.18 – Acelerações em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento I)	164
Tabela 6.19 – Acelerações em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento III)	165
Tabela 6.20 – Acelerações em rms – <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento IV).....	165
Tabela 6.21 – Frequências dos modos de vibração segundo a rigidez da ligação viga coluna.....	169
Tabela 6.22 – FAD em termos percentuais	172
Tabela 6.23 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada	173
Tabela 6.24 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I e II)	174
Tabela 6.25 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento III)	174
Tabela 6.26 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento IV).....	175
Tabela 6.27 – Acelerações em rms- <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento I e II)	177
Tabela 6.28 – Acelerações em rms- <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento III)	177
Tabela 6.29 – Acelerações em rms- <i>root mean square</i> (Modelo de carregamento IV).....	178

Lista de Símbolos

a_o/g	Pico de aceleração limite
a_p/g	Pico de aceleração estimado
b_f	Largura do flange
B_g	Largura efetiva da viga principal
B_j	Largura efetiva da viga secundária
C	Matriz de amortecimento do sistema
C_g	Fator para cálculo da largura efetiva da viga principal
C_j	Fator para cálculo da largura efetiva da viga secundária
d_e	Espessura efetiva da laje de concreto
D_g	Momento de inércia transformado da viga principal por unidade de largura
D_j	Momento de inércia transformado da viga secundária por unidade de largura
D_s	Momento de inércia transformado da laje por unidade de comprimento
e	Espessura da laje
E_c	Modulo de elasticidade do concreto
E_s	Modulo de elasticidade do aço
EI	Rigidez à flexão por unidade de comprimento da viga
f	Freqüência de excitação
$f_{critica}$	Freqüência crítica
f_g	Freqüência fundamental correspondente ao modo da viga principal
f_j	Freqüência fundamental correspondente ao modo da viga secundária
f_m	Valor máximo da série de Fourier
f_{mi}	Fator de majoração do impacto do calcanhar
f_n	Freqüência natural
f_p	Freqüência do passo
FAD	Fator de amplificação dinâmico
g	Aceleração da gravidade
i	harmônico
I_g	Momento de inércia transformado da viga principal
I_j	Momento de inércia transformado da viga secundária
K	Rigidez do corpo
L	Vão da viga
L_g	Vão da viga principal
L_j	Vão da viga secundária

m	Massa do corpo
M	Matriz de massa do sistema
n	Razão do modulo de elasticidade dinâmico
P	Peso de uma pessoa
P_0	Força constante igual a 0,29kn para pisos e 0,41kn para passarelas
$P(t)$	Carga variável com o tempo
R	Fator redutor
S	Espaçamento entre vigas
t	Tempo
t_f	Espessura do flange
T_p	Período do passo
t_w	Espessura da alma
v_D	Deslocamento dinâmico
v_E	Deslocamento estático
W	Peso efetivo total do piso
W_g	Peso efetivo dos painéis das vigas principais
w_g	Carga por unidade de comprimento suportada pelas vigas principais
W_j	Peso efetivo dos painéis das vigas secundárias
w_j	Carga por unidade de comprimento suportada pelas vigas secundárias
α	Parâmetro de amortecimento proporcional a matriz de massa
α_i	Coefficiente dinâmico
β	coeficiente de amortecimento modal
Δ_j	Deflexão da viga secundária devido ao peso suportado
Δ_g	Deflexão da viga principal devido ao peso suportado
Δ'_g	Redução da deflexão da viga principal
Δt	Intervalo de tempo
Φ_i	Ângulo de fase para o harmônico
ξ	Taxa de amortecimento do modo i

Lista de Abreviaturas

NBR	Norma Brasileira
AISC	American Institute Of Steel Construction
ISO	International Standard Organization
CAN	Norma Canadense
COPPE	Cordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
Eurocode	European Committee for Standardisation

*“Pai, Senhor do céu e da terra,
eu te dou graças porque escondestes
estas coisas aos sábios e entendidos
e as revelastes aos pequeninos.”*

Lucas 10,21

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

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, o atendimento a estes pré-requisitos requer soluções estruturais que utilizem materiais menos deformáveis em tipologias adequadas à forma arquitetônica, o que só é possível a partir de avanços das investigações científicas tanto no campo de materiais como em análise estrutural.

É conveniente ressaltar também 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 mais modernas 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 demasiadamente esbeltos e conseqüentemente leves, porém com baixas freqüências naturais.

Estas novas características dos elementos conduzem a sistemas estruturais de pisos com freqüências naturais cada vez mais próximas da faixa de freqüência de excitações associada às atividades humanas. Assim, os sistemas estruturais de pisos tornam-se vulneráveis aos efeitos de vibrações induzidos por pequenos impactos, como é o caso do caminhar de pessoas sobre o piso, e por excitações mais intensas, como é o caso das rítmicas. Essas vibrações resultam em desconforto para os usuários da obra e, em casos menos comuns, até mesmo no comprometimento da estrutura.

Devido aos motivos expostos acima e a outros exemplos nos quais os carregamentos envolvendo atividades humanas são os principais desencadeadores de efeitos de vibrações, torna-se necessária uma análise estrutural mais criteriosa do comportamento dinâmico dos pisos.

Tais considerações relacionadas ao projeto obrigam os engenheiros a fazer verificações quanto à resistência e estabilidade de sistemas estruturais que têm atendido aos estados limites ultimos. Entretanto, os problemas relacionados ao estado limite de utilização desses sistemas devem ser analisados de forma mais cuidadosa, procurando-se buscar alternativas viáveis para minimizar os efeitos de vibrações induzidas por atividades humanas.

Novos sistemas estruturais de pisos têm sido criados e o conhecimento do seu comportamento deve ser então cuidadosamente assimilado quando da atuação de carregamentos dinâmicos nocivos ao conforto dos usuários e às partes constituintes da estrutura. Para tanto, o estudo deste comportamento vem sendo realizado sob os mais variados enfoques por diversos pesquisadores nos últimos anos. Tais estudos têm contado com a utilização de modernas ferramentas computacionais de análise estrutural.

Com o objetivo de contribuir nesta direção, o presente trabalho investiga o comportamento dinâmico de pisos mistos (aço-concreto) quando estes se encontram submetidos a ações dinâmicas induzidas por seres humanos.

1.2. Estado da Arte na Análise de Vibração de Pisos Devido a Atividades Humanas

As vibrações em pisos induzidas por atividades humanas, como correr, saltar, fazer exercícios aeróbicos ou até mesmo caminhar, constituem um problema bastante complexo, pois as características da excitação dinâmica geradas durante a execução destas atividades encontram-se associadas às adversidades corporais de cada indivíduo e à maneira pela qual cada um realiza uma determinada atividade, não contribuindo, portanto, para a sua caracterização nem no campo físico nem no campo matemático.

Os seres humanos sempre analisaram as distinções mais aparentes entre as várias atividades que realizam, porém a análise de sua mecânica fundamental não era possível antes do desenvolvimento da ciência física.

Inicialmente, a locomoção dos seres humanos recebeu atenção esporádica por parte de pesquisadores pioneiros como Borelli em 1679 [1] e os irmãos Weber em 1836 [1], sendo que o verdadeiro criador do estudo científico da locomoção foi o pesquisador Otto Fischer, um matemático alemão, que foi a primeira pessoa a calcular as forças envolvidas na locomoção, em 1895 [1].

O passo seguinte foi a introdução da plataforma de força, conforme Elftman [1], que permitia registrar as forças de reação do solo transmitidas através do pé no caminhar humano. A plataforma de força típica é formada por uma placa de metal de aproximadamente 1m^2 , apoiada sobre quatro pilares pequenos que, por sua vez, a suportam a meio caminho da extensão de cada lado. Medidores de pressão fixados a cada um dos pilares detectam as alterações nas cargas sustentadas por eles. Os sinais emitidos pelos medidores são então amplificados e registrados, tornando-se possível então determinar a magnitude e direção das forças transmitidas à superfície de suporte, denominadas força de reação do solo.

Conforme se nota na Figura 1.1, as três componentes da reação do solo são: a componente vertical “Z”, que reflete a força total que pressiona para baixo em um ângulo reto com a superfície da placa; a componente horizontal, antero-posterior “X”, que reflete toda a força que age empurrando a placa para frente ou para trás; e a componente horizontal lateral “Y”, que reflete todas as forças que agem empurrando a placa para um lado e para o outro.

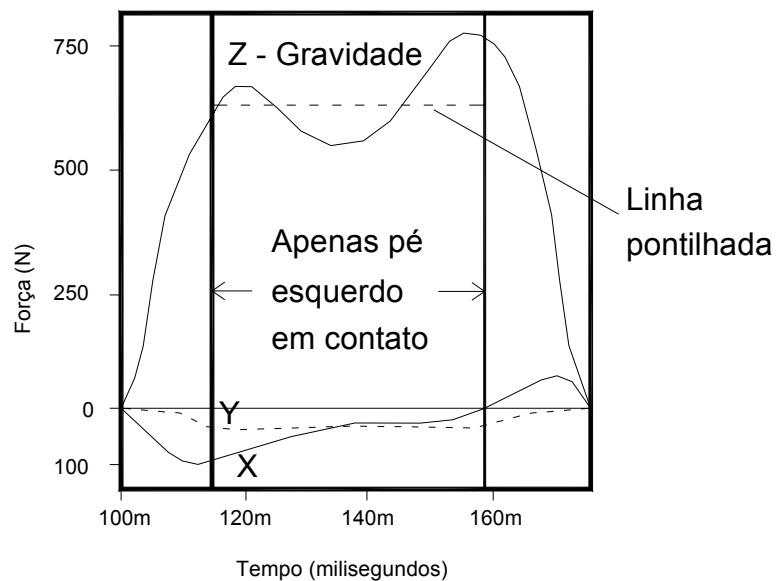


Figura 1.1 – Componente vertical e horizontal da reação do solo [1]

A curva para o componente “Z” cresce rapidamente após o contato do calcanhar com o solo e exibe dois picos (máximos). O primeiro pico ocorre quando o membro de suporte recebe o impacto pleno do peso corporal; o segundo próximo ao fim da fase de apoio, quando os pés começam a acelerar e a “elevar” a massa corporal. Durante estes picos, a força vertical ultrapassa o peso corporal do indivíduo de 63 kg (linha pontilhada horizontal

mostrada na Figura 1.1), enquanto no apoio médio a força vertical é um pouco menor do que o peso do corpo.

A curva que mostra as forças ântero-posteriores “X” tem valores negativos (designação arbitrária para uma força na direção da marcha), após o contato do calcanhar e valores positivos durante a impulsão. O componente “Y” é dirigido lateralmente em ângulo reto com a direção da marcha e permanece pequeno a menos que o sujeito vire para direita ou esquerda da direção original.

Pesquisadores como Rainer, Pernica e Allen [2] deram sua contribuição permitindo através de plataformas (ou placa) de força mais sofisticadas, mostradas na Figura 1.2, registrar as forças de reação do solo, transmitidas pelo pé, quando da execução da caminhada.

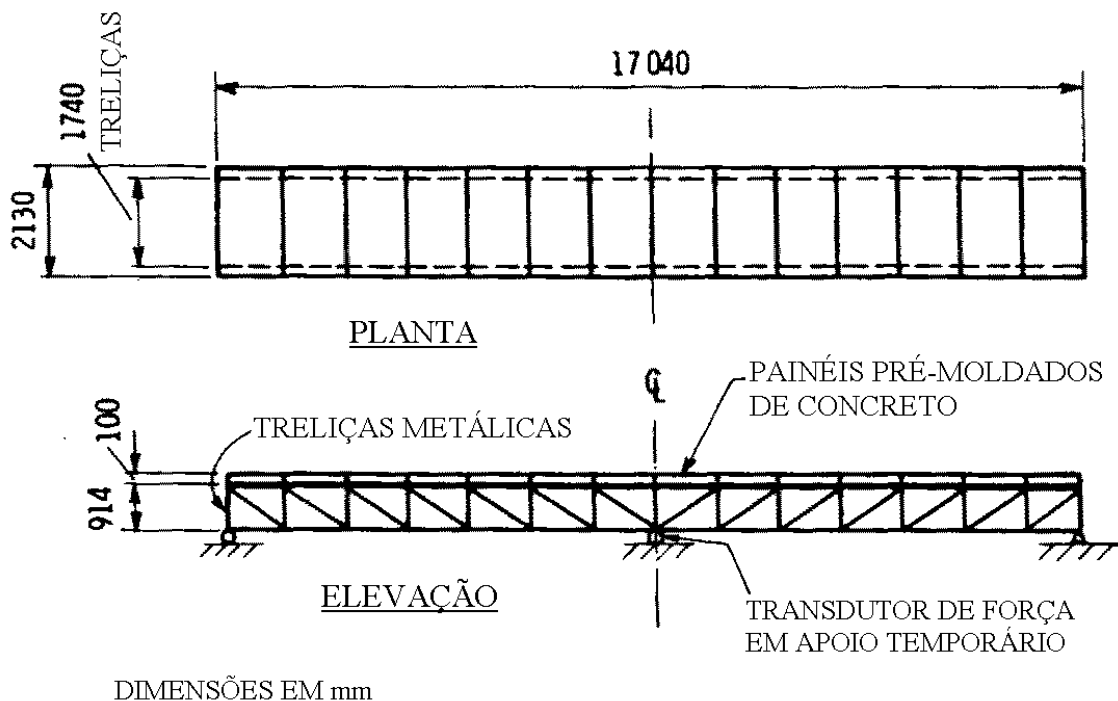


Figura 1.2 – Plataforma de força utilizada por Rainer, Pernica e Allen [2]

Em um outro estudo, Ebrahimpur, Haman, Sack e Patten [3] apresentam uma plataforma de 14,2m de comprimento e 2,0m de largura, como mostra a Figura 1.3, que é projetada para medir o registro de pessoas caminhando sozinhas e de grupos de duas e quatro pessoas.

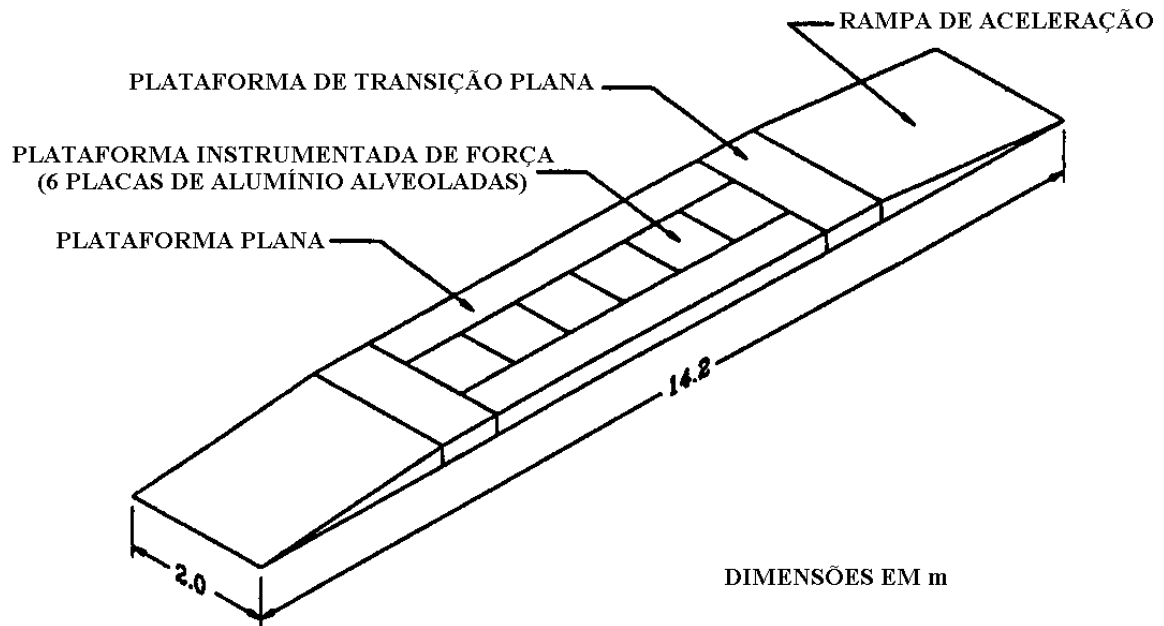


Figura 1.3 – Plataforma de força utilizada por A. Ebrahimpur, Sack e Patten [3]

Nota-se, a partir da Figura 1.4, o percurso do ponto de aplicação da reação do solo à planta do pé, desde o calcanhar-solo até a fase de impulsão. Nesta representação o indivíduo pesa 63 kg e caminha a uma velocidade na faixa de frequência de 1,0Hz a 2,0Hz. Após o contato do calcanhar com o solo, o percurso do ponto de aplicação da reação do solo à planta do pé, move-se para a linha média do pé e permanece neste ponto até que o calcanhar começa a se elevar quando se desvia na direção do Hálux. Dados do centro de pressão desta natureza são variáveis entre indivíduos normais, comprovando a existência de mudanças marcantes nas funções de carregamento geradas durante a execução de uma caminhada.

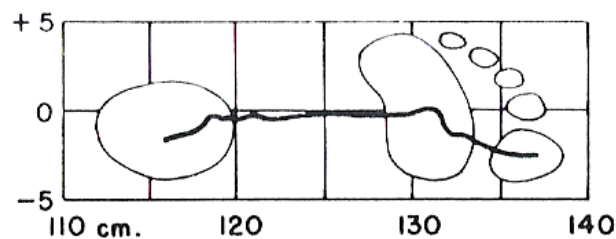


Figura 1.4 – Percurso do ponto de aplicação da reação do solo sobre o pé. [1]

Outro tipo de carregamento utilizado para representar as forças geradas durante a caminhada é expresso em função de testes que registram a carga do impacto do calcanhar sobre o piso. Este tipo de carregamento, considerado como a maior fonte de excitação acarretada durante a caminhada, gera uma resposta transiente, quando o sistema é excitado pela aplicação súbita de uma força de excitação. Sua representação gráfica foi apresentada por Ohmart [4] na realização de ensaios denominados *heel drop test*, onde o indivíduo projeta seu calcanhar sobre o piso após elevá-lo a uma altura correspondente ao seu peso. Sua representação pode ser vista na Figura 1.5:

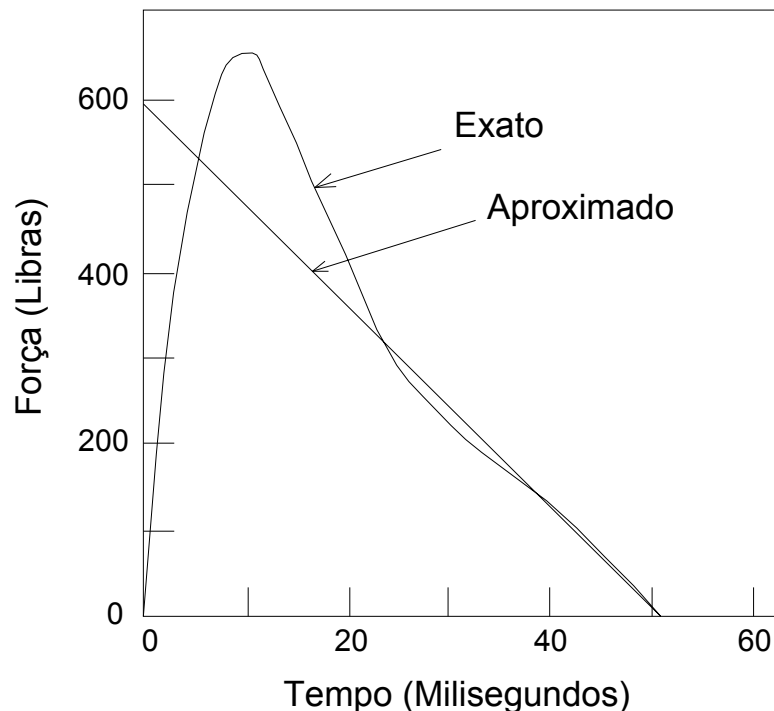


Figura 1.5 – Medida aproximada do impacto do *Hell Drop Test* [4]

O *hell drop test* foi realizado também por Murray e Hendrick [5] em diferentes tipos de edificações. Um impacto de 0,84kN foi medido por um sismógrafo em 09 salões de igrejas, 03 pisos localizados no último andar de um shopping, 02 pisos da varanda do segundo piso de um hotel e 01 no segundo piso de um prédio comercial. A partir das respostas podem ser obtidos os valores das amplitudes, freqüências e amortecimentos dos sistemas analisados.

No intuito de avaliar o comportamento dinâmico dos sistemas estruturais de pisos submetidos a excitações oriundas de atividades humanas, várias contribuições técnicas têm surgido ao longo dos anos, procurando-se avaliar a magnitude destes carregamentos.

No Brasil, uma importante contribuição é apresentada por Alves [6], que define com base em resultados experimentais, a partir de estudos realizados com um grupo de voluntários em uma plataforma rígida, as descrições aproximadas das cargas geradas pelas atividades mencionadas anteriormente.

Dando seqüência ao trabalho de pesquisa de Alves [6], Faisca [7] descreve em detalhes o carregamento dinâmico gerado por atividades humanas como saltos com ou sem estímulo, ginástica aeróbica, torcidas de futebol e platéias de shows.

Estes carregamentos foram obtidos através de testes experimentais com indivíduos que realizaram tais atividades em duas plataformas de concreto, uma rígida e a outra flexível, ambas sobre apoios móveis. Através deste tipo de apoio, pode-se variar a rigidez da estrutura, possibilitando, assim, o estudo do carregamento humano em estruturas rígidas e flexíveis. Para análise dos resultados experimentais e de 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.

A partir de algumas funções de carregamento propostas, investigações também são realizadas no intuito de avaliar a percepção humana das vibrações que ocorrem em pisos comuns de edificações. Wiss e Parmalee [8] apresentam estudos onde um grupo de 40 pessoas é submetido a um tipo de onda projetada para simular a vibração normal encontrada em sistemas estruturais de pisos. O objetivo desta pesquisa é estudar experimentalmente a reação humana às vibrações transientes verticais em termos de freqüência, deslocamento máximo e amortecimento.

Um outro trabalho é desenvolvido por Murray [9], que classifica a percepção humana das vibrações em quatro categorias: quando a vibração não é percebida pelos ocupantes; quando esta é percebida, mas não causa danos; quando a vibração é percebida e incomoda e quando ela provoca sérios danos à saúde das pessoas.

De acordo com Murray [9], estas conclusões são obtidas com base nas análises dos resultados de laboratório de 100 sistemas de piso mistos compostos de vigas em aço e lajes em concreto submetidas ao *heel drop test*, mencionado anteriormente.

É necessário ressaltar que, apesar de o problema de vibrações em pisos decorrentes de atividades humanas terem crescido sensivelmente nos últimos anos devido ao emprego de estruturas cada vez mais leves e esbeltas, este assunto não é um problema recente.

Critérios de projeto foram apresentados já em 1828 pelo pesquisador Tredgold [10], procurando minimizar os efeitos indesejáveis de vibrações em pisos com um acréscimo na altura das seções das vigas utilizadas para vencer grandes vãos. Inúmeros critérios de projeto têm sido desde então desenvolvidos no mundo inteiro, procurando estabelecer limites de vibração toleráveis ao conforto humano.

Reiher e Meister [11] desenvolvem uma escala que permite descrever o nível de percepção e aceitabilidade humana de vibrações permanentes. A escala calibrada em função das freqüências e amplitudes de deslocamento foi definida através de ensaios experimentais, onde um grupo de indivíduos em pé fica submetido a vibrações permanentes, com uma variação de freqüência de 1,0Hz a 100Hz com amplitudes variando de 0,01mm a 10mm. Dando continuidade a esta pesquisa, Lezen [12], após estudar o comportamento de dois pisos em laboratório e de 46 diferentes tipos de pisos de edificações projetados para diversas ocupações, como escritórios, igrejas, salas de aula e outros tipos de edificações, conclui que, modificando a escala original Reiher e Meister [11], ela poderia ser utilizada para sistemas de pisos com amortecimento menores que 5%. A escala modificada é apresentada na Figura 1.6.

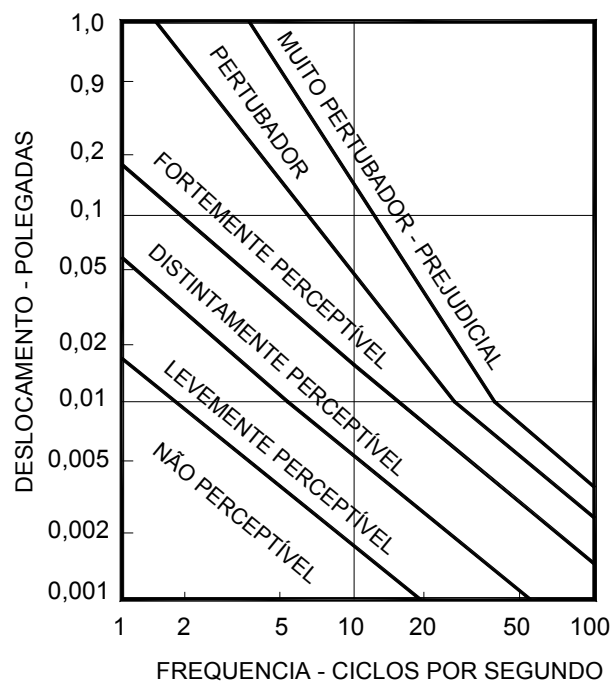


Figura 1.6 – Escala modificada de Reiher – Meister [11] e [12]

Os pesquisadores Allen, Rainer e Pernica [13], ao longo de seus trabalhos de pesquisa, propõem valores mínimos recomendados para a freqüência natural das estruturas, avaliadas segundo o tipo de ocupação e segundo as características da estrutura. Estes valores são baseados nos valores dos carregamentos dinâmicos gerados por atividades rítmicas como dança e exercícios aeróbicos e nos valores limites de aceleração requeridos por estas atividades.

Na Tabela 1.1, são apresentados os valores das frequências naturais onde pode-se notar que os valores mínimos requeridos são maiores do que 6,0Hz.

Tabela 1.1 – Frequência natural mínima requerida por Allen, Rainer e Pernica [13]

Frequência natural mínima de acordo com o tipo de ocupação (Hz)		
Características dos pisos	Piso de danças * Piso de ginástica #	Estádios e arenas #
Construções em concreto	7,0	5,0
Construções mistas	9,0	6,0
Construções em madeira	12,0	8,0

* Pico de aceleração limite 0,02g - # Pico de aceleração limite 0,05g

Procedimentos para a determinação da espessura mínima de lajes planas retangulares submetidas a cargas harmônicas decorrentes de ações dinâmicas devidas à utilização humana são apresentados por Pasquetti, Kripka e Meira JR. [14]. Estes autores prescrevem ábacos para aplicação de lajes de edifícios residenciais, com o objetivo de auxiliar os projetistas na concepção estrutural de projetos envolvendo ações dinâmicas decorrentes de caminhadas rápidas, e até mesmo atividades rítmicas.

Através de investigações experimentais, Batista e Varela [15] constatam que os problemas envolvendo excitações dinâmicas produzidas por atividades humanas são mais agudos e freqüentes em painéis contínuos que apresentam múltiplos modos de vibração tais como os painéis contínuos de lajes mistas, lajes em grelha, lajes nervuradas e lajes pré-moldadas em concreto armado. Batista e Varela [15] verificam ainda que o acréscimo de 60% da espessura em concreto da laje original não resulta em uma solução eficiente, assim como no caso de painéis divisores leves. A solução ideal é a instalação de atenuadores dinâmicos sincronizados ADS's. Estes atenuadores são dispositivos capazes de produzir reduções da amplitude máxima de resposta numa dada frequência natural de vibração. Tal medida corretiva é adotada após estudos preliminares de viabilidade (técnica e econômica) e praticidade, em comparação com outras técnicas convencionais que envolvem, usualmente, alterações estruturais estáticas de enrijecimento ou escoramento. A Figura 1.7 é ilustrada com a redução nas amplitudes de vibração com e sem os ADS's. Estes problemas são abordados à luz de resultados experimentais e computacionais obtidos através de simulações realizadas com modelo de edificação real.

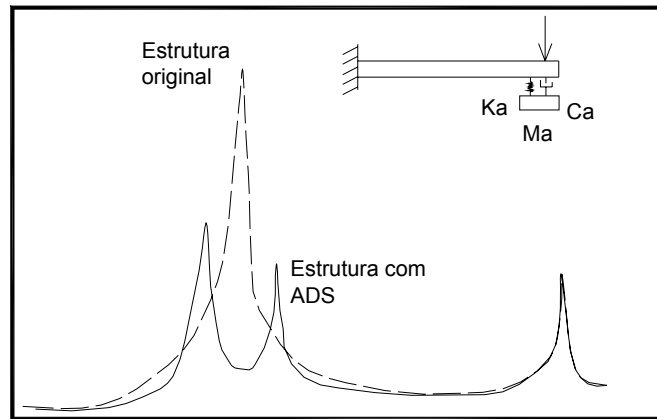


Figura 1.7 – Redução de vibração com a utilização de atenuadores dinâmicos [15]

Outra situação onde a avaliação do comportamento dos sistemas estruturais de pisos deve ser criteriosamente investigada é quando ocorre uma mudança no comportamento da utilização da estrutura. Uma estrutura originalmente dimensionada apenas para ser submetida a cargas estáticas passa por questões de adaptação ao uso, a ser solicitada por cargas dinâmicas.

Uma investigação deste assunto é apresentada por Paula e Queiroz [16], na qual uma estrutura de comportamento misto (constituída por vigas em aço e laje em concreto), dimensionada para receber apenas cargas estáticas, passou a ser submetida a carregamentos provenientes de atividades rítmicas. O problema foi analisado utilizando-se um programa computacional para análise estrutural baseado no método dos elementos finitos. O carregamento dinâmico representativo da atividade rítmica foi simulado através de carregamentos harmônicos, onde se considera a frequência básica de excitação e alguns dos seus múltiplos. Os resultados obtidos para as frequências naturais da estrutura, utilizando-se o modelo de elementos finitos, são comparados com os obtidos em ensaios realizados na própria estrutura; uma proposição de reforços para adequar a estrutura à sua nova finalidade foi também apresentada, com base na avaliação dos níveis finais de acelerações e esforços.

Partindo de uma modelagem computacional, Dardiry, Wahyuni, Ji e Ellis [17] identificam a melhor formulação matemática de elementos finitos para representar uma estrutura composta de pisos em concreto compostos de grandes vãos com a finalidade de se avaliar o seu comportamento dinâmico. As frequências naturais medidas *in loco* foram também comparadas com as frequências obtidas dos resultados numéricos, a fim de que fosse possível concluir qual seria o modelo matemático mais apropriado.

Foi quando então se observou a grande variabilidade da qualidade dos valores obtidos dos diversos tipos de modelações numéricas distintas. Os modelos de elementos

finitos considerados no estudo incluem: um modelo de piso com ligações rotuladas nas colunas; um modelo de piso engastado nas colunas; um modelo de piso utilizando a rigidez real das colunas; um modelo de piso utilizando a rigidez real das colunas com um reforço nas ligações. Um prédio de sete andares foi projetado conforme as recomendações do Eurocode 2 e construído dentro de um laboratório [17]. Os pés direito das lojas eram de 3,75m cada, totalizando 26,25 metros de altura, conforme mostra a Figura 1.8. Os testes envolveram a monitoração da aceleração do centro de cada área do piso em resposta ao *heel drop test*. A resposta foi convertida em um auto-espectro, utilizando-se para tanto o procedimento descrito pela *Fast Fourier Transform*. Neste procedimento, o refinamento da malha de elementos finitos permitiu concluir que o modelo de piso onde se considerava a rigidez real das colunas foi o modelo mais adequado para o estudo do comportamento dinâmico. Este modelo apresentava as extremidades das colunas restringidas às translações e às rotações

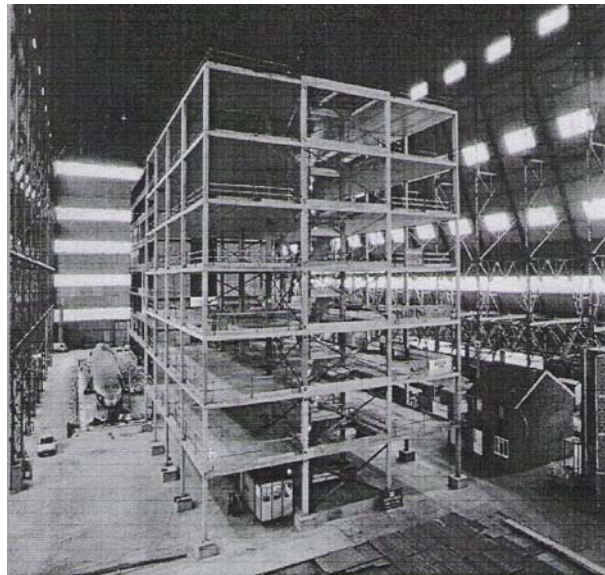


Figura 1.8 – Modelo estrutural [17]

A modelagem computacional, como ferramenta numérica, permite nos dias atuais que os novos sistemas de pisos, e também aqueles analisados pelos pesquisadores no passado, sejam substituídos por modelos numéricos que podem expressar uma realidade bem aproximada dos modelos criados em laboratório.

Esta ferramenta numérica, baseada no método dos elementos finitos, facilita a obtenção da resposta dinâmica, a adoção de critérios de projeto e a avaliação do comportamento dos pisos a serem submetidos a quaisquer tipos de excitações. Seu papel foi fundamental para evitar o custo adicional e o tempo duradouro empregados na realização das pesquisas de caráter experimental.

1.3. Objetivos e Motivação

Considerando-se a relevância do assunto, este trabalho tem como objetivo principal estudar o comportamento dinâmico de sistemas estruturais de pisos quando submetidos a excitações dinâmicas oriundas de atividades humanas. Este estudo é realizado à luz dos resultados obtidos através de modelagem numérica computacional com o auxílio do programa ANSYS [18].

Com base neste propósito, são idealizados nesta dissertação alguns sistemas estruturais mistos (aço/concreto) que serão submetidos a modelos de carregamento utilizados para representar a carga dinâmica gerada durante a locomoção de pessoas.

Para os modelos estruturais, consideram-se desde modelos simplesmente apoiados até modelos nos quais se considera a rigidez real das colunas. Para tanto, os modelos em elementos finitos foram previamente escolhidos para que melhor pudessem representar as lajes, vigas e colunas do modelo estrutural proposto.

Já para os carregamentos, procura-se representar o caminhar de pessoas sobre a estrutura, utilizando-se para isto modelos simplificados onde a carga é considerada estacionária no ponto de maior amplitude modal do piso e modelos um pouco mais complexos onde a carga passa a variar de acordo com a sua posição com o tempo, ou seja, uma descrição espacial e temporal. Aspectos relevantes, como o impacto transiente produzido pelo calcanhar dos seres humanos ao tocar o piso, também serão alvo de estudo nesta dissertação.

Com o objetivo de avaliar os limites de vibração toleráveis ao conforto humano, os valores da resposta dinâmica estrutural em termos das acelerações são então obtidos e comparados com limites propostos por algumas recomendações internacionais [19], [20] e [21]. Os valores das acelerações serão apresentados em termos de pico e em r.m.s. (*Root Mean Square*).

Um estudo de caso é realizado no intuito de avaliar o comportamento dinâmico de pisos mistos (aço-concreto) a partir da variação do vão das vigas. Em seguida, um estudo paramétrico de um único modelo de piso é realizado a partir da variação da espessura da laje, taxa de amortecimento e influência da rigidez da ligação viga-coluna no sentido de avaliar a influência desses parâmetros sobre a resposta dinâmica estrutural.

Este trabalho procura também orientar os engenheiros de estruturas ao fornecer requisitos mínimos na elaboração de projetos envolvendo excitações dinâmicas, primando por evitar níveis indesejáveis de vibrações e até mesmo dar subsídios para minimizar os seus efeitos.

1.4. Escopo do Trabalho

Com o intuito de atender aos objetivos e à metodologia descritos anteriormente, este trabalho está subdividido em sete capítulos, descrito a seguir:

No **Capítulo 1** são apresentados breves comentários sobre o assunto, abordando a influência das novas concepções estruturais no agravamento do problema das vibrações em pisos decorrentes de atividades humanas. São também apresentados, sob os mais variados enfoques, os procedimentos utilizados na tentativa de assimilar o carregamento humano gerado durante a caminhada e alguns critérios adotados por pesquisadores ao longo dos anos para reduzir os efeitos de vibrações em pisos. São também apontadas algumas alternativas obtidas através de modelagens computacionais para obtenção das respostas dinâmicas estruturais e avaliação do comportamento dos pisos. Por fim, são apresentados a motivação e os objetivos da pesquisa.

No **Capítulo 2** são abordadas as atividades humanas mais freqüentes capazes de provocar vibrações indesejáveis em sistemas estruturais de pisos, segundo a cinesologia dos seus movimentos. São descritas as medidas corretivas utilizadas para minimizar os efeitos de vibrações em pisos e algumas recomendações vigentes adotadas para análises de estrutura sujeita a vibrações são apresentadas. Estas recomendações são detalhadas a fim de apresentar os processos de análise utilizados para avaliar, reduzir e controlar o problema de vibrações em pisos.

No **Capítulo 3** são demonstradas as equações utilizadas para representar os modelos de carregamentos idealizados nesta dissertação que procuram simular o carregamento humano gerado durante a caminhada. Os modelos de carregamento são descritos segundo sua metodologia de aplicação sobre os painéis de piso e segundo sua modelagem matemática.

O **Capítulo 4** busca a detalhar os modelos estruturais utilizados nesta dissertação. São apresentadas as características quanto à geometria do painel do piso, disposições das peças estruturais, espessura da laje, materiais utilizados e propriedades físicas dos elementos empregados. É apresentada a descrição do modelo numérico do piso implementado via método dos elementos finitos. São também apresentados os tipos de elementos finitos empregados na modelagem numérica, o refinamento da malha para validar a resposta dinâmica estrutural e os procedimentos utilizados para definição do amortecimento estrutural.

No **Capítulo 5** é realizado um estudo de caso para avaliar o comportamento dinâmico estrutural de sistemas mistos (aço-concreto), segundo a variação do vão das vigas. A avaliação deste comportamento contemplará em análises de vibração livre, análises harmônicas e análises de vibração forçada.

No **Capítulo 6** é realizado um estudo paramétrico para avaliar o comportamento dinâmico de um único modelo estrutural misto (aço-concreto) segundo a variação de alguns parâmetros estruturais como: espessura de laje, taxa de amortecimento e rigidez da ligação viga-coluna.

No **Capítulo 7** são apresentadas as conclusões obtidas, buscando-se fornecer informações que possam sugerir a reavaliação de recomendações e premissas de projeto. Serão apresentadas ainda algumas sugestões para futuros trabalhos nesta linha de pesquisa.

3. Modelos de Carregamento

3.1. Considerações Gerais

De modo geral, a comunidade científica está ciente de que é bastante complexo modelar as cargas dinâmicas induzidas por seres humanos, quando estes executam uma determinada atividade, pois as peculiaridades dos carregamentos gerados envolvem aspectos individuais que são bastante distintos. Isto pode ser notado no caso específico da locomoção, onde cada indivíduo tende a assumir um tipo de marcha e de velocidade mais eficiente de acordo com a sua estrutura particular.

Neste capítulo são apresentadas as hipóteses de modelagem do carregamento humano gerado durante a caminhada, com base em algumas recomendações internacionais e nacionais [21], [22], [23] e [31]. Estas modelagens contemplam desde modelos mais simples, como é o caso de cargas estaticamente aplicadas, até modelos mais complexos cuja variação espacial da carga sobre o piso denota uma percepção mais realística da atuação do carregamento. A metodologia de aplicação da carga e a sua modelagem matemática são os principais objetivos desta seção.

3.2. Modelagem da Carga Dinâmica

3.2.1. Modelo de Carregamento I

Para este modelo de carregamento, a solicitação dinâmica é considerada estacionária e sua modelagem é baseada no procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21]. Neste procedimento, considera-se como força dinâmica, uma componente harmônica, dependente do tempo, que se iguala à frequência natural da estrutural, com o objetivo de produzir o fenômeno físico da ressonância. A representação deste carregamento é dada pela equação (3.1):

$$P(t) = P \alpha_i \cos(2 \pi f_p t) \quad (3.1)$$

Onde:

$P(t)$: ação dinâmica representativa da caminhada do ser humano em (N);

P : peso da pessoa tomado igual a 700 N, de acordo com a AISC [21];

α_i : coeficiente dinâmico referente ao harmônico causador da ressonância;

i : harmônico ressonante;

f_p : frequência do passo com que a pessoa atravessa o piso em (Hz);

t : instante de tempo em (s).

Neste modelo de carregamento, a força dinâmica representativa da caminhada é aplicada no ponto correspondente ao de maior amplitude modal do piso misto, podendo ser visualizada na Figura 3.1.

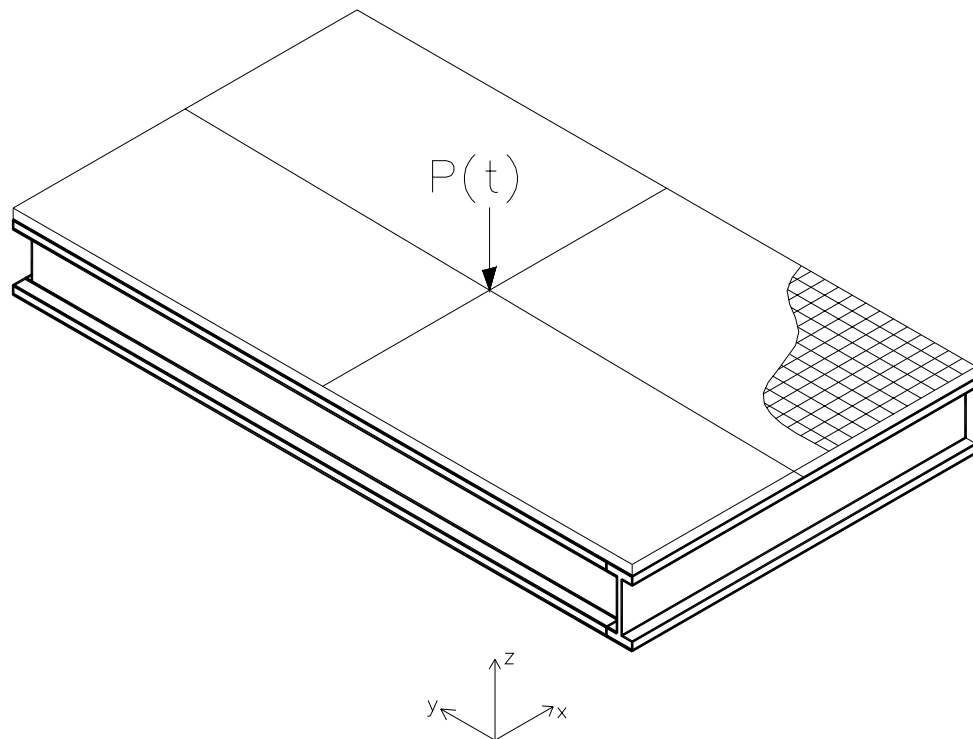


Figura 3.1 – Ponto de aplicação da carga no piso de estrutura mista

3.2.2. Modelo de Carregamento II

Para este modelo de carregamento considera-se, conforme demonstra a Tabela 3.1, os quatro harmônicos representativos do caminhar humano mais a parcela estática devida ao peso da pessoa. A ação dinâmica será aplicada no ponto de maior amplitude modal dos pisos, de acordo com a Figura 3.1. Por conseguinte, esta estratégia de aplicação não considera uma variação espacial da carga ao longo do tempo.

Tabela 3.1 – Harmônicos do passo [21]

Harmônico	Pessoa caminhando			
	i	f_p	α	φ_i
1		1,6 a 2,2	0,5	0
2		3,2 a 4,4	0,2	$\pi/2$
3		4,8 a 6,6	0,1	$\pi/2$
4		6,4 a 8,8	0,05	$\pi/2$

A representação deste carregamento é dada pela equação (3.2):

$$P(t)=P \left[1+ \sum \alpha_i \cos (2 \pi i f_p t + \varphi_i) \right] \quad (3.2)$$

Onde:

$P(t)$: ação dinâmica representativa da caminhada do ser humano em (N) devido a aplicação dos quatro harmônicos;

P : peso da pessoa tomado igual a 700 N, de acordo com a AISC [21];

α_i : coeficiente dinâmico referente ao harmônico causador da ressonância; (Neste caso foi tomado como 0,5, 0,2, 0,1 e 0,05 respectivamente);

i : harmônicos;

f_p : frequência do passo com que a pessoa atravessa o piso em (Hz);

t : instante de tempo em (s);

φ_i , é o ângulo de fase referente aos harmônicos. (Neste caso foi tomado como $0, \frac{\pi}{2}, \frac{\pi}{2}$ e $\frac{\pi}{2}$ respectivamente).

3.2.3. Modelo de Carregamento III

Seguindo a mesma metodologia utilizada para representar o modelo de carregamento “II”, considera-se para este modelo todos os quatro harmônicos representativos do caminhar humano mais a parcela estática devido ao peso da pessoa. Entretanto, neste caso, a carga deixa de ser estacionária e passa a variar a sua posição com o tempo; 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 3.2 , onde a carga é

constantemente aplicada na estrutura a certa velocidade. Essa carga “P” seria representada pela equação (3.2), portanto variável com o tempo.

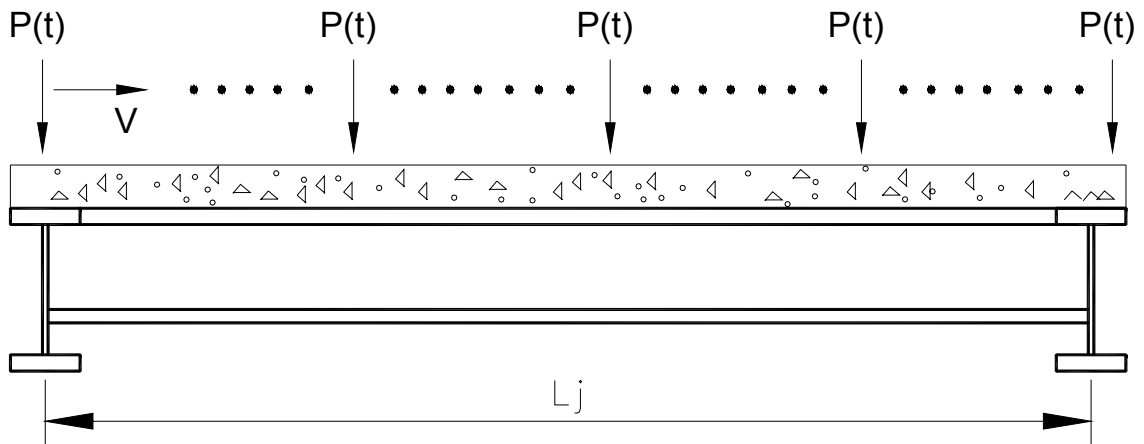


Figura 3.2 – Representação da carga durante a caminhada

Entretanto, para aplicar a carga desta forma, a malha de elementos finitos teria de ser muito refinada. Assim, para representar esta variação espacial sobre o piso, foi adotada a seguinte simplificação: aplica-se a carga de 0,20m em 0,20m e, dependendo da distancia a ser percorrida, seja pelo caminho 1 ou pelo caminho 2 representados na Figura 4.1, divide-se este intervalo em um certo número de cargas: P1, P2, P3, P4, etc. Essas cargas ficariam aplicadas durante um certo intervalo de tempo no nó da estrutura, como pode ser visto na Figura 3.3:

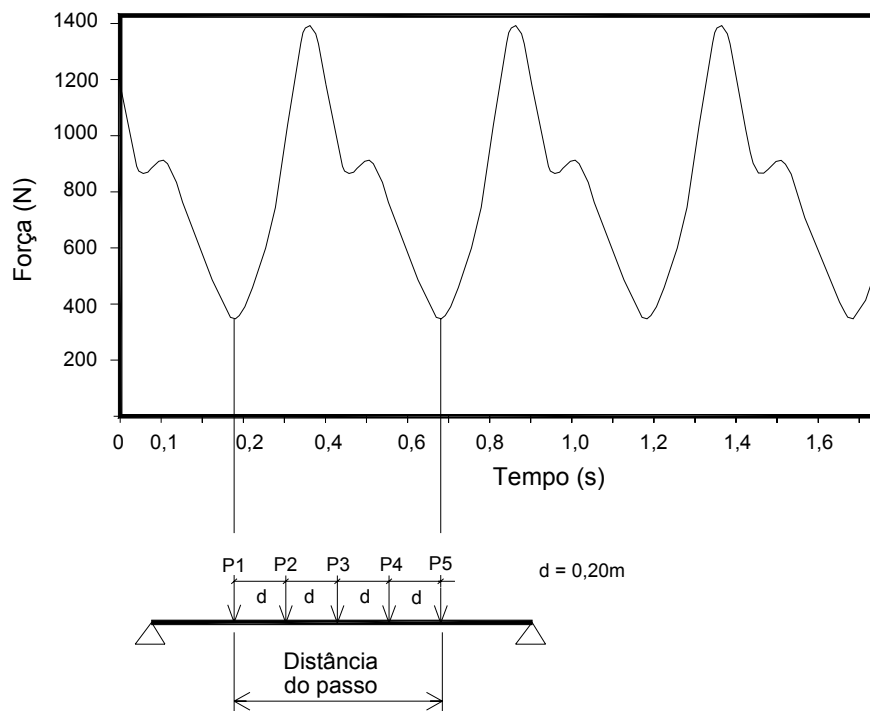


Figura 3.3 – Variação espacial da carga

Este intervalo de tempo da aplicação da carga no nó da estrutura depende da distância e da frequência do passo que podem ser definidos pela Tabela 3.2, a seguir:

Tabela 3.2 – Característica do passo humano [30]

Atividade	Velocidade (m/s)	Distância do passo (m)	f_p (Hz)
Caminhada lenta	1,1	0,6	1,7
Caminhada normal	1,5	0,75	2,0
Caminhada rápida	2,2	1,0	2,3

Nota-se que à medida que a frequência do passo aumenta, a distância das passadas também aumenta. Para valores intermediários de frequência do passo, é necessário realizar uma interpolação linear a fim de se descobrir a distância e velocidade do passo.

Entretanto, as cargas não seriam aplicadas simultaneamente. A primeira carga aplicada seria P1 regida pela equação (3.2) em certo intervalo de tempo. Ao final desse tempo, a carga P1 passa a ser “0” e a carga P2 entra em ação. Assim, sucessivamente, todas as cargas seriam aplicadas, varrendo a estrutura de um lado a outro, como mostra a Figura 3.3.

3.2.4. Modelo de Carregamento IV

Baseado em estudos que permitiram registrar a reação total do piso gerada durante uma caminhada sobre plataformas rígidas, Figura 2.3, Varela [31] propôs uma equação matemática que pudesse representar a magnitude desta reação. A metodologia proposta por Varela [31] não foi somente representada pela série de Fourier de três termos, conforme pode ser visto na Figura 2.4, mas também por uma equação acompanhada de um fator importante, e geralmente ignorado, que considera o pico transiente representativo do impacto do calcanhar sobre o piso.

Sua aplicação sobre o piso foi semelhante à aplicação do carregamento “III”, onde a carga deixa de ser estacionária e passa a ter uma variação espacial sobre o piso percorrendo os caminhos 1 e 2 mostrados na Figura 4.1.

A aproximação matemática proposta por Wendell [31] foi definida segundo 5 (cinco) trechos que podem ser vistos na Figura 3.4, e representados matematicamente, trecho a trecho, segundo as equações (3.3) a (3.7):

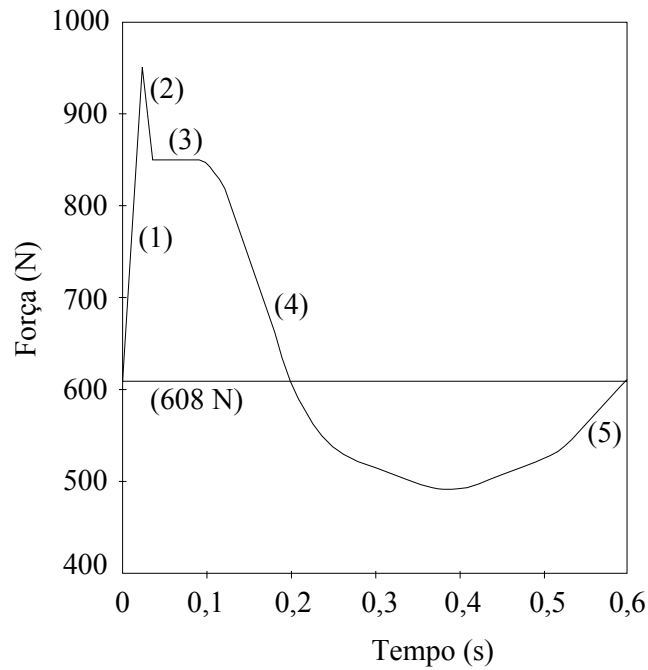


Figura 3.4 – Função de carregamento proposta por Wendell [31]

Para o trecho “1”, tem-se:

$$P(t) = \left(\frac{f_{mi} F_m - P}{0,04 T_p} \right) t + P \quad \text{se } 0 \leq t < 0,04 T_p \quad (3.3)$$

Para o trecho “2”:

$$P(t) = f_{mi} F_m \frac{C_1 \left(t - 0,04 T_p \right)}{0,02 T_p} + 1 \quad \text{se } 0,04 T_p \leq t < 0,06 T_p \quad (3.4)$$

Para o trecho “3”:

$$P(t) = F_m \quad \text{se } 0,06 T_p \leq t < 0,15 T_p \quad (3.5)$$

Para o trecho “4”:

$$P(t) = P + \sum_{i=1}^{nh} P \alpha \text{sen} \left[2 \pi i f_p \left(t + 0,1 T_p \right) + \varphi_i \right] \quad \text{se } 0,15 T_p \leq t < 0,90 T_p \quad (3.6)$$

Para o trecho “5”:

$$P(t) = 10 \left(P - C_2 \right) \left(\frac{t}{T_p} - 1 \right) + P \quad \text{se } 0,90T_p \leq t < T_p \quad (3.7)$$

Onde:

- $P(t)$: representação matemática aproximada da força da reação do piso ao caminhar;
 t : instante de tempo em (s);
 P : peso da pessoa (N);
 i : número do i -ésimo harmônico da frequência fundamental da força;
 nh : números de harmônicos considerados para representar a força, ou seja, números de termos da série de Fourier representativa da atividade humana;
 α_i : coeficiente dinâmico do i -ésimo harmônico da série de Fourier (neste caso foi tomado como 0,5, 0,2, 0,1 e 0,05 respectivamente);
 $P\alpha_i$: amplitude do i -ésimo harmônico da frequência fundamental da força;
 f_p : frequência do passo do caminhar humano;
 φ_i : ângulo de fase entre o i -ésimo e o primeiro harmônico. Os ângulos de fase são $\varphi_1 = 0, \varphi_2 = \pi/2, \varphi_3 = \pi$, e por extrapolação $\varphi_4 = 3\pi/2$;
 F_m : fator máximo da série de Fourier dado pela equação 3.8:

$$F_m = P \left(1 + \sum_{i=1}^{nh} \alpha_i \right) \quad (3.8)$$

f_{mi} : fator de majoração do impacto do calcanhar, ou seja, é a relação entre o valor do pico transiente do calcanhar e o valor máximo da série de Fourier (F_m); Neste caso fator de majoração do impacto do calcanhar foi tomado igual a 1,12, mas esses valores podem variar consideravelmente de uma pessoa para outra;

C_1 e C_2 : coeficientes dados pelas equações 3.9 e 3.10:

$$C_1 = \left(\frac{1}{f_{mi}} - 1 \right) \quad (3.9)$$

$$C_2 = \begin{cases} P(1 - \alpha_2) & \text{se } nh = 3 \\ P(1 - \alpha_2 + \alpha_4) & \text{se } nh = 4 \end{cases} \quad (3.10)$$

3.2.5.Exemplos de Aplicação dos Carregamentos nos Pisos

Para facilitar a compreensão dos modelos de carregamento propostos, nesta seção faremos a exposição das equações utilizadas para representar os modelos de carregamento, assim como dos sinais de força no tempo na forma gráfica, segundo as características de um piso genérico com frequência natural de 6,8 Hz.

O modelo de carregamento I está representado na equação (3.11), pois, segundo a Tabela 3.1, o quarto harmônico do passo é capaz de levar a estrutura à condição de ressonância, ou seja, a frequência de excitação se iguala à frequência natural da estrutura.

$$P(t) = 700 \cdot 0,05 \cos(2 \pi 4 \cdot 1,7 t) \quad (3.11)$$

O sinal de força no tempo para o modelo de carregamento I, é apresentado na Figura 3.5.

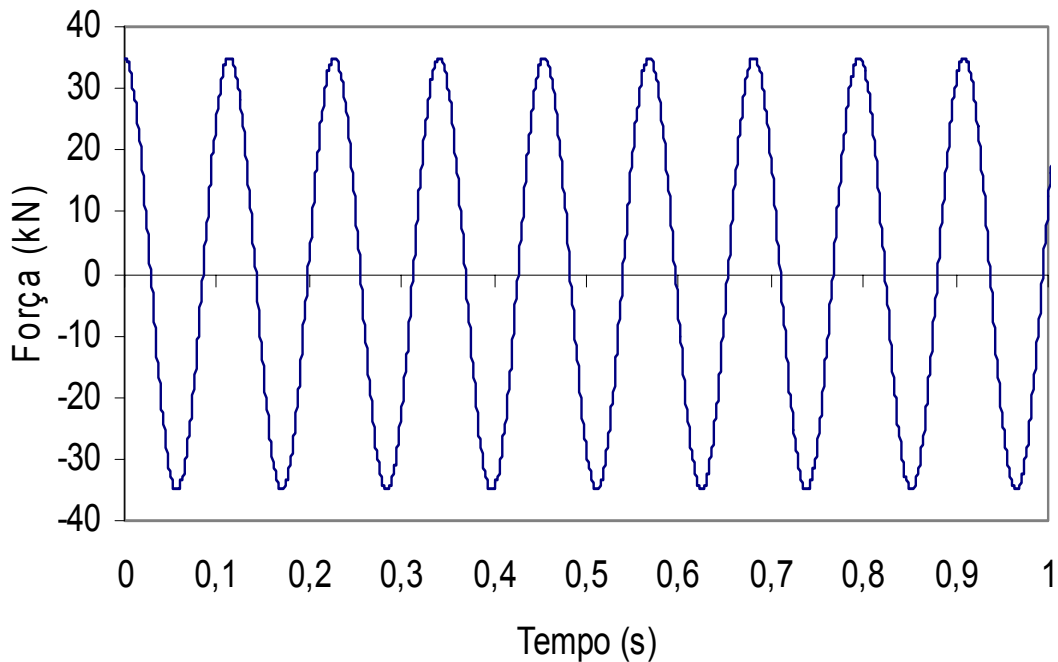


Figura 3.5 – Sinal de força no tempo (Modelo de carregamento I)

A Figura 3.6 apresenta a transformada de Fourier, $F(\omega)$, da função associada ao modelo de carregamento I, $P(t)$, Figura 3.5. Deve-se notar que a função $F(\omega)$ apresenta apenas um pico representativo da frequência da excitação associada a apenas um harmônico ($f=1,7\text{Hz}$) no caso, o quarto harmônico referente a caminhada de um pedestre.

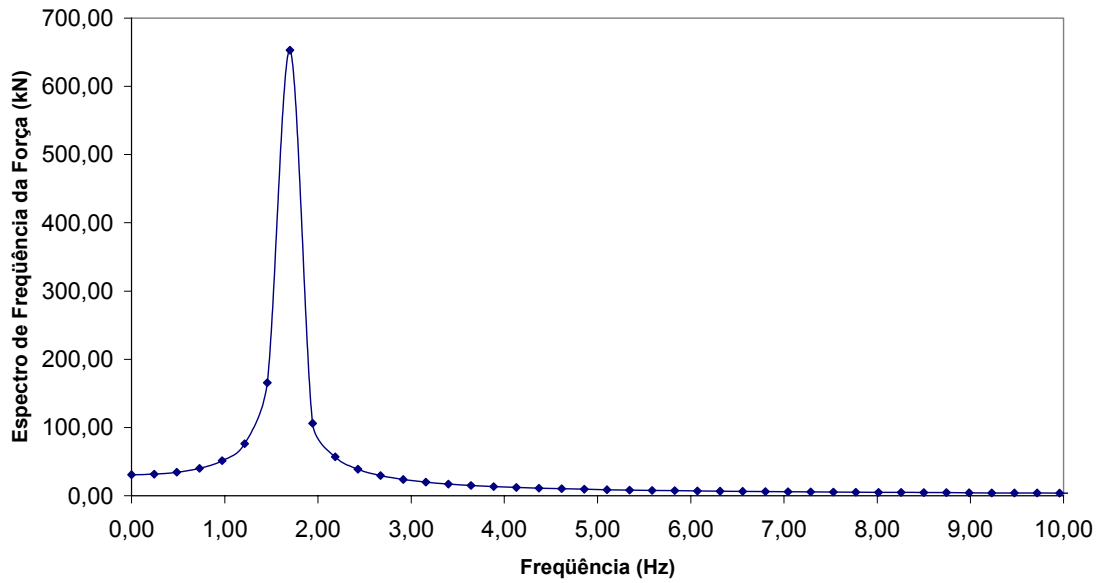


Figura 3.6 – Espectro de frequência da força para um harmônico

Para o modelo de carregamento II, a equação (3.12), expressa a magnitude desta carga:

$$\begin{aligned}
 P(t) = & 700 + 700 \cdot 0,5 \cos(2 \pi \cdot 1 \cdot t \cdot 1,7 + 0) + 700 \times 0,2 \cos(2 \pi \cdot 2 \cdot t \cdot 1,7 + 90) \\
 & + 700 \cdot 0,1 \cos(2 \pi \cdot 3 \cdot t \cdot 1,7 + 90) + 700 \times 0,05 \cos(2 \pi \cdot 4 \cdot t \cdot 1,7 + 90)
 \end{aligned}
 \quad (3.12)$$

O sinal de força no tempo da aplicação do modelo de carregamento II, pode ser visto na Figura 3.7, a seguir:

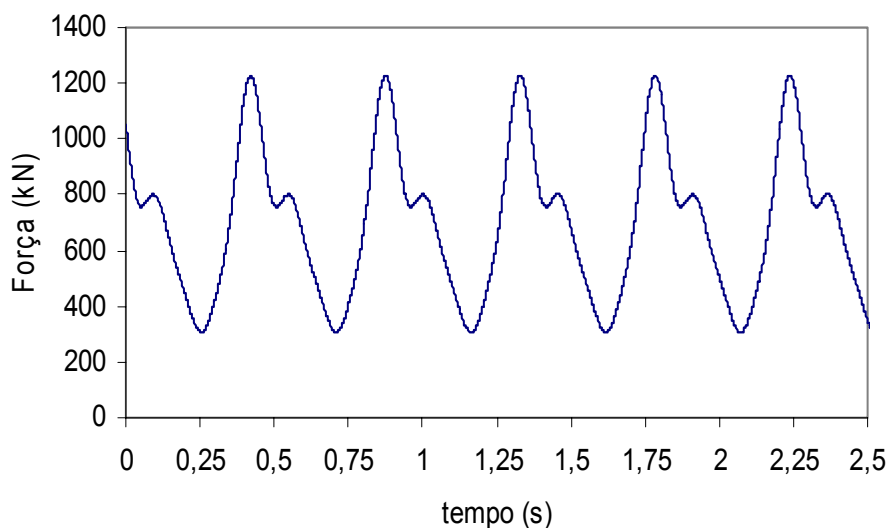


Figura 3.7 – Sinal de força no tempo (Modelo de carregamento II)

A Figura 3.8, apresenta a transformada de Fourier, $F(w)$, da função associada ao modelo de carregamento II, $F(t)$, Figura 3.7. Deve-se notar que a função $F(w)$ apresenta quatro picos representativos da freqüência da excitação associada a quatro harmônicos.

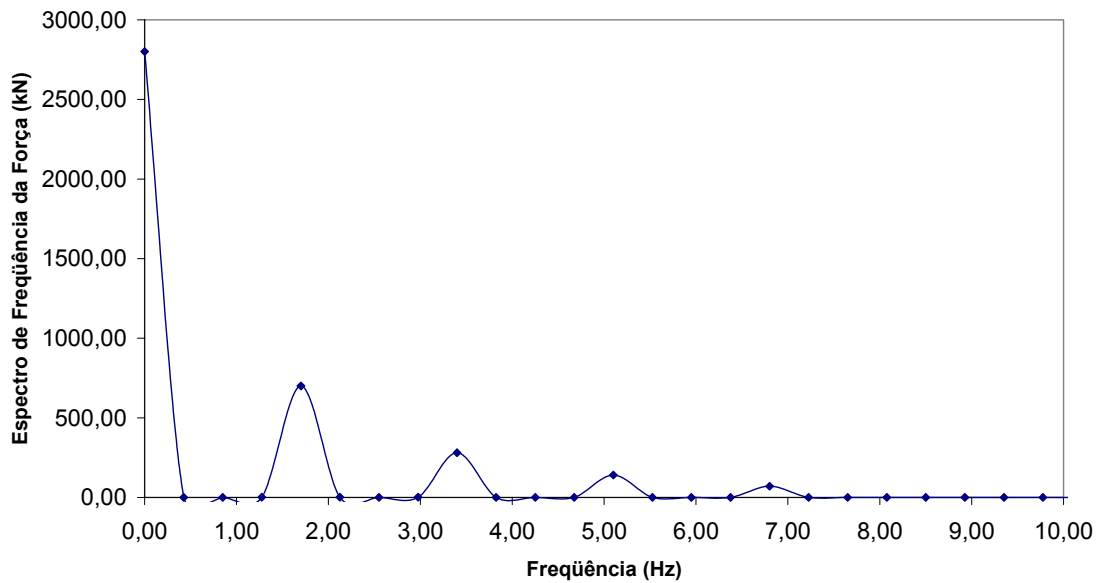


Figura 3.8 – Espectro de freqüência da força para vários harmônicos

No que concerne ao modelo de carregamento III, a equação (3.12) também será utilizada para representá-lo e o sinal de força no tempo segundo o caminho 1 será o mesmo do da Figura 3.7. Não podemos esquecer que este modelo de carregamento considera a variação espacial da carga, além de percorrer o caminho 2 sobre o piso.

Os parâmetros das Tabela 3.3 e Tabela 3.4, a seguir, foram utilizados para representar a variação espacial da carga, conforme a metodologia proposta, para o modelo de carregamento III.

Tabela 3.3 – Parâmetros utilizados na variação espacial da carga segundo caminho 1

Trajectoria	Freqüência do passo	Harmônico	Período do passo	Distância do passo	Tempo de contato	Tempo final
(m)	(Hz)	i	(s)	(m)	(s)	(s)
Caminho 1	1,7	(4°)	0,5882	0,6	0,19608	5,098

Tabela 3.4 – Parâmetros utilizados na variação espacial da carga segundo caminho 2

Trajectoria	Freqüência do passo	Harmônico	Período do passo	Distância do passo	Tempo de contato	Tempo final
(m)	(Hz)	i	(s)	(m)	(s)	(s)
Caminho 2	1,7	(4°)	0,5882	0,6	0,19608	9,020

Considerando-se ainda o 4º harmônico ressonante da carga, cuja frequência do passo é de 1,7Hz, através da Tabela 3.2 podemos ver que a distância percorrida é de 0,60m para cada passo dado. Segundo a metodologia proposta, as cargas ficariam aplicadas na estrutura de 0,20m em 0,20m durante certo intervalo de tempo. Como o passo tem 0,60m, teremos 3 cargas aplicadas na estrutura durante certo intervalo de tempo. Este intervalo é igual ao $T_p / 3$, tomado igual a 0,19608s. Como o período ($1/f_p$), expressa o tempo que a pessoa leva para andar 0,6m; para o piso com vão de 5,0m a pessoa leva cerca de 5,098s para deixar a estrutura.

Para o modelo de carregamento “IV”, é apresentado apenas o sinal de força no tempo, que podem ser vistos nas Figura 3.9, a seguir:

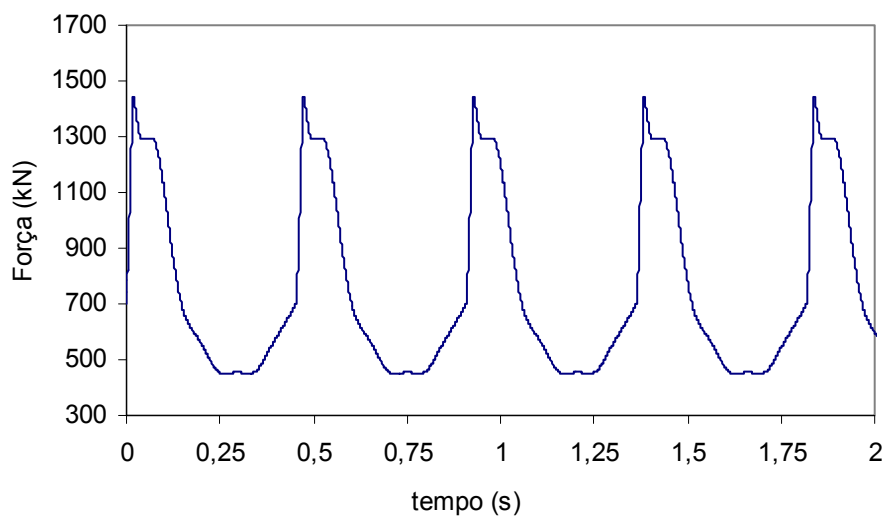


Figura 3.9 – Sinal de força no tempo – modelo de carregamento IV

4. Modelagem do Sistema

4.1. Introdução

Neste capítulo, os modelos estruturais utilizados para avaliação do conforto humano, de acordo com a metodologia de análise proposta, serão apresentados segundo suas geometrias e as características físicas referentes aos materiais constituintes. Os modelos foram criados com base na geometria estrutural de um piso misto associado a um exemplo do *Steel Design Guide Series* desenvolvido pelo *American Institute of Steel Construction (AISC)*, [21]. Os modelos mistos da referência citada contemplam estruturas compostas por vigas em aço e lajes em *steel deck*. Nesta dissertação são utilizados modelos mistos compostos por vigas em aço e lajes maciças de concreto.

Para o desenvolvimento do modelo computacional dos pisos, foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional Ansys [18].

No presente estudo, as vigas e as colunas são simuladas por elementos finitos tridimensionais, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção; a laje de concreto é simulada por meio de elementos finitos de placa. O modelo computacional desenvolvido considera que as seções permanecem planas no estado deformado.

São utilizadas, também, conexões rígidas do tipo “off-set”, de modo a se garantir a compatibilidade de deformações entre os nós dos elementos de placa e dos elementos de viga tridimensionais, simulando o comportamento de um sistema estrutural misto. Considera-se, ainda, que os materiais empregados nas estruturas em estudo, aço e concreto, trabalham no regime linear-elástico, o que é condição básica dos estados limites de utilização

Assim sendo, o principal objetivo desta seção é apresentar os modelos estruturais utilizados para avaliação do conforto humano segundo suas geometrias e as características físicas referentes aos materiais constituintes, a discretização do modelo computacional que define os elementos finitos empregados, o refinamento da malha e o esforço computacional empregado para avaliar o comportamento dinâmico dos pisos.

4.2. Definição dos Modelos Estruturais

O sistema estrutural em questão baseia-se em um piso misto (aço-concreto) formado por perfis soldados da série VS 200 - 500 para as vigas principais e secundárias e por perfis

soldados da série CS 200 - 400 para os modelos de painéis de pisos compostos por colunas. As estruturas estudadas neste trabalho apresentam dimensões variáveis e encontram-se submetidas, correntemente, a carregamentos induzidos por seres humanos, associados ao caminhar de pessoas. Todos os pisos foram verificados quanto ao método do estado limite; entretanto, os cálculos não foram apresentados visto que o principal objetivo deste trabalho é a análise do comportamento dinâmico dos pisos. A Figura 4.1 apresenta uma planta baixa do projeto da estrutura e a Figura 4.2 mostra uma seção transversal do sistema misto.

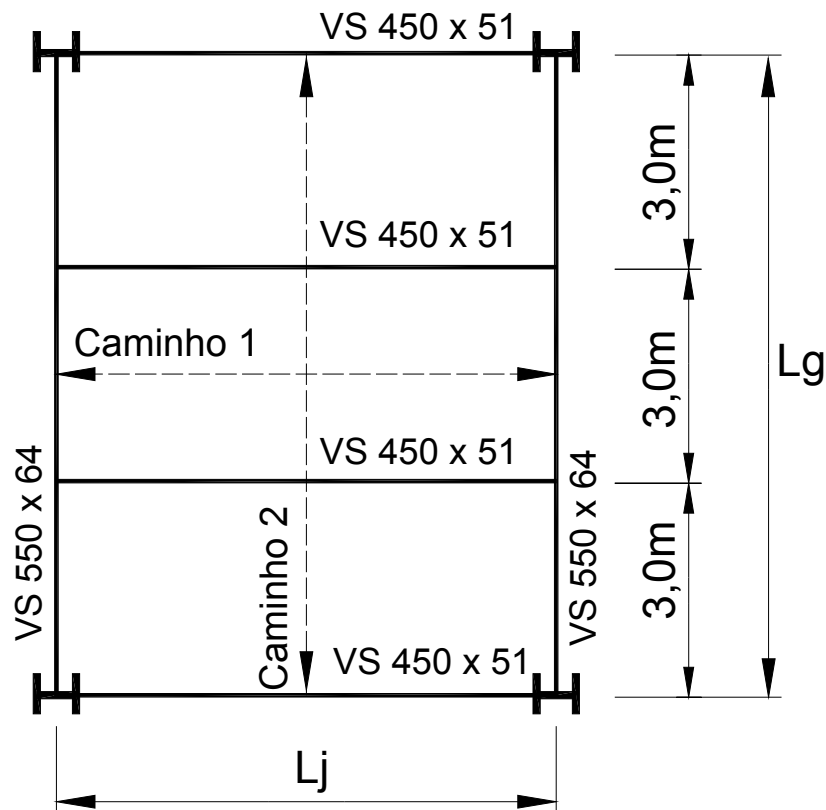


Figura 4.1 – Modelo estrutural genérico dos pisos

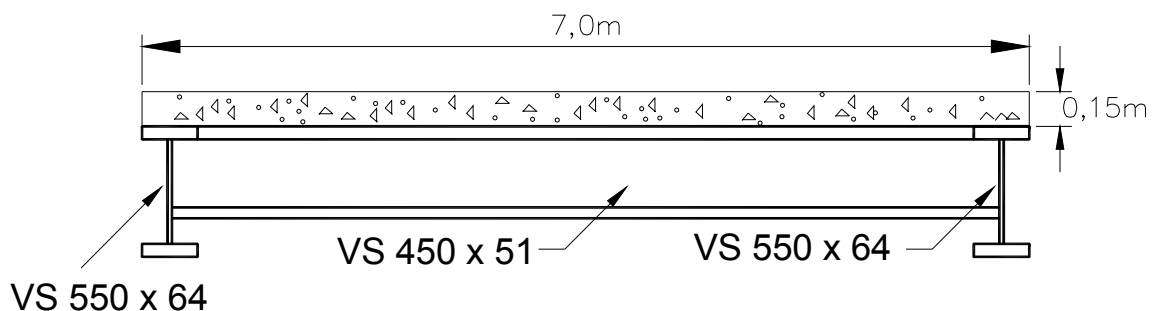


Figura 4.2 – Seção transversal genérica dos pisos

Com referência às características físicas dos materiais utilizados, o concreto da laje tem espessura constante de 0,15m para todos os modelos estruturais apresentados nesta dissertação e possui resistência característica à compressão de 30 MPa, módulo de elasticidade longitudinal igual a 24 GPa, coeficiente de Poisson de 0,1 e massa específica de 2550 Kg/m³. Os perfis metálicos do tipo “I” são constituídos por um aço com limite de escoamento de 300MPa. Para as vigas foi considerado um módulo de elasticidade igual a 200 GPa, coeficiente de Poisson de 0,3 e massa específica de 7850 Kg/m³. As características dos perfis metálicos podem ser vistas na Tabela 4.1, a seguir:

Tabela 4.1 – Características geométricas dos perfis de aço

Tipo de perfil		Altura (d)	Largura da mesa (b _f)	Espessura da mesa superior (t _f)	Espessura da mesa Inferior (t _f)	Espessura da alma (t _w)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Vigas principais	I 550 x 64	550	250	9,5	9,5	6,3
Vigas secundárias	I 450 x 51	450	200	9,5	9,5	6,3
Colunas	I 300 x 62	300	300	9,5	9,5	8,0

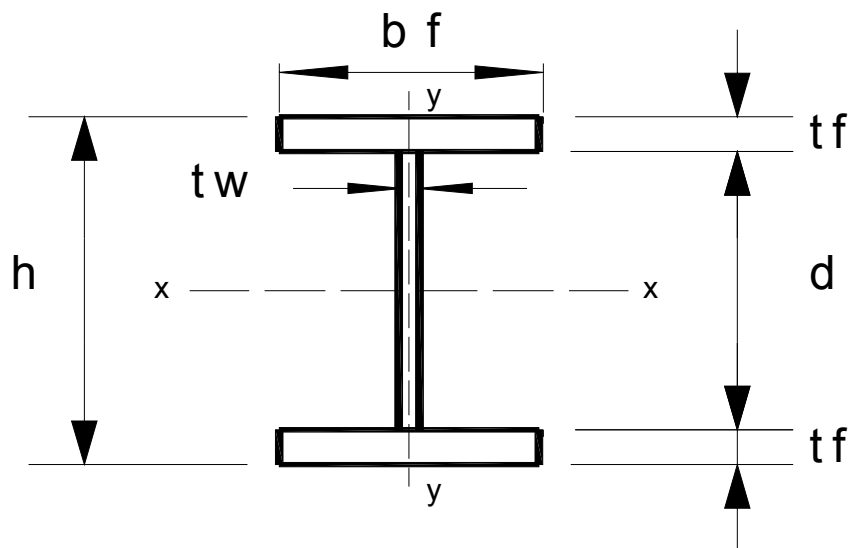


Figura 4.3 – Seção genérica dos perfis

4.3. Definição dos Modelos Computacionais

No desenvolvimento dos modelos computacionais dos pisos, foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional Ansys [18]. As técnicas de discretização utilizadas tiveram a intenção de modelar fielmente pisos feitos com laje de concreto apoiados em vigas de aço. Os elementos definidos para representar as vigas e as colunas dos modelos são denominados de BEAM44 [18], e para representar a laje de concreto utiliza-se o elemento SHELL63 [18].

O elemento BEAM44, apresentado na Figura 4.4, possui seis graus de liberdade por nó sendo três translações e três rotações nas direções x , y e z . Ele permite a utilização de diferentes geometrias nas extremidades opostas da barra. A orientação do elemento vai do nó I para o nó J, sendo esse eixo o x . Os eixos principais y e z estão localizados na seção transversal.

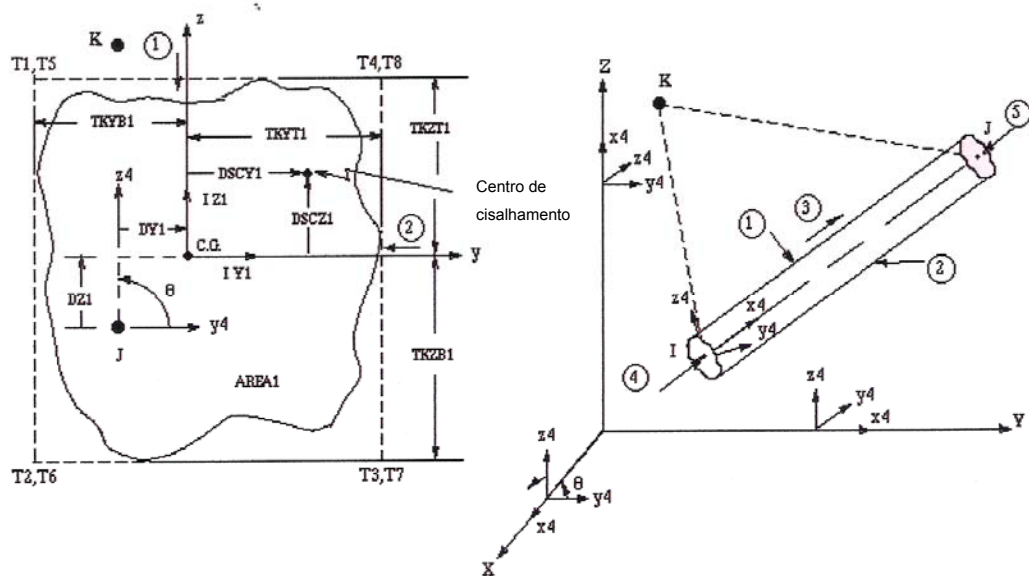


Figura 4.4 – Elemento BEAM 44 [18]

A grande vantagem deste elemento é a possibilidade de permitir que seus nós sejam distanciados do eixo do centróide das vigas, visto que a laje e a viga não estão posicionadas no mesmo eixo, como apresentado na Figura 4.4. Essa excentricidade deve ser considerada na modelagem, pois afeta diretamente os valores das frequências naturais dos pisos.

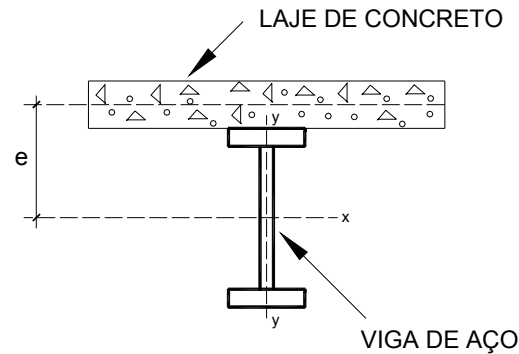


Figura 4.5 – Visualização da excentricidade entre a laje e a viga

O elemento de placa SHELL 63 [18] é definido por quatro nós, quatro espessuras e considera efeitos de membrana e/ou flexão. O elemento tem seis graus de liberdade por nó sendo três translações e três rotações nas direções x , y e z , como mostra a Figura 4.6 e admite a utilização de cargas normais e no plano.

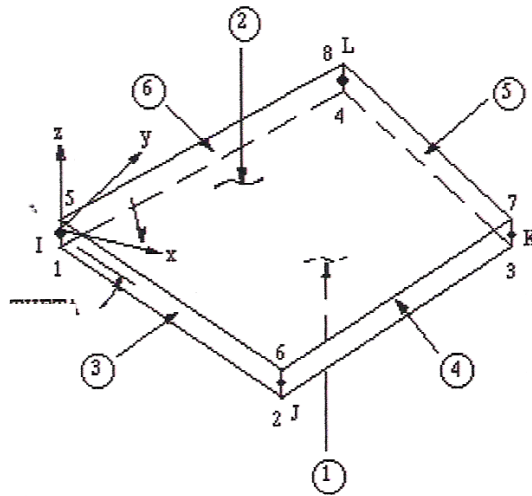


Figura 4.6 – Elemento SHELL 63 [18]

4.4. Malha de Elementos Finitos

Antes de se iniciar a avaliação do comportamento dinâmico dos pisos, segundo critérios de conforto humano, é necessário definir o refinamento da malha de elementos finitos a ser utilizada para validar a resposta dinâmica da estrutura. 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. Pela Figura 4.7 é possível observar esta convergência, a partir dos resultados obtidos para as frequências naturais, em função da variação do tamanho da malha de elementos finitos. Para tal, foi considerado o modelo estrutural I, Figura 5.1, com dimensões de 9,0m x 7,0m. Para esta análise, o tamanho da malha foi considerado o mesmo tanto para as lajes quanto para os elementos definidos para as vigas.

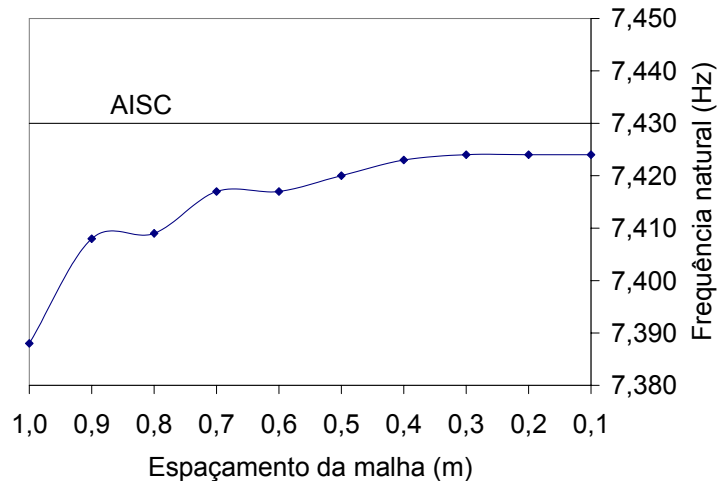


Figura 4.7 – Refinamento da malha

Nota-se pela Figura 4.7, que o tamanho inicial da malha foi definido no comprimento de 1,0m para os elementos de pórtico (vigas e colunas) e 1,0m x 1,0m para os 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. Observa-se que para malhas com tamanhos a partir de 30cm, os resultados da frequência natural do modelo de piso misto (aço/concreto), começam a convergir para o valor de aproximadamente 7,424Hz. Tomando por base o valor calculado para a frequência natural para este mesmo modelo estrutural, segundo o procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21], encontramos o valor de 7,43, ou seja, uma diferença muito pequena. A partir desta conclusão, as malhas foram refinadas até o comprimento de 0,10m para os elementos de pórtico 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 muito pequena entre os obtidos pelo procedimento simplificado [21] e os obtidos com um auxílio do programa ANSYS [18], porém estes resultados não são aqui apresentados. Na Figura 4.8 pode ser visualizado um modelo estrutural de piso discretizado em elementos finitos, com o auxílio do programa ANSYS [18].

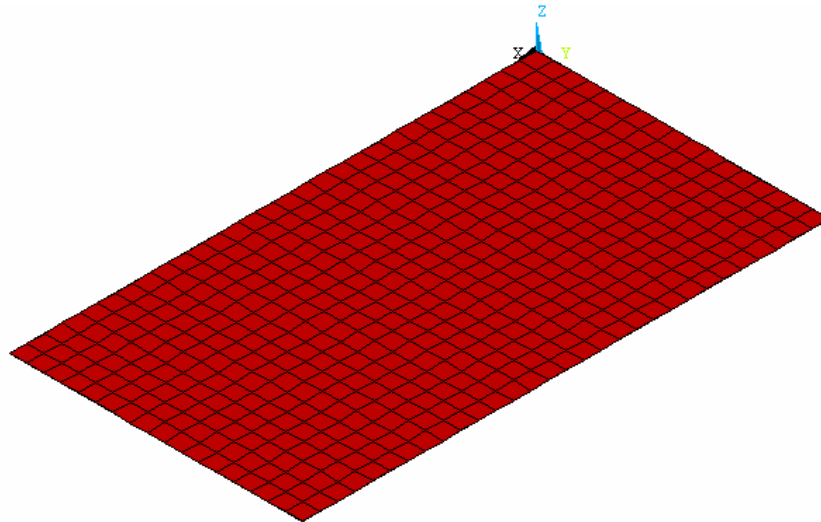


Figura 4.8 – Modelo de elementos finitos [18]

4.5. Modelagem do Amortecimento

A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos através de ensaios experimentais. Entretanto, a realização destes ensaios muitas das vezes demanda tempo e custo que na maioria dos casos é muito elevado. Por esta razão, o amortecimento é geralmente obtido em termos de taxas de contribuição. É usual se utilizar a matriz de amortecimento de Rayleigh [40], que é expressa em termos da taxa de contribuição da matriz de rigidez (β) e da taxa de contribuição da matriz de massa (α), como ilustrado na expressão 4.1.

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (4.1)$$

Em termos de taxa de amortecimento do modal e freqüência natural circular (rad/s), a equação acima pode ser reescrita como:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \omega_{0i}} + \frac{\beta \omega_{0i}}{2} \quad (4.2)$$

Onde:

ξ_i : taxa de amortecimento do modo i ;

ω_{0i} : freqüência natural circular do modo $i = 2 \text{ i } f_{ni}$.

Isolando α e β da equação 4.2 para duas frequências naturais importantes, tem-se que:

$$\alpha = 2 \xi_1 \omega_{01} - \beta \omega_{01} \omega_{01} \quad (4.3)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2 \omega_{02} - \xi_1 \omega_{01})}{\omega_{02} \omega_{02} - \omega_{01} \omega_{01}} \quad (4.4)$$

A partir de duas frequências naturais quaisquer, é possível descobrir os valores desses parâmetros. Em geral, a frequência natural ω_{01} é tomada como a menor frequência natural da estrutura e ω_{02} como a maior frequência de interesse no carregamento. A taxa de amortecimento é, geralmente, constante para as duas frequências e neste caso foi tomada no valor de 3%, conforme os valores especificados no AISC [21].

Na Figura 4.9, apresenta-se um gráfico da taxa de amortecimento em função da frequência da estrutura de um modelo de piso com vão de 9,0m x 7,0m apoiado nos extremos. Os valores de α e β foram calculados a partir da frequência dos modos de vibração de flexão obtidos da análise de vibração livre e de uma taxa de 3%.

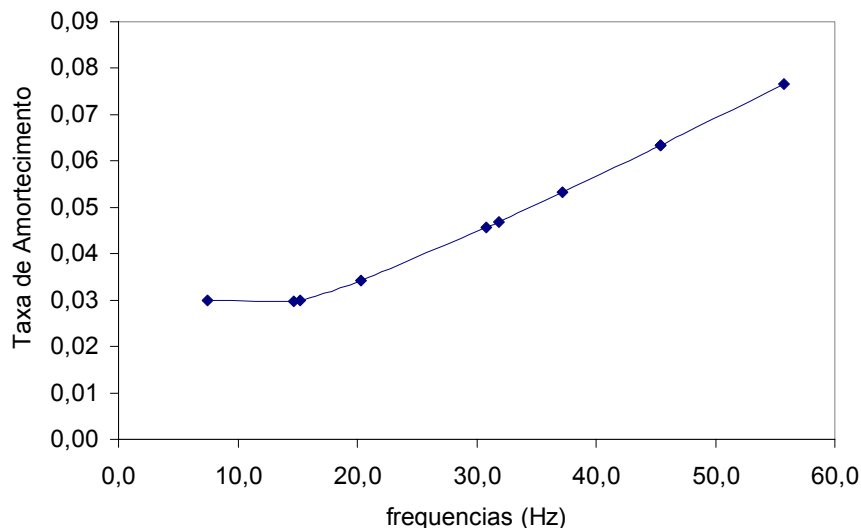


Figura 4.9 – Gráfico do amortecimento utilizado na análise do piso

Percebe-se através da Figura 4.9 que a taxa de amortecimento se mantém constante somente para as três primeiras frequências, aumentando gradativamente para os modos superiores.

4.6. Esforço Computacional

Na Tabela 4.2, apresenta-se uma estimativa do esforço computacional gasto nas análises realizadas nesta dissertação. O objetivo destes valores de tempo gasto para executar os inúmeros exemplos do trabalho se justifica pelo fato de nortear os próximos usuários que prosseguirão nesta linha de pesquisa.

Tabela 4.2 – Esforço computacional

Lj (m)	Análise de autovalores	Análise estática	Análise harmônica	Análise de vibração forçada (modelos de carregamento)					
				Modelo I	Modelo II	Modelo III caminho 1 e 2		Modelo IV caminho 1 e 2	
5,0	3min	1min	2h	2h	2h	2h	2h	2h	2h
5,5	3min	1min	2h	3h	3h	3h	4h	3h	4h
6,0	3min	1min	3h	4h	4h	4h	6h	4h	6h
6,5	3min	1min	3h	5h	5h	5h	8h	5h	8h
7,0	3min	1min	4h	6h	7h	7h	10h	7h	10h
7,5	3min	1min	4h	7h	9h	9h	12h	9h	12h
8,0	3min	1min	5h	8h	11h	11h	14h	11h	14h
8,5	3min	1min	5h	9h	13h	13h	16h	13h	16h
9,0	3min	1min	6h	10h	15h	15h	18h	15h	18h
9,5	3min	1min	6h	11h	18h	18h	20h	18h	20h
10,0	3min	1min	7h	12h	20h	20h	22h	20h	22h

As análises computacionais foram realizadas em um microcomputador com processador Pentium IV, com 1GB de memória RAM e 1 disco rígido com 40 GB.

Apresenta-se na Tabela 4.3 e Tabela 4.4, o número de equações e de elementos empregados para representar os modelos estruturais estudados nesta dissertação em função da variação do vão das vigas secundárias.

Tabela 4.3 – Modelo Estrutural I (modelo de piso apoiado nos quatro bordos)

Lj (m)	Número de equações	Número de elementos (Beam 44)	Número de elementos Shell 63
5,0	27834	380	4500
5,5	30564	400	4950
6,0	33294	420	5400
6,5	36024	440	5850
7,0	38754	460	6300
7,5	41484	480	6750
8,0	44214	500	7200
8,5	46944	520	7650
9,0	49674	540	8100
9,5	52404	560	8550
10,0	55134	580	9000

Tabela 4.4 – Modelo estrutural III (modelo de piso com coluna apoiada nos extremos)

Lj (m)	Número de equações	Número de elementos (Beam 44)	Número de elementos Shell 63
5,0	30218	780	4500
5,5	32948	800	4950
6,0	35678	820	5400
6,5	38408	840	5850
7,0	41138	860	6300
7,5	43868	880	6750
8,0	46598	900	7200
8,5	49328	920	7650
9,0	52058	940	8100
9,5	54788	960	8550
10,0	57518	980	9000

5. Estudo de Casos

5.1. Considerações Gerais

Neste capítulo, são apresentados estudos de casos com o objetivo de avaliar o comportamento dinâmico de estruturas mistas (aço-concreto) segundo a variação do vão (Lj) das vigas secundárias, conforme apresentado na Figura 4.1.

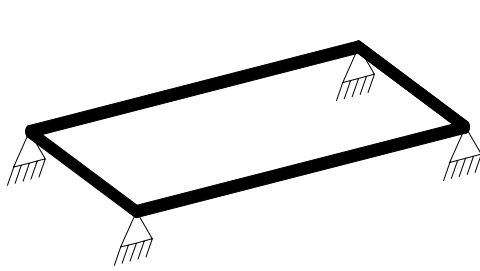
Segundo a metodologia de análise proposta, são realizadas análises de vibração livre, análises harmônicas e análises de vibração forçada com a utilização do programa ANSYS [18]. A partir dessas análises, pode-se obter a resposta dinâmica dos pisos com base na análise das frequências naturais, modos de vibração, velocidades, deslocamentos e acelerações.

Para a obtenção dos deslocamentos, velocidades e acelerações máximas dos sistemas são aplicados os quatro modelos de carregamento (I, II, III e IV) descritos no capítulo 3 desta dissertação, a partir das equações [3.1] a [3.10], como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), mostrados na Figura 4.1.

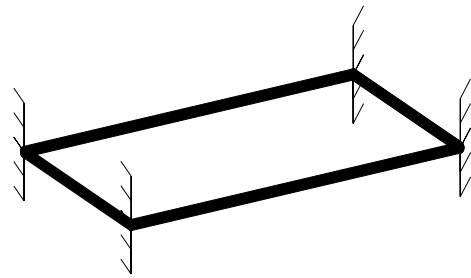
Em seguida, a fim de se verificar quantitativa e qualitativamente os resultados obtidos, segundo a metodologia de análise proposta, as acelerações críticas do modelo são comparadas com os valores admissíveis sob o ponto de vista do conforto humano. Deste modo, são tomadas como base algumas recomendações técnicas disponíveis sobre a questão, a saber, ISO 2631- [19], [20] e AISC [2121].

Os modelos de piso misto (aço-concreto) desenvolvidos para a avaliação do conforto humano consideram três situações distintas: modelo de piso apoiado, modelo de piso engastado e modelo composto pelo piso e pelas colunas de aço com sua rigidez real. Com relação a este último caso, foram gerados seis modelos computacionais onde são consideradas uma variação do pé direito das colunas e suas condições de apoio. São adotados para as colunas as alturas de 3,0m, 4,0m e 5,0m, respectivamente. As extremidades dessas colunas foram modeladas como apoio do segundo gênero e engastes.

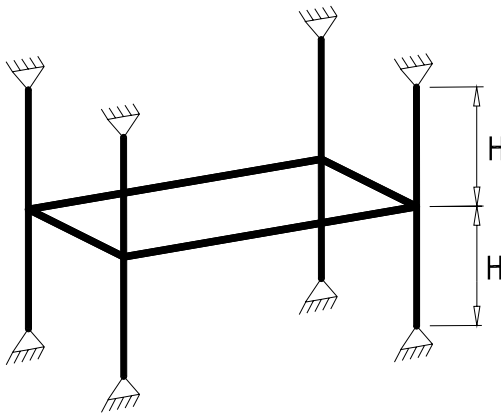
Para uma melhor compreensão do leitor, a nomenclatura elaborada na Figura 5.1 é apresentada para distinguir os diversos modelos estruturais estudados nesta dissertação.



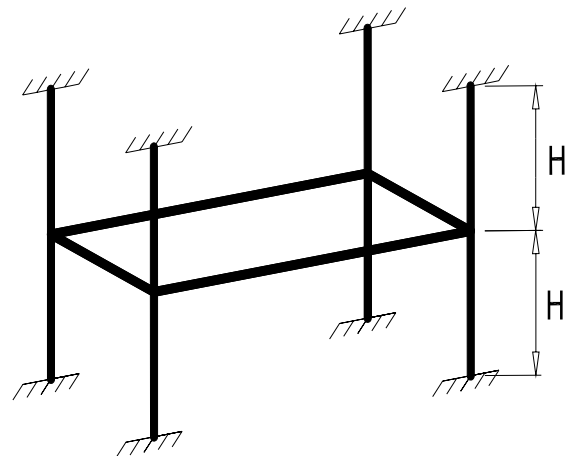
Modelo estrutural I – modelo de piso apoiado nos quatro bordos



Modelo estrutural II – modelo de piso engastado nos quatro bordos



Modelo estrutural III – modelo de piso com coluna apoiada nos extremos



Modelo estrutural IV – modelo de piso com coluna engastada nos extremos

Figura 5.1 – Modelos estruturais genéricos

5.2. Análise de Autovalores e Autovetores

5.2.1. Considerações Gerais

Nesta seção, a análise de vibração livre é realizada com o intuito de se obter as frequências naturais e os modos de vibração dos vários sistemas estruturais de pisos, segundo a variação do vão das vigas secundárias. Os modelos estruturais apresentados nesta seção são os seguintes: modelo estrutural I, modelo estrutural II e modelo estrutural III e IV com a consideração das colunas com alturas de 3,0m, 4,0m e 5,0m, respectivamente. Para esta análise, foram mantidos constantes o vão de 9m para as vigas principais (VS 550 x 64) e o espaçamento de 3m entre as vigas secundárias. Entretanto, varia-se o vão das vigas secundárias (VS 450x 51) de 5,0m a 10,0m (de 0,5m em 0,5m). Os valores das

freqüências naturais representativas até o décimo modo de vibração destes modelos estruturais são sumarizados na Tabela 5.1 a Tabela 5.8, segundo a variação do vão das vigas secundárias.

Tabela 5.1 – Freqüências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural I)

Lj	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₇	f ₀₈	f ₀₉	f ₁₀
(m)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
5,0	9,348	18,179	23,559	32,003	44,612	47,861	50,267	63,129	63,507	70,805
5,5	8,820	17,111	21,006	28,300	40,024	42,638	46,516	56,754	58,438	66,950
6,0	8,328	16,198	18,796	25,178	36,314	38,367	43,115	51,934	53,522	63,191
6,5	7,865	15,403	16,883	22,543	33,295	34,827	40,015	48,250	49,177	59,302
7,0	7,424	14,700	15,227	20,323	30,819	31,859	37,180	45,383	45,395	55,766
7,5	7,003	13,791	14,069	18,455	28,774	29,347	34,580	42,045	43,148	52,545
8,0	6,600	12,544	13,496	16,883	27,071	27,202	32,193	39,075	41,351	49,092
8,5	6,213	11,457	12,969	15,559	25,356	25,643	30,000	36,403	39,892	45,640
9,0	5,843	10,507	12,481	14,441	23,755	24,437	27,987	33,980	38,691	42,526
9,5	5,489	9,674	12,025	13,495	22,356	23,410	26,140	31,768	37,691	39,739
10,0	5,154	8,939	11,595	12,690	21,125	22,532	24,446	29,744	36,847	37,251

Tabela 5.2 – Freqüências naturais em função do vão “Lj” (modelo estrutural II)

Lj	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₇	f ₀₈	f ₀₉	f ₁₀
(m)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
5,0	15,981	28,648	29,235	37,831	53,627	56,678	60,954	70,185	74,301	77,611
5,5	14,655	25,681	27,779	34,639	49,285	51,495	55,474	63,249	67,649	74,949
6,0	13,444	23,206	26,435	31,958	45,498	47,208	50,688	57,593	62,055	71,269
6,5	12,346	21,121	25,179	29,641	42,117	43,651	46,499	52,931	57,272	66,646
7,0	11,355	19,348	23,991	27,591	39,067	40,673	42,814	49,021	53,191	62,044
7,5	10,464	17,823	22,859	25,746	36,317	38,146	39,550	45,683	49,739	57,837
8,0	9,666	16,498	21,775	24,069	33,852	35,968	36,644	42,788	46,845	54,065
8,5	8,950	15,334	20,732	22,536	31,659	34,045	34,058	40,242	44,434	50,702
9,0	8,309	14,301	19,728	21,132	29,724	31,713	32,357	37,974	42,431	47,710
9,5	7,734	13,375	18,762	19,847	28,027	29,616	30,821	35,934	40,767	45,048
10,0	7,218	12,538	17,835	18,672	26,544	27,724	29,419	34,083	39,378	42,676

Tabela 5.3 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural III, H=3,0m)

Lj	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₇	f ₀₈	f ₀₉	f ₁₀
(m)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
5,0	10,973	20,360	24,108	31,776	41,063	44,964	49,548	50,479	53,760	62,357
5,5	10,281	19,271	21,518	28,377	38,475	41,274	44,613	46,807	51,338	56,503
6,0	9,634	18,319	19,299	25,516	35,848	38,310	40,696	43,421	49,126	51,972
6,5	9,025	17,369	17,495	23,094	33,352	35,575	37,862	40,303	46,964	48,436
7,0	8,452	15,741	16,715	21,038	31,127	32,940	35,843	37,439	44,607	45,684
7,5	7,910	14,318	16,017	19,289	29,197	30,567	34,232	34,816	41,991	43,486
8,0	7,400	13,081	15,371	17,799	27,538	28,495	32,391	32,864	39,388	41,674
8,5	6,921	12,001	14,767	16,525	26,111	26,693	30,191	31,617	36,961	40,182
9,0	6,472	11,054	14,199	15,432	24,876	25,130	28,173	30,472	34,749	38,947
9,5	6,052	10,219	13,659	14,489	23,695	23,874	26,325	29,386	32,761	37,912
10,0	5,661	9,479	13,144	13,672	22,493	22,942	24,635	28,316	31,009	37,023

Tabela 5.4 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural III, H=4,0m)

Lj	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₇	f ₀₈	f ₀₉	f ₁₀
(m)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
5,0	10,567	19,650	23,713	30,904	39,398	42,832	48,289	49,223	51,414	52,770
5,5	9,920	18,592	21,179	27,641	37,016	39,932	44,017	45,767	49,426	51,199
6,0	9,314	17,671	18,998	24,872	34,664	37,301	40,243	42,580	47,498	49,017
6,5	8,742	16,846	17,129	22,159	32,435	34,754	37,389	39,618	45,580	46,626
7,0	8,202	15,488	16,131	20,516	30,417	32,246	35,323	36,875	43,498	44,442
7,5	7,691	14,086	15,459	18,812	28,638	29,943	33,697	34,345	41,156	42,621
8,0	7,207	12,865	14,842	17,360	27,086	27,912	31,982	32,344	38,751	41,066
8,5	6,750	11,799	14,267	16,121	25,730	26,147	29,844	31,100	36,452	39,737
9,0	6,319	10,863	13,727	15,058	24,473	24,688	27,871	29,963	34,326	38,607
9,5	5,915	10,039	13,216	14,144	23,167	23,621	26,058	28,883	32,401	37,647
10,0	5,538	9,310	12,729	13,353	21,970	22,738	24,397	27,817	30,697	36,811

Tabela 5.5 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural III, H=5,0m)

Lj	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₇	f ₀₈	f ₀₉	f ₁₀
(m)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
5,0	10,267	19,076	23,248	28,597	32,643	34,302	34,465	35,664	36,022	36,290
5,5	9,653	18,052	20,810	26,215	32,005	33,997	34,338	34,922	35,946	36,018
6,0	9,078	17,162	18,695	23,884	31,153	33,470	34,192	34,405	35,821	35,987
6,5	8,534	16,368	16,868	21,773	30,074	32,645	33,937	34,044	35,497	35,697
7,0	8,019	15,256	15,684	19,920	28,836	31,219	32,958	33,700	34,265	35,499
7,5	7,529	13,885	15,033	18,316	27,552	29,258	31,834	32,864	33,884	34,980
8,0	7,065	12,685	14,439	16,936	26,312	27,340	30,796	31,228	33,528	34,351
8,5	6,624	11,636	13,887	15,749	25,154	25,638	29,257	29,888	33,023	34,063
9,0	6,208	10,714	13,369	14,729	23,984	24,263	27,430	28,905	32,234	33,855
9,5	5,816	9,902	12,880	13,849	22,706	23,291	25,705	27,938	31,140	33,657
10,0	5,449	9,183	12,415	13,088	21,532	22,474	24,103	26,958	29,900	33,442

Tabela 5.6 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural IV, H=3,0m)

Lj	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₇	f ₀₈	f ₀₉	f ₁₀
(m)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
5,0	11,380	21,040	24,373	32,262	42,510	45,835	50,069	51,187	54,725	63,220
5,5	10,643	19,927	21,763	28,859	39,672	42,173	45,059	47,379	52,293	57,160
6,0	9,954	18,950	19,530	25,993	36,734	39,239	41,214	43,881	50,037	52,499
6,5	9,308	17,609	18,083	23,563	34,022	36,323	38,613	40,678	47,761	48,891
7,0	8,700	15,958	17,292	21,495	31,659	33,552	36,732	37,753	45,169	46,087
7,5	8,129	14,528	16,566	19,730	29,632	31,120	35,039	35,207	42,385	43,778
8,0	7,594	13,285	15,893	18,220	27,901	29,018	32,627	33,793	39,708	41,895
8,5	7,093	12,199	15,261	16,925	26,420	27,198	30,396	32,531	37,256	40,360
9,0	6,626	11,245	14,664	15,809	25,150	25,613	28,357	31,354	35,047	39,093
9,5	6,193	10,407	14,102	14,847	24,056	24,233	26,497	30,235	33,094	38,038
10,0	5,790	9,661	13,559	14,006	22,983	23,133	24,795	29,082	31,405	37,141

Tabela 5.7 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural IV, H=4,0m)

Lj	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₇	f ₀₈	f ₀₉	f ₁₀
(m)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
5,0	10,941	20,281	23,987	31,638	41,224	44,841	49,495	50,156	53,802	61,627
5,5	10,252	19,199	21,424	28,274	38,543	41,286	44,630	46,494	51,392	56,072
6,0	9,608	18,253	19,224	25,440	35,842	38,361	40,787	43,150	49,172	51,694
6,5	9,003	17,309	17,434	23,039	33,322	35,564	38,056	40,071	46,980	48,250
7,0	8,431	15,693	16,658	20,999	31,096	32,887	36,086	37,244	44,561	45,564
7,5	7,892	14,279	15,963	19,262	29,171	30,500	34,467	34,671	41,912	43,403
8,0	7,385	13,050	15,321	17,780	27,517	28,422	32,252	33,115	39,314	41,615
8,5	6,907	11,976	14,721	16,512	26,094	26,621	30,070	31,860	36,906	40,140
9,0	6,460	11,033	14,155	15,423	24,859	25,063	28,069	30,698	34,720	38,915
9,5	6,043	10,203	13,624	14,486	23,641	23,857	26,240	29,590	32,768	37,892
10,0	5,652	9,465	13,107	13,667	22,428	22,932	24,559	28,473	31,060	37,008

Tabela 5.8 – Frequências naturais em função do vão “Lj” (Modelo estrutural IV, H=5,0m)

Lj	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₇	f ₀₈	f ₀₉	f ₁₀
(m)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
5,0	10,617	19,708	23,651	30,883	39,560	42,672	47,830	48,986	49,748	50,100
5,5	9,964	18,652	21,136	27,652	37,169	39,994	44,042	45,594	48,707	49,232
6,0	9,353	17,731	18,972	24,905	34,785	37,438	40,332	42,421	47,162	47,845
6,5	8,776	16,903	17,118	22,566	32,530	34,867	37,548	39,477	45,432	46,055
7,0	8,232	15,485	16,189	20,574	30,495	32,317	35,537	36,753	43,410	44,186
7,5	7,717	14,089	15,516	18,876	28,703	29,991	33,925	34,253	41,095	42,502
8,0	7,230	12,873	14,897	17,426	27,142	27,948	31,900	32,585	38,716	41,003
8,5	6,770	11,811	14,320	16,187	25,781	26,177	29,770	31,344	36,440	39,702
9,0	6,338	10,878	13,777	15,124	24,518	24,716	27,808	30,196	34,339	38,588
9,5	5,933	10,056	13,264	14,208	23,204	23,652	26,007	29,097	32,441	37,636
10,0	5,554	9,328	12,774	13,414	22,006	22,766	24,355	28,003	30,772	36,810

O gráfico da Figura 5.2 é construído com base nos valores apontados nas Tabela 5.1 à Tabela 5.8. Este gráfico apresenta as freqüências dos modelos estruturais em estudo, em Hz, obtidas a partir da variação do vão das vigas secundárias, como mostra a Figura 4.1.

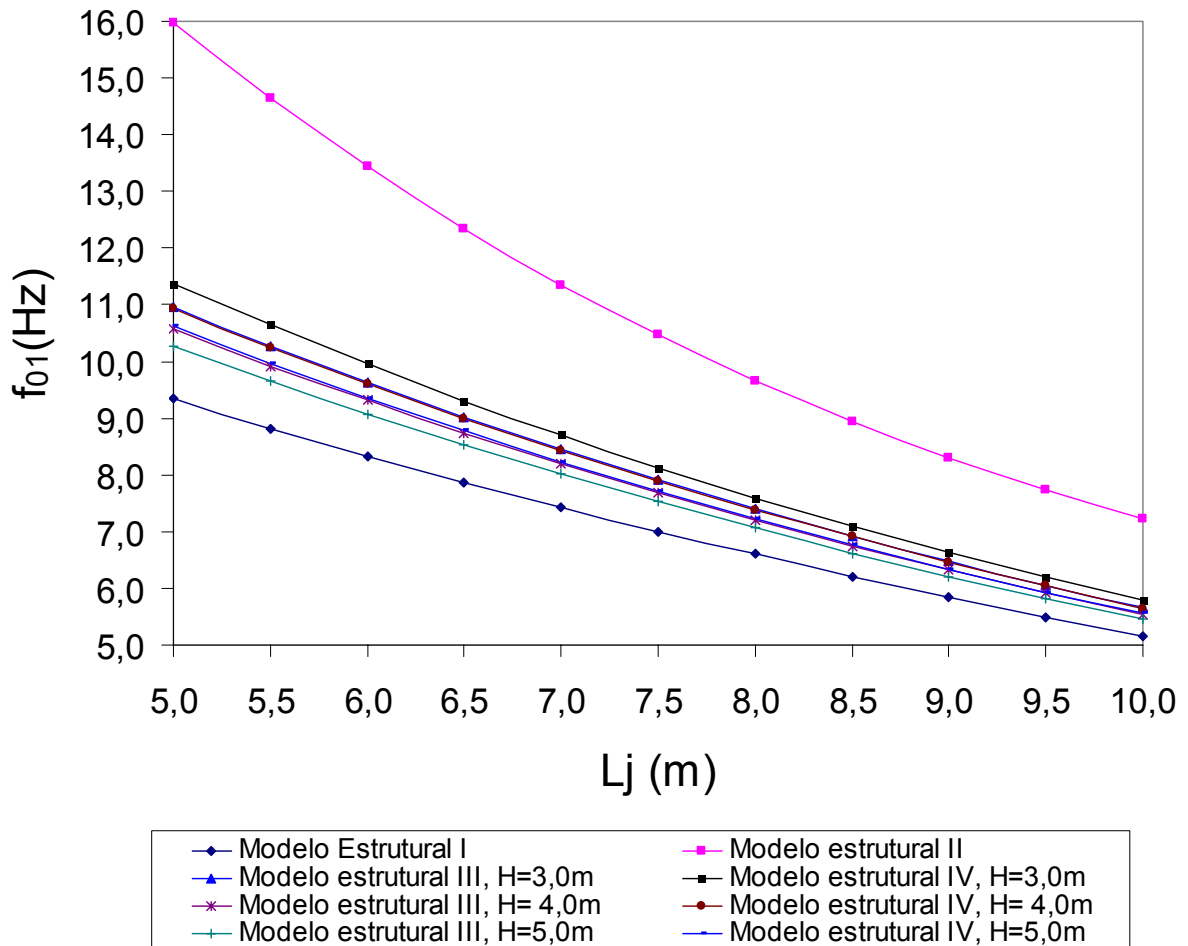


Figura 5.2 – Valores das freqüências naturais em função do vão (Lj)

Com referência aos valores das freqüências obtidas ao longo das análises de vibração livre (Figura 5.2), pode-se concluir que:

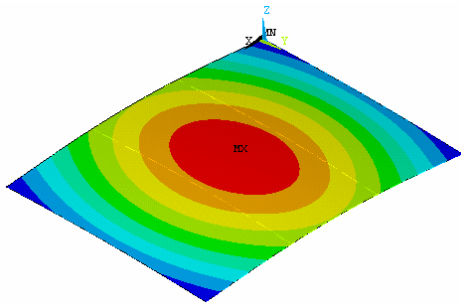
a) Nota-se que os valores das freqüências naturais diminuem na medida em que aumentam os vãos das vigas secundárias, tornando os pisos mais flexíveis e, portanto, mais susceptíveis a vibrações causadas por pequenos impactos. Percebe-se que o aumento do vão das vigas faz com que a rigidez diminua, reduzindo assim as freqüências naturais, como era de se esperar. Tal fato afirma a coerência dos resultados obtidos neste trabalho.

b) O valor da frequência fundamental dos modelos, onde as colunas são consideradas rígidas na direção vertical e simuladas como apoios de segundo gênero, é inferior ao valor numérico fornecido pelos modelos que consideram a rigidez real das colunas de aço. Isto pode ser explicado, pois assume-se que neste modelo as colunas (apoios de segundo gênero) não provêm qualquer restrição à rotação. Assim sendo, as ligações entre o piso e as colunas não são suficientemente rígidas e o modelo em elementos finitos possui menos rigidez do que o modelo real. Por outro lado, a massa do sistema se encontra modelada de forma conveniente, apropriada para a análise dinâmica de uma estrutura submetida a carregamentos dessa natureza.

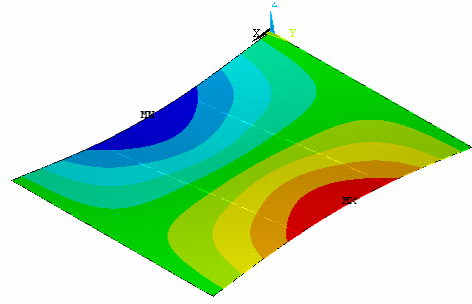
c) Percebe-se, também, que o valor da frequência fundamental do modelo onde as colunas são consideradas ainda mais rígidas na direção vertical, ou seja, modeladas como apoios fixos, ou engastes é bem superior ao valor numérico obtido com base nos modelos que consideram a rigidez real das colunas de aço. Isto pode ser explicado, sem sombra de dúvida, pelo fato de que as ligações entre o piso e as colunas são demasiadamente rígidas e o modelo exagerado em elementos finitos possui um nível de rigidez superior ao modelo real.

d) Observa-se que as frequências mais baixas são obtidas no modelo estrutural I e modelo estrutural III com alturas de colunas com $H=5,0\text{m}$, conforme a Figura 5.1. Deste modo, os resultados encontrados indicam que estes modelos são os mais apropriados para estudo nesta seção, pois se revelam como as situações mais críticas, mais próximas das frequências de excitações consideradas na avaliação do conforto humano.

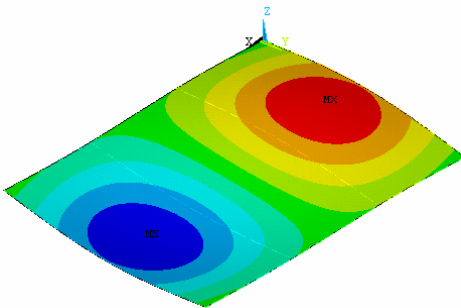
Na seqüência ilustram-se na Figura 5.3 à Figura 5.7 somente as seis primeiras formas modais referente aos modelos estruturais I, II e III, Figura 5.1, considerando as colunas com altura de 3,0m, 4,0m e 5,0m, respectivamente para a geometria do piso de dimensões de 9,0m x 7,0m. É importante ressaltar que os modos de vibração dos outros modelos computacionais não são aqui apresentados por serem, de forma geral, bastante similares, não apresentando mudanças significativas em suas configurações.



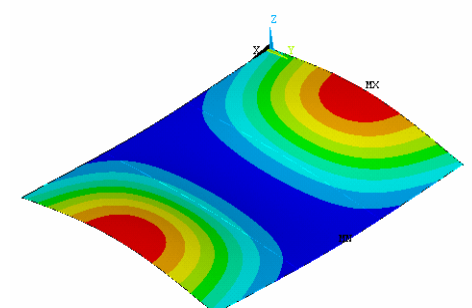
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}=7,4240\text{Hz}$



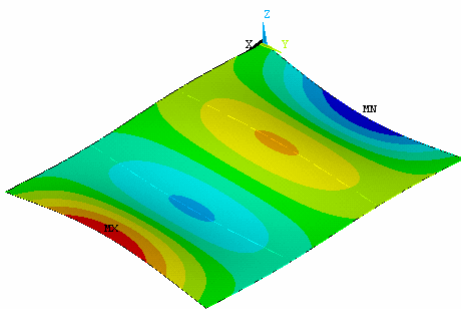
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}=14,700\text{Hz}$



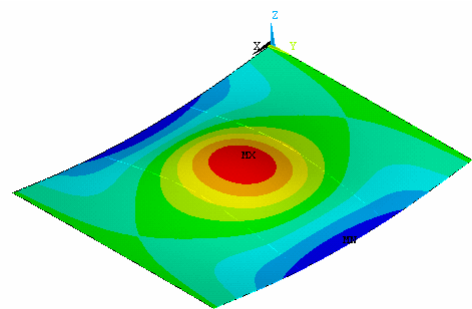
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}=15,227\text{Hz}$



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}=20,323\text{Hz}$

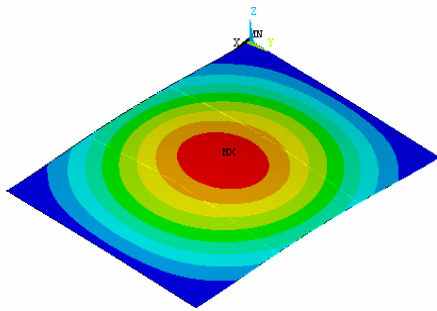


e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}=30,8190\text{Hz}$

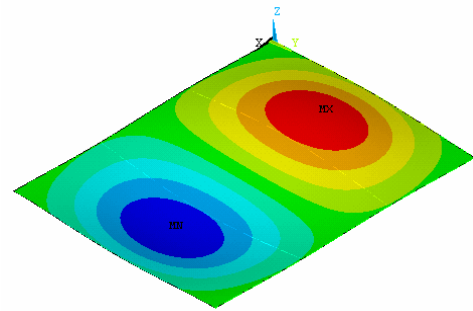


f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}=31,859\text{Hz}$

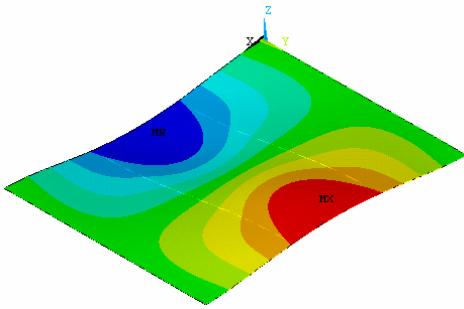
Figura 5.3 – Modos de vibração referente ao Modelo estrutural I



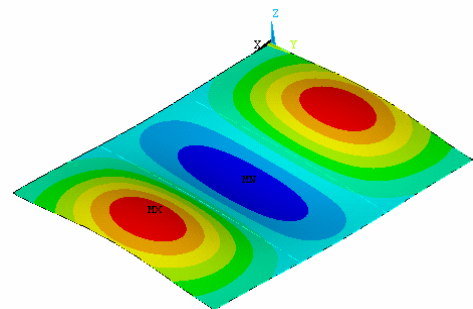
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}=11,355\text{Hz}$



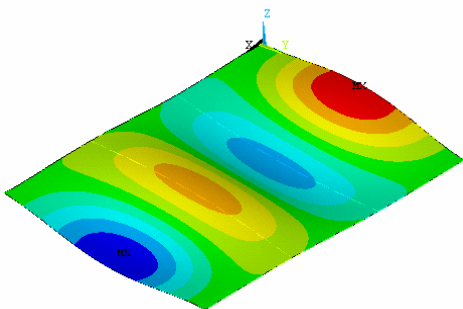
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}=19,348\text{Hz}$



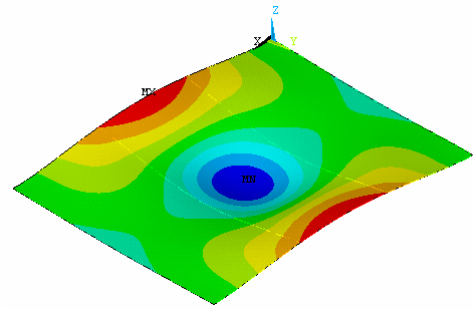
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}=23,991\text{Hz}$



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}=27,591\text{Hz}$

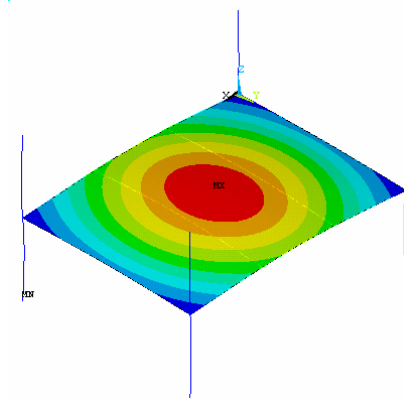


e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}=39,067\text{Hz}$

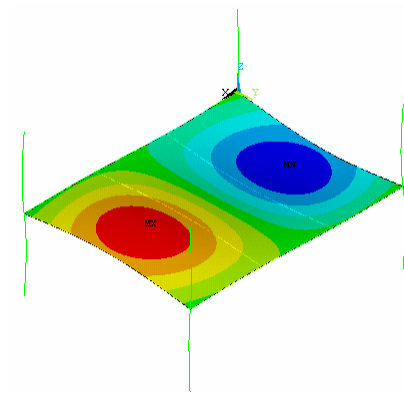


f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}=40,673\text{Hz}$

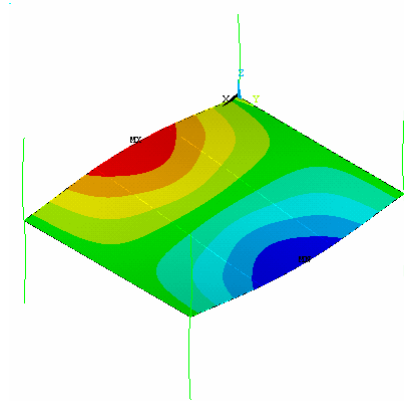
Figura 5.4 – Modos de vibração referente ao Modelo estrutural II



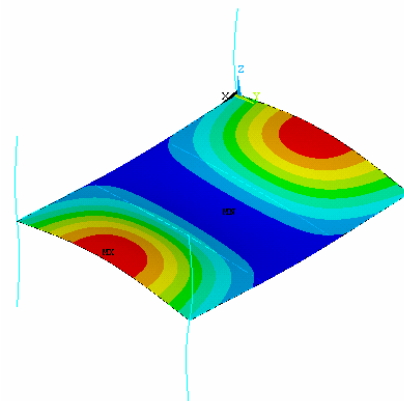
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}=8,4515\text{Hz}$



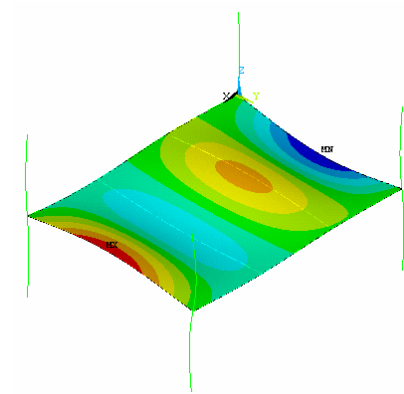
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}=15,741\text{Hz}$



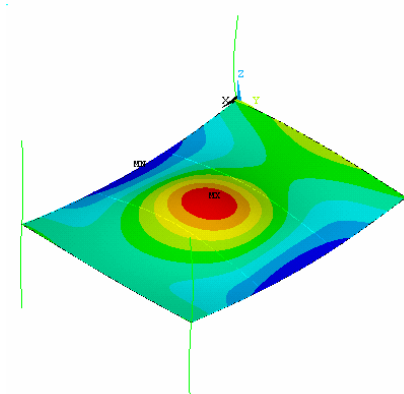
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}=16,715\text{Hz}$



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}=21,038\text{Hz}$

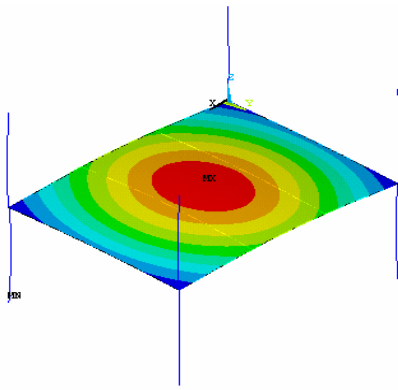


e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}=31,127\text{Hz}$

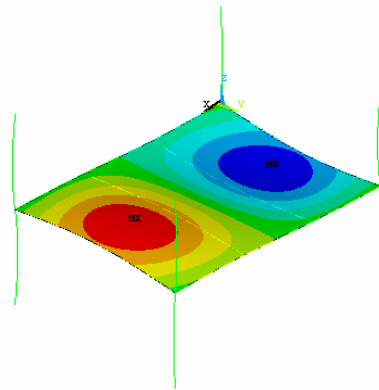


f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}=32,940\text{Hz}$

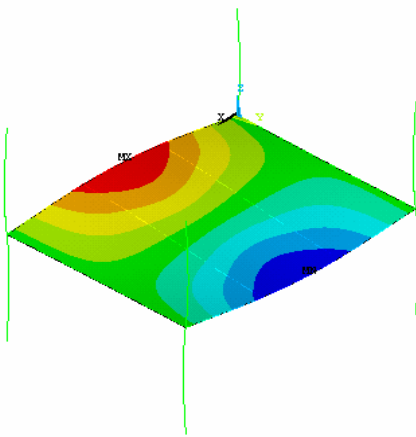
Figura 5.5 – Modos de vibração referente ao Modelo estrutural III, H=3,0m



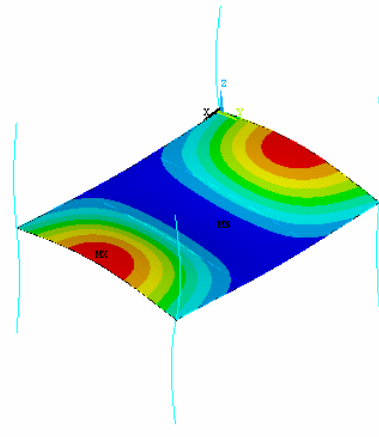
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}=8,2021\text{Hz}$



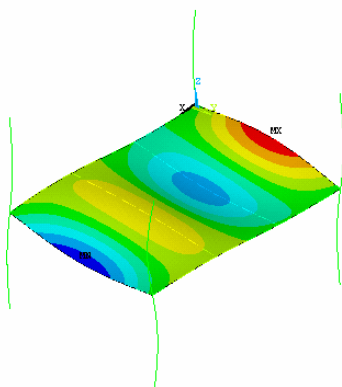
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}=15,488\text{Hz}$



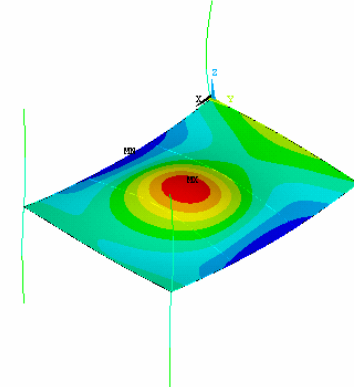
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}=16,131\text{Hz}$



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}=20,516\text{Hz}$

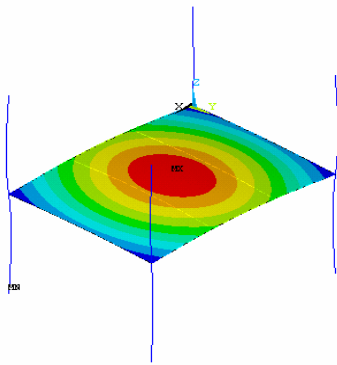


e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}=30,417\text{Hz}$

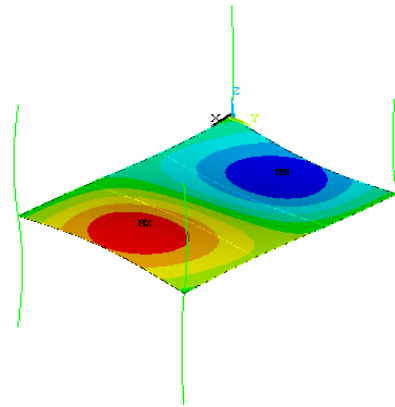


f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}=32,246\text{Hz}$

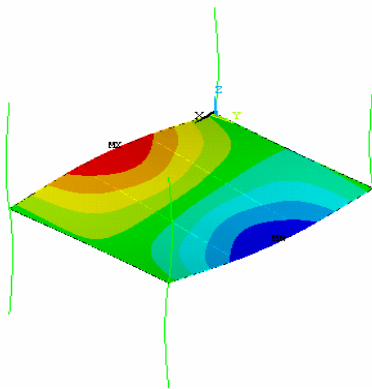
Figura 5.6 – Modos de vibração referente ao Modelo estrutural III, H=4,0m



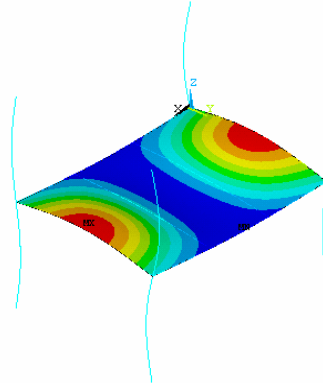
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}=8,0185\text{Hz}$



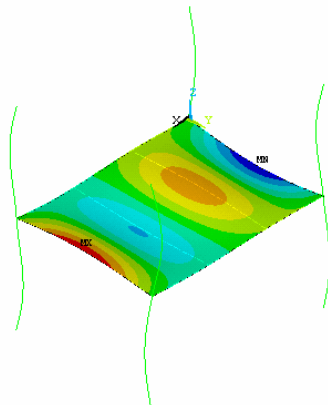
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}=15,256\text{Hz}$



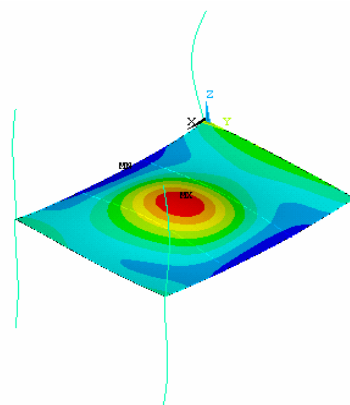
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}=15,684\text{Hz}$



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}=19,920\text{Hz}$



e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}=28,836\text{Hz}$



f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}=31,219\text{Hz}$

Figura 5.7 – Modos de vibração referente ao modelo estrutural III, H=5,0m

Observando a Figura 5.3 à Figura 5.7, nota-se que tanto para o modelo estrutural I (sem colunas) quanto para os modelos estruturais II e III ($H=3,0\text{m}$, $4,0\text{m}$ e $5,0\text{m}$) que consideram a rigidez real das colunas, Figura 5.1, o primeiro modo de vibração corresponde ao modo de flexão. Entretanto, considerando o segundo modo de vibração para o modelo estrutural I, o modo de torção é predominante, enquanto que para os modelos estruturais II, III, ($H=3,0\text{m}$, $4,0\text{m}$ e $5,0\text{m}$), o modo de flexão que predomina. As formas modais obtidas para os outros modelos estruturais de pisos, estudados nesta dissertação, segundo a variação do vão (L_j) de $5,0\text{m}$ a $10,0\text{m}$ (de $0,50\text{m}$ e $0,50\text{m}$), Figura 5.1, não são aqui discutidas por não apresentarem mudanças significativas em seu comportamento. Suas formas modais mostram-se bastante semelhantes às apresentadas na Figura 5.3 à Figura 5.7.

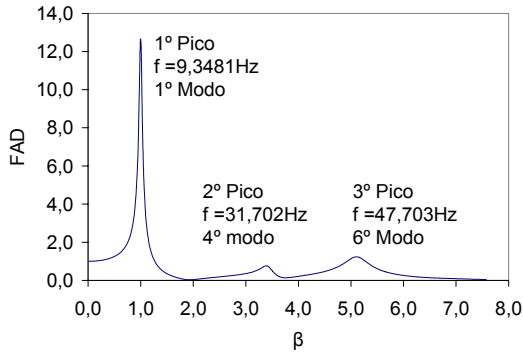
5.3. Análise Harmônica

5.3.1. Introdução

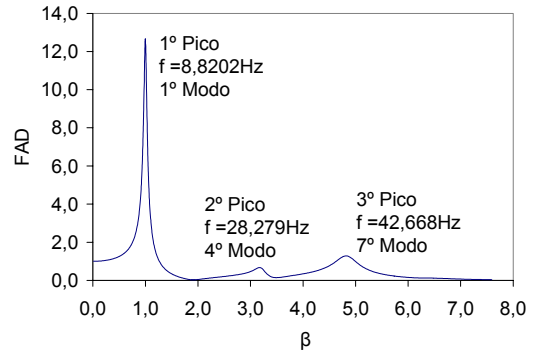
Nesta seção, a análise harmônica é realizada com o objetivo de se avaliar os modos de vibração que mais contribuem para a resposta dinâmica estrutural. Esta análise contempla a aplicação de um carregamento concentrado de 700N [21] que varia senoidalmente com o tempo no cruzamento do caminho 1 com o caminho 2, como pode ser visto na Figura 4.1, correspondente ao peso de uma pessoa igual a 700N [21]. Considera-se neste caso uma taxa de amortecimento modal igual a 3% ($\xi=3\%$) de acordo com as recomendações do AISC [21], e varia-se o valor da frequência de excitação numa faixa de 0 a 50 Hz .

Os modelos estruturais apresentados nesta seção são os seguintes: modelo estrutural I e modelo estrutural III com alturas das colunas $H=5,0\text{m}$, Figura 5.1. Para esses modelos, a análise paramétrica é definida, mantendo-se constante o vão de $9,0\text{ m}$ para as vigas principais (VS 550×64); considera-se a variação do vão (L_j) das vigas secundárias (VS 450×51) de $5,0\text{m}$ a $10,0\text{m}$ (de $0,50\text{m}$ em $0,50\text{m}$). O espaçamento entre as vigas secundárias é mantido constante no valor de $3,0\text{m}$.

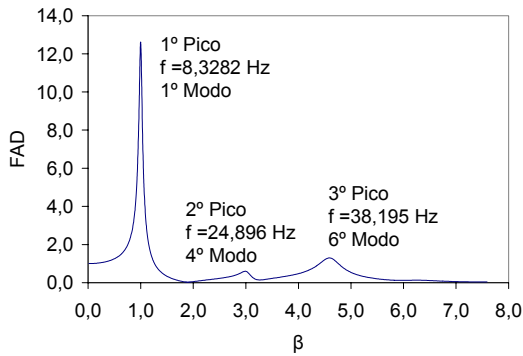
Na seqüência, são apresentados na Figura 5.8 (a até k) os espectros de resposta associados ao modelo estrutural I como mostra a Figura 5.1. Esses espectros apresentam o FAD (fator de amplificação dinâmica) na ordenada dos gráficos e na abscissa deste o parâmetro de frequência β . O FAD é definido pela relação entre o deslocamento dinâmico máximo e o deslocamento estático máximo ($\text{FAD} = v_D / v_E$). Já o parâmetro de frequência β é definido pela relação entre a frequência de excitação, associada aos seres humanos e à frequência fundamental dos pisos ($\beta = f_{01}/f$).



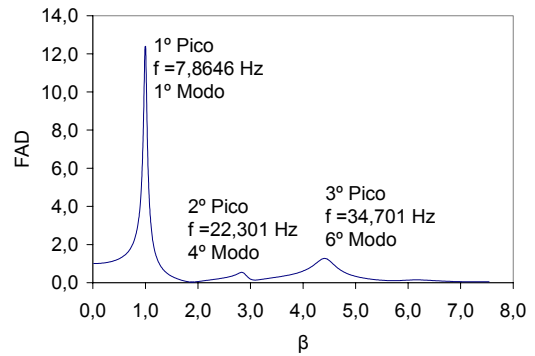
a) Piso 9,0 x 5,0m



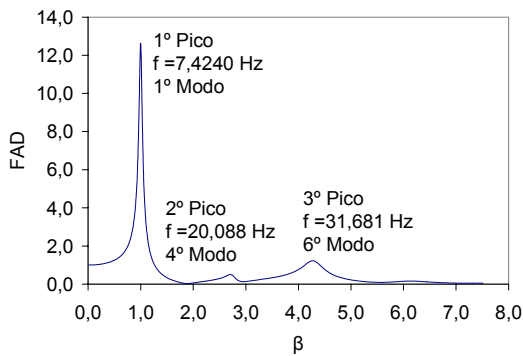
b) Piso 9,0 x 5,5m



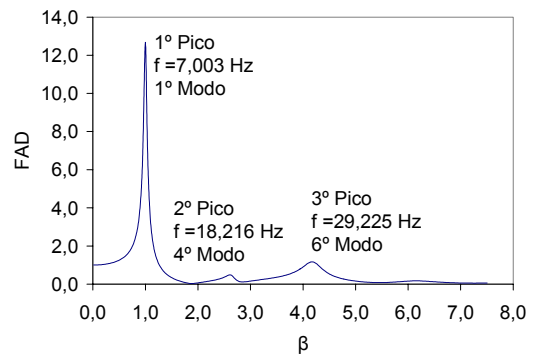
c) Piso 9,0 x 6,0m



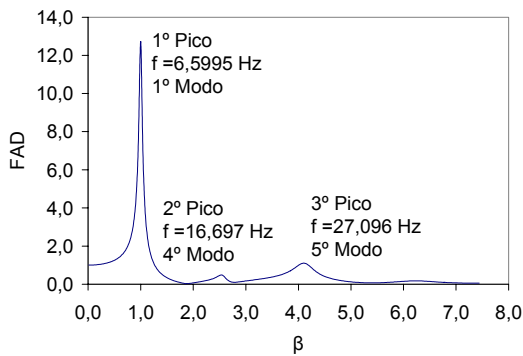
d) Piso 9,0 x 6,5m



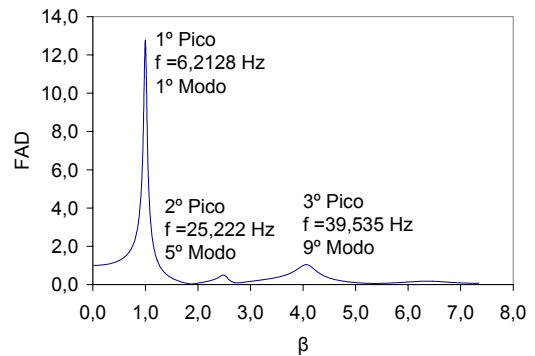
e) Piso 9,0 x 7,0m



f) Piso 9,0 x 7,5m



g) Piso 9,0 x 8,0m



h) Piso 9,0 x 8,5m

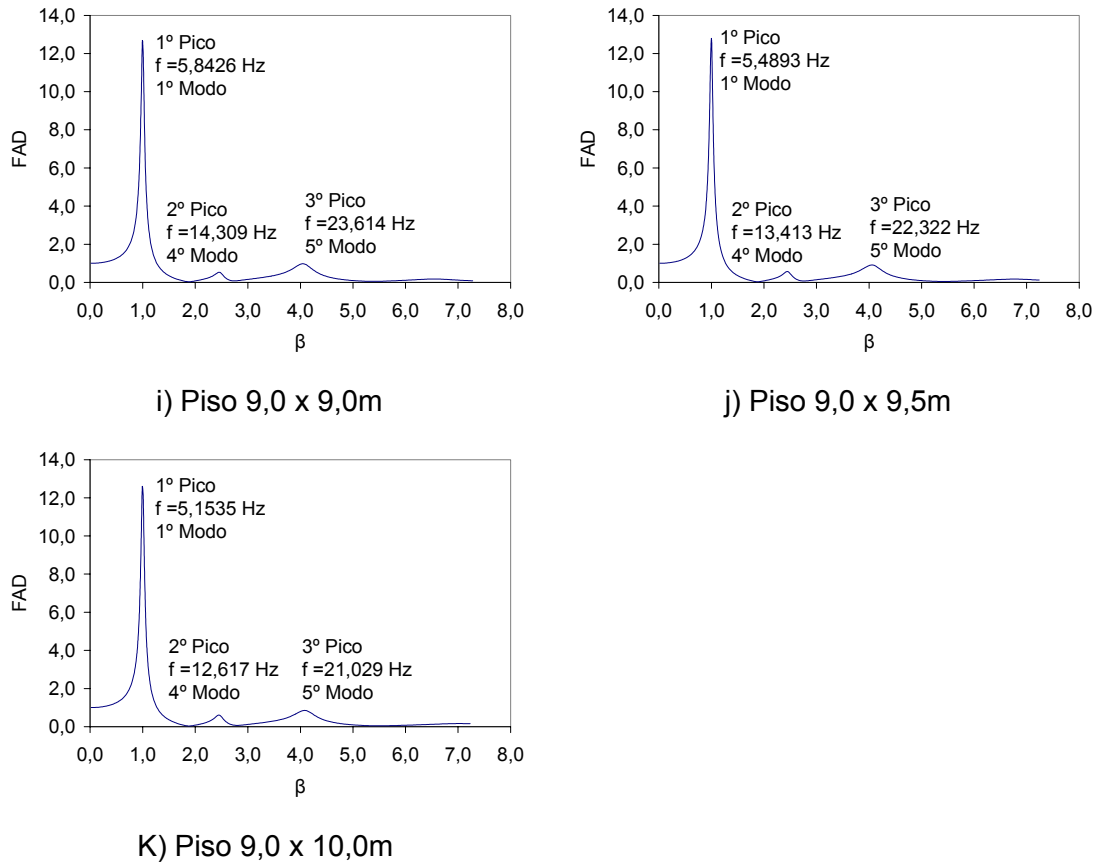


Figura 5.8 – Gráficos do FAD em função de β para o modelo estrutural I

Com base nos gráficos apresentados na Figura 5.8 (a até k), percebe-se claramente que, na medida em que o valor do parâmetro de frequência β tende à unidade (valor unitário, $\beta=1$), o nível das amplificações é bastante elevado, denotando a coincidência entre a frequência fundamental dos pisos e a da excitação. Isso indica que a influência do 1º modo de vibração na resposta desses modelos é marcante.

O leitor pode perceber, ainda, a existência de outros picos nos gráficos, conforme se depreende na Figura 5.8 (a até k), associados aos modos de vibração mais elevados, com pequena participação na resposta dinâmica dos modelos em estudo neste trabalho.

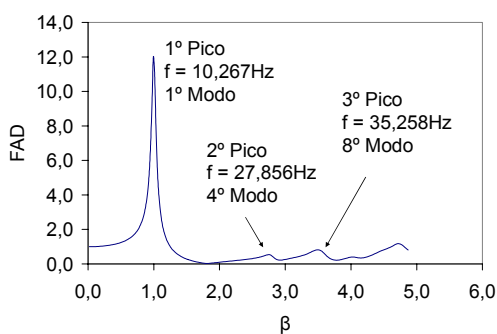
Na Tabela 5.9, são apresentados os valores do FAD, que permite avaliar a magnitude do deslocamento dinâmico em relação ao deslocamento estático.

Tabela 5.9 – Valores do FAD (Modelo estrutural I)

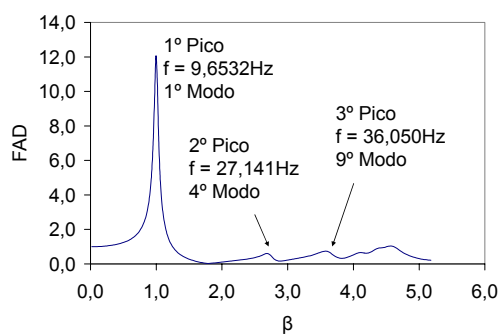
Lj	Deslocamento Dinâmico (v _D)	Deslocamento Estático (v _E)	FAD = v _D / v _E
(m)	(m)	(m)	
5,0	4,10E-04	3,24E-05	12,65
5,5	4,31E-04	3,40E-05	12,66
6,0	4,52E-04	3,59E-05	12,61
6,5	4,69E-04	3,79E-05	12,39
7,0	5,06E-04	4,01E-05	12,62
7,5	5,39E-04	4,25E-05	12,67
8,0	5,75E-04	4,52E-05	12,72
8,5	6,15E-04	4,81E-05	12,79
9,0	6,48E-04	5,12E-05	12,66
9,5	6,97E-04	5,46E-05	12,76
10,0	7,33E-04	5,83E-05	12,57

Observa-se na Tabela 5.9 que os valores do deslocamento dinâmico e os do deslocamento estático crescem à medida que se aumenta o vão das vigas secundárias. Entretanto, nota-se que com a variação do vão da viga secundária a influência na resposta dinâmica estrutural não varia muito, pois para todos os modelos a magnitude do FAD encontra-se na faixa de 12 vezes maior que o deslocamento estático.

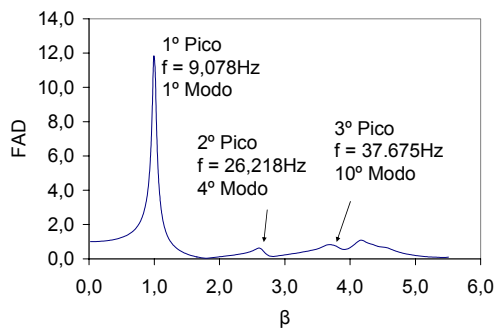
Em seguida, são também apresentados na Figura 5.9 (a até k) os espectros de resposta associados ao modelo estrutural III (colunas com H=5,0m), como apresentados na Figura 5.1. A análise destes espectros é de extrema importância para o estudo do comportamento dinâmico estrutural, pois permitem observar os modos de vibração que mais contribuem para a resposta dinâmica estrutural. Com eles, podemos calcular o fator de amplificação dinâmico, parâmetro este obtido através da razão entre o deslocamento máximo dinâmico e o deslocamento máximo estático gerado pela mesma carga. Pode-se então fazer um gráfico desse FAD ($FAD = v_D / v_E$) em função de β , onde este último representa a relação entre a frequência de excitação e a frequência fundamental dos pisos ($\beta = f_{01}/f$).



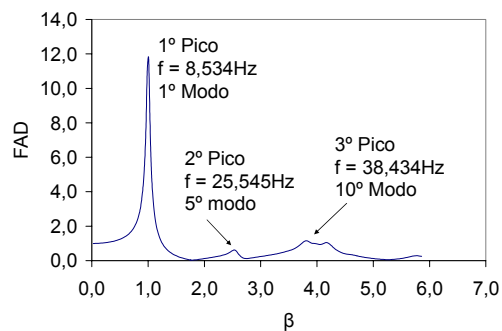
a) Piso 9,0 x 5,0m



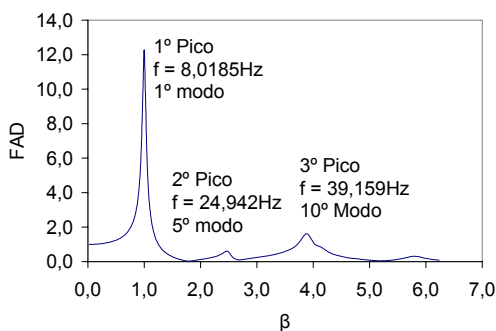
b) Piso 9,0 x 5,5m



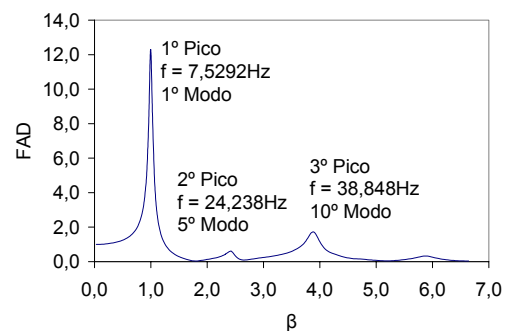
c) Piso 9,0 x 6,0m



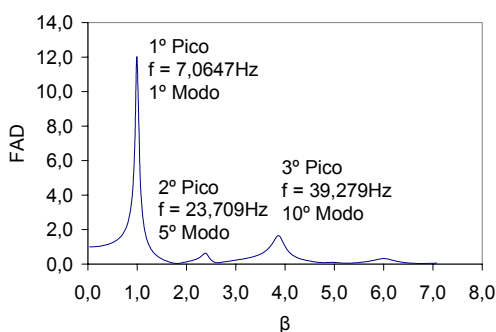
d) Piso 9,0 x 6,5m



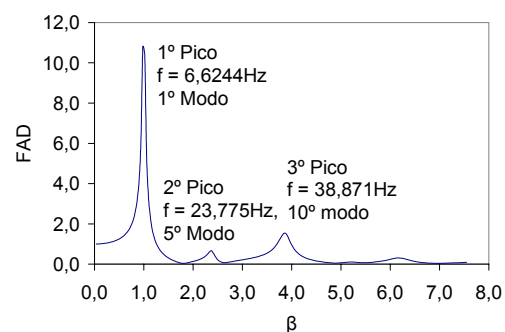
e) Piso 9,0 x 7,0m



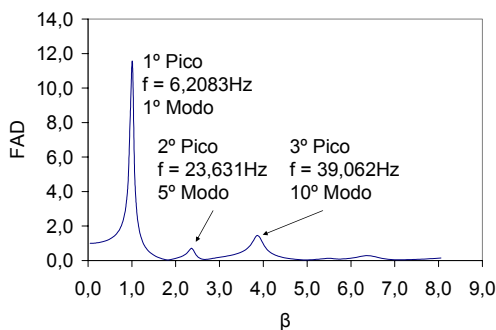
f) Piso 9,0 x 7,5m



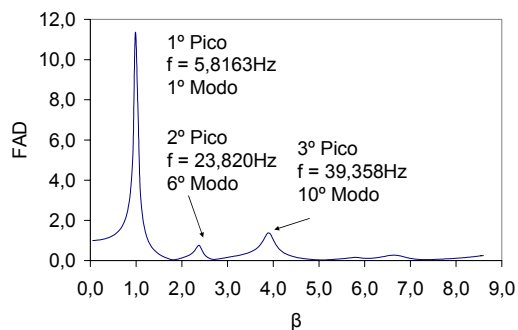
g) Piso 9,0 x 8,0m



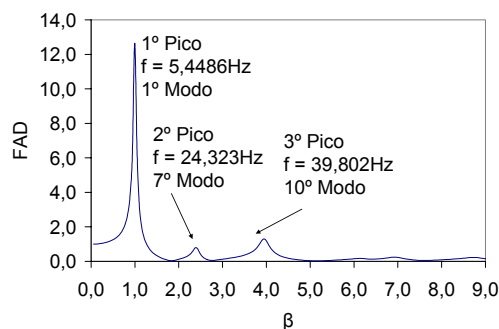
h) Piso 9,0 x 8,5m



i) Piso 9,0 x 9,0m



j) Piso 9,0 x 9,5m



K) Piso 9,0 x 10,0m

Figura 5.9 – Gráficos do FAD em função de β para o modelo estrutural III, H=5,0m

Com base nos gráficos apresentados na Figura 5.9 (a até k), percebe-se claramente que quando $\beta=1$, isto é a frequência de excitação é igual a frequência natural da estrutura, ocorre uma amplificação máxima da resposta. Como era de se esperar, a influencia do 1º modo de vibração na resposta dinâmica estrutural, é marcante para os modelos estruturais estudados nesta dissertação. Percebe-se, ainda, que outros picos nos gráficos, Figura 5.9 (a até k), correspondem a modos de vibração mais elevados e por apresentarem-se com baixas amplitudes significam que tem pequena contribuição para a resposta dinâmica estrutural.

Na Tabela 5.10, são apresentados os valores do FAD, o qual permite avaliar a magnitude do deslocamento dinâmico em relação ao deslocamento estático.

Tabela 5.10 – Valores do FAD (Modelo estrutural III, H=5,0m)

L_j (m)	Deslocamento dinâmico (v_D) (m)	Deslocamento estático (v_E) (m)	FAD = v_D / v_E
5,0	3,44E-04	2,87E-05	12,00
5,5	3,66E-04	3,04E-05	12,04
6,0	3,81E-04	3,23E-05	11,81
6,5	4,04E-04	3,43E-05	11,77
7,0	4,50E-04	3,66E-05	12,29
7,5	4,81E-04	3,91E-05	12,31
8,0	5,01E-04	4,18E-05	11,99
8,5	4,82E-04	4,47E-05	10,79
9,0	5,50E-04	4,78E-05	11,50
9,5	5,80E-04	5,12E-05	11,33
10,0	6,93E-04	5,48E-05	12,64

Percebe-se que tanto os valores do deslocamento dinâmico quanto os do deslocamento estático crescem à medida que se aumenta o vão das vigas secundárias. Entretanto, nota-se que, com a variação do vão da viga secundária, a influência na resposta dinâmica estrutural não varia muito, pois para todos os modelos a magnitude do FAD encontra-se na faixa de 11 a 12 vezes maior do que o deslocamento estático.

5.4. Análise de Vibração Forçada

5.4.1.Aspectos Gerais

Pretende-se agora verificar a adequabilidade dos sistemas estruturais mistos submetidos a excitações dinâmicas associadas ao caminhar de pessoas sobre painéis de pisos mistos, no que tange ao desconforto oriundo das vibrações. O primeiro passo é a obtenção dos deslocamentos e das acelerações máximas dos sistemas. Para isto, os quatro modelos de carregamento descritos no capítulo 3, conforme as equações [3.1] a [3.10], são aplicados como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), mostrados na Figura 4.1.

A literatura técnica disponível sobre o assunto, ISO 2631-2 [20] e Murray et alii [21], especifica uma série de valores limites para as acelerações, no que diz respeito ao conforto humano. Esses valores são expressos, de forma geral, em função da aceleração da gravidade ($g=9.81\text{m/s}^2$), em termos percentuais (%g). Considera-se em estudo nesta seção o modelo estrutural I e modelo estrutural III, adotando-se a altura das colunas $H=5,0\text{m}$, como apresentado na Figura 5.1. Para esta análise, mantém-se constante o vão de 9m para as vigas principais (VS 550 x 64) e o espaçamento de 3m entre as vigas secundárias, conforme ilustra a Figura 4.1. Varia-se apenas o vão das vigas secundárias (VS 450x 51) de 5,0m a 10,0m (de 0,5m em 0,5m).

5.4.2.Modelo Estrutural I – Modelo sem Colunas

Considerando a metodologia de análise desenvolvida, os modelos de carregamento I, II, III e IV são aplicados como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), Figura 4.1, conforme descritos no capítulo 3, equações [3.1] a [3.10].

São considerados neste estudo os tempos de travessia para o ser humano de modo que a cruzar todo o piso, com base em uma trajetória retilínea, geometricamente definida, como mostra Figura 4.1.

Como os vãos dos pisos associados as vigas secundárias, conforme Figura 4.1, são variados ao longo da análise, evidentemente os parâmetros associados às suas

características dinâmicas são modificados. Por conseguinte, os elementos referentes às funções de tempo representativas das ações dinâmicas também são variados, de modo que seja produzido o fenômeno físico da ressonância em cada travessia.

Ressalta-se que a taxa de amortecimento dos modelos foi mantida constante ($\xi=3\%$). Por outro lado, os parâmetros α e β utilizados na definição do amortecimento de Rayleigh [37], dependentes das frequências dos modelos, são modificados, como apresentado nas equações [4.3] e [4.4]. O intervalo de integração empregado na presente análise é igual a 10^{-3} s ($\Delta t=0,001$ s).

Na seqüência, são apresentados na Tabela 5.11 e tabela 5.12 todos os parâmetros utilizados na análise de vibração forçada para o modelo estrutural I, Figura 5.1, de acordo com a variação do vão das vigas secundárias (L_j).

Tabela 5.11 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão

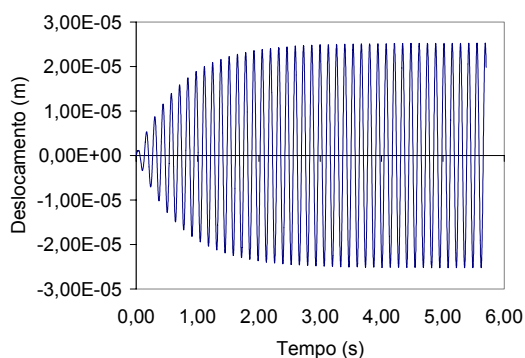
L_j	Frequência do passo	Harmônico	Período do passo	Distância do passo	Tempo de contato	Tempo final	α	β
(m)	(Hz)	i	(s)	(m)	(s)	(s)		
5,0	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	2,579	2,523026	0,000290
5,5	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	2,827	2,341791	0,000320
6,0	2,082	(4°)	0,4803	0,8166	0,11763	3,647	2,175622	0,000352
6,5	1,966	(4°)	0,5086	0,7350	0,13839	4,636	2,022737	0,000386
7,0	1,856	(4°)	0,5388	0,6800	0,15847	5,705	1,881465	0,000422
7,5	1,751	(4°)	0,5712	0,6250	0,18277	7,037	1,750947	0,000459
8,0	2,200	(3°)	0,4546	0,9166	0,09919	4,067	1,630341	0,000499
8,5	2,071	(3°)	0,4829	0,8091	0,11936	5,192	1,518682	0,000540
9,0	1,948	(3°)	0,5135	0,7240	0,14184	6,525	1,415559	0,000584
9,5	1,830	(3°)	0,5465	0,6650	0,16436	7,972	1,320217	0,000630
10,0	1,718	(3°)	0,5821	0,6090	0,19118	9,750	1,232426	0,000678

Tabela 5.12 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão

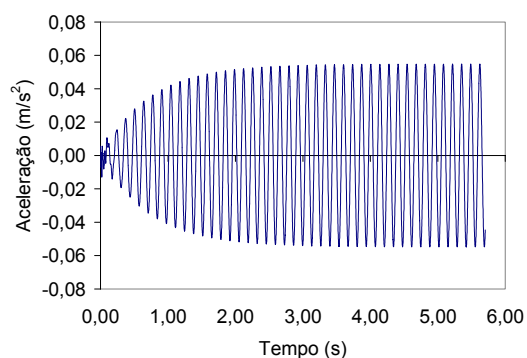
Lg	Frequência do passo	Harmônico	Período do passo	Distância do passo	Tempo de contato	Tempo final	α	β
(m)	(Hz)	i	(s)	(m)	(s)	(s)		
9,0	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	4,562	2,523026	0,000290
9,0	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	4,562	2,341791	0,000320
9,0	2,082	(4°)	0,4803	0,8166	0,11763	5,411	2,175622	0,000352
9,0	1,966	(4°)	0,5086	0,7350	0,13839	6,366	2,022737	0,000386
9,0	1,856	(4°)	0,5388	0,6800	0,15847	7,290	1,881465	0,000422
9,0	1,751	(4°)	0,5712	0,6250	0,18277	8,408	1,750947	0,000459
9,0	2,200	(3°)	0,4546	0,9166	0,09919	4,563	1,630341	0,000499
9,0	2,071	(3°)	0,4829	0,8091	0,11936	5,491	1,518682	0,000540
9,0	1,948	(3°)	0,5135	0,7240	0,14184	6,525	1,415559	0,000584
9,0	1,830	(3°)	0,5465	0,6650	0,16436	7,561	1,320217	0,000630
9,0	1,718	(3°)	0,5821	0,6090	0,19118	8,794	1,232426	0,000678

5.4.2.1. Funções de Tempo

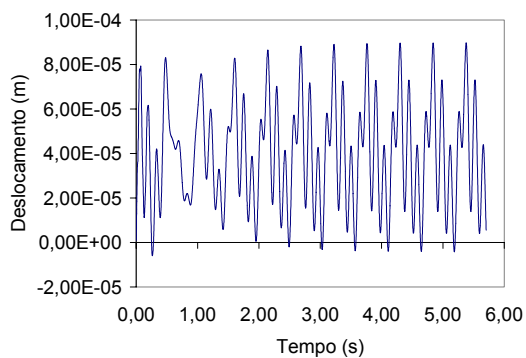
A partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), Figura 4.1, descritos no capítulo 3 pelas equações [3.1] a [3.10], pode-se obter os sinais de força no tempo a partir do ponto de maior amplitude modal do piso (cruzamento do caminho 1 e 2), que são apresentados na Figura 5.10 (a até I).



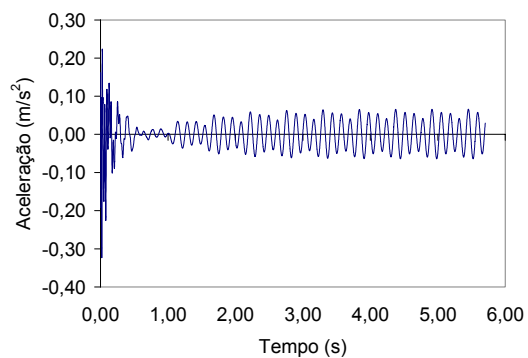
a) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento I



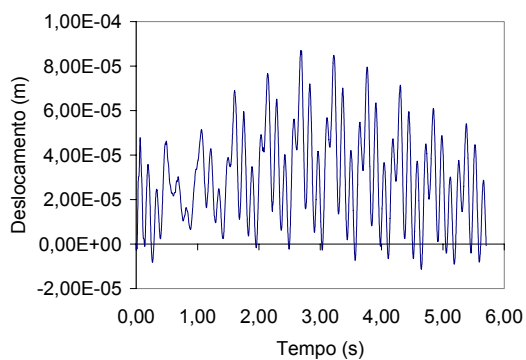
b) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento I



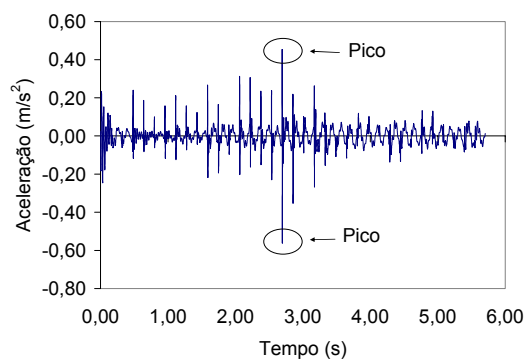
c) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento II



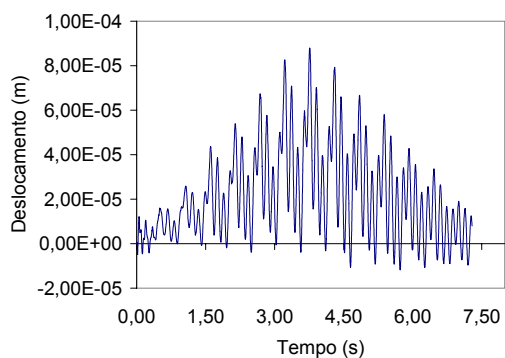
d) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento II



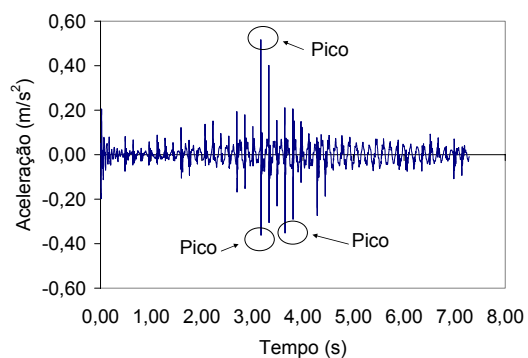
e) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento III segundo caminho 1



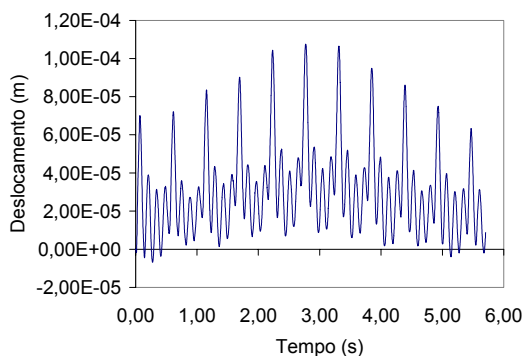
f) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento III segundo caminho 1



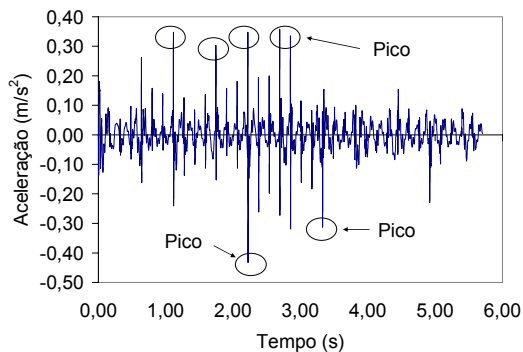
g) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento III segundo caminho 2



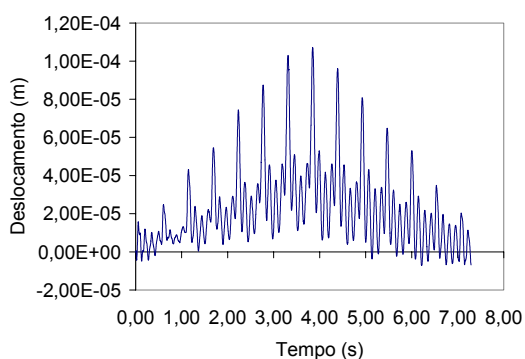
h) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento III segundo caminho 2



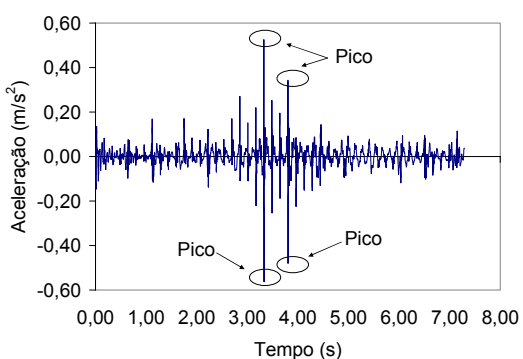
i) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento IV segundo caminho 1



j) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento IV segundo caminho 1



k) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento IV segundo caminho 2



l) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento IV segundo caminho 2

Figura 5.10 – Gráficos dos deslocamentos e acelerações (Modelos de carregamento I, II, III e IV)

Das funções de tempo apresentadas na Figura 5.10 (a até l), é possível concluir que, considerando o sinal no tempo obtido para o modelo de carregamento I, a resposta ressonante estrutural não tem seu valor amortecido ao longo do tempo. Em contrapartida, o mesmo não poderá ser dito em relação ao modelo de carregamento II, onde inicialmente a resposta apresenta-se alta (resposta transiente); mais rapidamente ela é amortecida.

Considerando os sinais de força no tempo obtidos para os modelos de carregamento III e IV, os gráficos apresentam vários picos de aceleração na resposta dinâmica estrutural em virtude da aplicação da carga em cada nó, permitindo descrever a variação espacial e temporal do carregamento. Entretanto, no valor da resposta dinâmica dos pisos, em termos das acelerações, mostradas na Figura 5.10 (d, f, h, j e l), não foram considerados os picos indicados nestas figuras. O valor da aceleração de pico considerado na presente análise foi

igual a $0,066\text{m/s}^2$ (Figura 5.10 d), $0,132\text{m/s}^2$ (Figura 5.10 f), $0,108\text{m/s}^2$ (Figura 5.10 h), $0,228\text{m/s}^2$ (Figura 5.10 j) e $0,221\text{m/s}^2$ (Figura 5.10 l). Ressalta-se que à medida que o passo de tempo de integração, Δt , decresce os valores de picos das acelerações (local da aplicação das cargas) aumentam. Entretanto, a resposta, desconsiderando-os, permanece constante.

5.4.2.2. Aceleração de Pico

Dando seqüência ao estudo, são apresentados os valores das acelerações de pico dos modelos estruturais analisados na Tabela 5.13 à Tabela 5.15. Essas tabelas apresentam, também, as acelerações de pico obtidas com base no emprego do procedimento simplificado recomendado pelo American Institute of Steel Construction (AISC) [21] através do guia de projetos “Floor Vibrations Due to Human Activity” (Steel Design Guide Series). Estas acelerações são comparadas com base no valor limite proposto pela norma “International Organization for Standardization ISO 2631/2” – Continuous and Shock-Induced Vibration in Building (1 to 80Hz) [20], a partir de ajustes recomendados pelo guia prático do AISC [21].

Para as acelerações obtidas pelos modelos de carregamento I e II, utiliza um fator redução de 0,5 para estruturas de piso, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal, conforme recomendações do guia prático do AISC [21].

Tabela 5.13 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I e II)

Lj	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(m)	(m/s^2)	(m/s^2) x 0,5	(m/s^2)	(m/s^2) x 0,5	(m/s^2)	(m/s^2)
5,0	0,039	0,019	0,068	0,034	0,030	0,050
5,5	0,065	0,032	0,077	0,039	0,035	
6,0	0,061	0,031	0,073	0,037	0,040	
6,5	0,058	0,029	0,065	0,032	0,045	
7,0	0,055	0,027	0,066	0,033	0,050	
7,5	0,052	0,026	0,062	0,031	0,055	
8,0	0,098	0,049	0,109	0,054	0,060	
8,5	0,093	0,047	0,104	0,052	0,064	
9,0	0,088	0,044	0,099	0,049	0,068	
9,5	0,083	0,042	0,094	0,047	0,071	
10,0	0,079	0,039	0,089	0,044	0,076	

Tabela 5.14 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento III)

Lj	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,156	0,144	0,030	0,050
5,5	0,208	0,149	0,035	
6,0	0,147	0,149	0,040	
6,5	0,200	0,156	0,045	
7,0	0,132	0,108	0,050	
7,5	0,176	0,088	0,055	
8,0	0,181	0,209	0,060	
8,5	0,157	0,195	0,064	
9,0	0,147	0,149	0,068	
9,5	0,132	0,187	0,071	
10,0	0,133	0,157	0,076	

Tabela 5.15 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento IV)

Lj	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,196	0,230	0,030	0,050
5,5	0,232	0,171	0,035	
6,0	0,244	0,157	0,040	
6,5	0,174	0,218	0,045	
7,0	0,228	0,221	0,050	
7,5	0,241	0,185	0,055	
8,0	0,224	0,175	0,060	
8,5	0,225	0,170	0,064	
9,0	0,195	0,135	0,068	
9,5	0,177	0,126	0,071	
10,0	0,163	0,229	0,076	

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo das análises, Tabela 5.13 à Tabela 5.15, pode-se concluir que:

a) Para os diversos pisos, os valores das acelerações de pico obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico (ressonante), modelo de carregamento I, são sempre menores do que aqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, com a atuação de vários harmônicos em conjunto. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influencia a resposta dinâmica estrutural dos modelos aqui estudados.

b) No que tange ao modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,049 (0,50%g), associado ao piso com vão de 8,0m ($L_j=8,0m$). Por outro lado, este valor é da ordem de 0,054 (0,55%g), referente ao mesmo modelo de piso ($L_j=8,0m$), quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma (0,50%g) [20] e [21].

c) A partir do estudo dos diversos modelos estruturais, os valores das acelerações de pico obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, de forma geral, aqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Todavia, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos, para os casos estudados nesta dissertação, os quais consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31].

d) Ressalte-se que, quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de 0,209 (2,13%g), associado ao piso com vão de 8,0m ($L_j=8,0m$). Por outro lado, tal valor é da ordem de 0,244 (2,48%g), referente ao modelo de piso ($L_j=6,0m$), quando o modelo de carregamento IV é considerado. Esses valores estão absolutamente acima do limite da norma (0,50%g) [20] e [21].

e) Os resultados encontrados até o presente momento, referentes aos modelos analisados, indicam que o número de harmônicos é importante na composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano. Outro fato de extrema relevância diz respeito à definição espacial e temporal da função de carregamento. Os valores de aceleração de pico mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV gera valores de aceleração muito superiores aos dos modelos de carregamento I e II. Portanto, pode-se concluir que os modelos que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura.

A seguir são apresentados na Figura 5.11 à Figura 5.14, os gráficos construídos com base nos valores das acelerações de pico apresentados na Tabela 5.13 à Tabela 5.15, obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, descritos no capítulo 3 pelas equações [3.1] a [3.10], como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), segundo a variação do vão das vigas secundárias, mostrados na Figura 4.1.

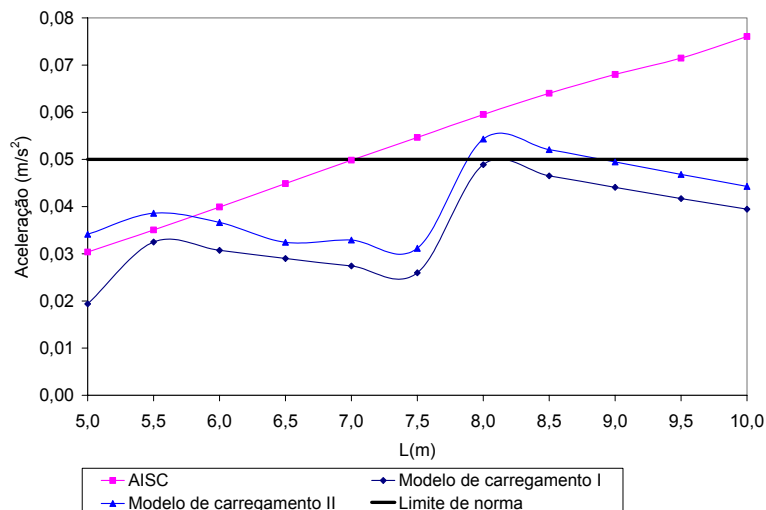


Figura 5.11 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento I e II)

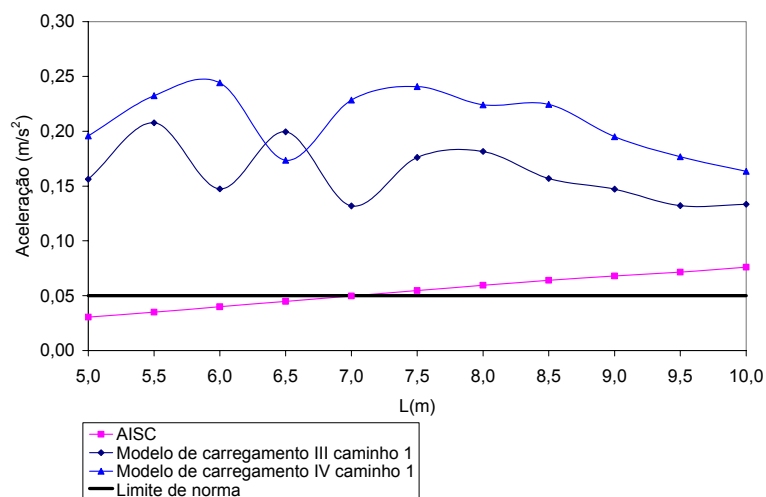


Figura 5.12 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III e IV)

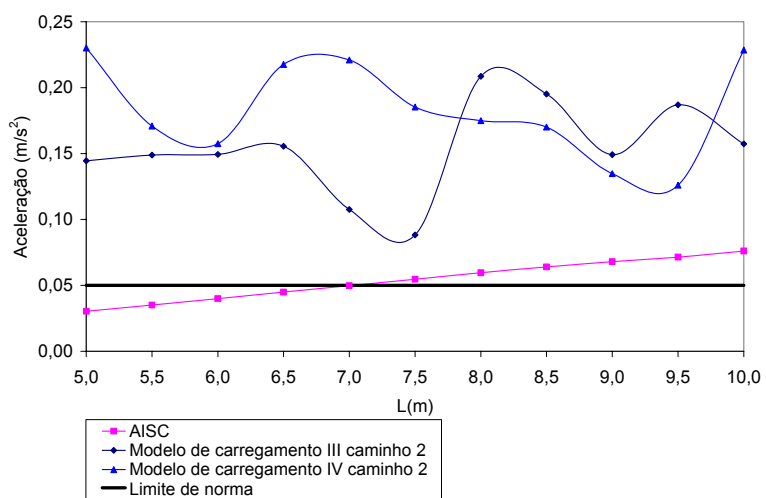


Figura 5.13 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III e IV)

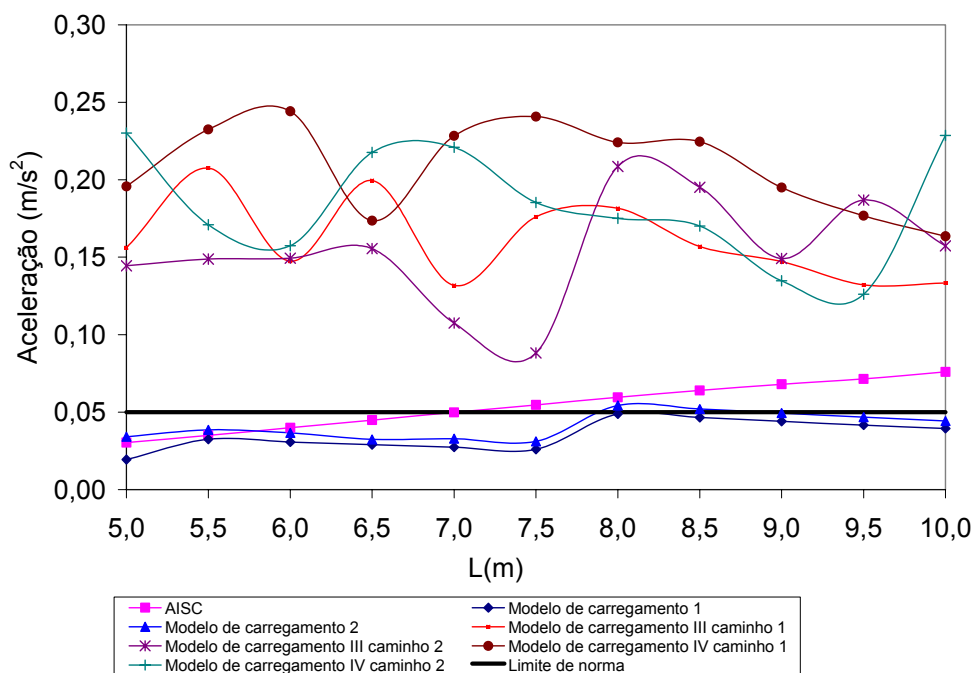


Figura 5.14 – Aceleração de pico (modelos de carregamento I, II, III e IV)

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo deste estudo, a partir da Figura 5.11 à Figura 5.14, pode-se concluir que:

a) De forma geral, os valores das acelerações de pico obtidos para os pisos, mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [20] e [21]. Por outro lado, deve-se ressaltar que, para os modelos estruturais com vão de 8,0m ($L_j=8,0m$) e 8,5m ($L_j=8,5m$), o limite de norma [20] e [21] é ultrapassado somente no que tange ao modelo de carregamento II.

b) Percebe-se claramente que as acelerações de pico geradas nos pisos a partir do emprego dos modelos de carregamento III e IV, que consideram uma variação espacial e temporal da ação dinâmica, são bastante superiores ao valor limite da norma [20] e [21]. Tal fato ocorre em todos os modelos estruturais analisados nesta seção. Como já foi mencionado anteriormente, esses valores de aceleração são muito superiores àqueles associados aos obtidos quando do emprego dos modelos I e II como carga dinâmica aplicada.

c) No que tange à comparação dos valores das acelerações de pico dos pisos mistos, calculadas com base nos modelos de carregamento desenvolvidos neste trabalho (modelos de carregamento I, II, III e IV), em relação àquelas obtidas a partir das expressões

simplificadas do AISC [21], pode-se perceber que o guia prático em questão [21] apresenta-se um tanto conservador, a medida que o vão dos modelos é aumentado, quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a partir do uso dos modelos de carregamento I e II.

d) No que diz respeito a uma comparação de valores das acelerações de pico calculadas pelo procedimento simplificado do AISC [21] e as acelerações obtidas mediante o uso dos modelos de carregamento III e IV como ação dinâmica, percebe-se um quadro totalmente diferente do descrito no parágrafo anterior, pois o AISC [21] fornece valores inferiores àqueles encontrados com base na consideração da variação espacial e temporal da carga, assim como na inclusão de vários harmônicos componentes da excitação dinâmica induzida pelo ser humano.

e) Observa-se, ainda, que a curva representativa dos valores das acelerações calculadas via AISC [21] apresenta um comportamento linear, o que indica que à medida que o vão dos pisos é aumentado as acelerações de pico crescem. Em contrapartida, tal fato não ocorre no que tange aos modelos de carregamento desenvolvidos nesta dissertação (modelos de carregamento I, II, III e IV), pois estes modelos consideram uma interação entre a excitação e as características dinâmicas dos modelos estruturais analisados. Assim sendo, existem variações marcantes nas curvas representativas das acelerações referentes a estes modelos, ou seja, o aumento do vão não necessariamente implica que a aceleração de pico dos pisos aumenta de valor.

f) Verifica-se, portanto, que, quando as acelerações de pico são obtidas via AISC [21], este guia prático é conservador em comparação às acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, que não consideram a variação espacial e temporal da carga. Por outro lado, o termo “conservador” deve ser entendido com muita cautela por parte dos projetistas de estruturas, pois, quando o modelo de carregamento dinâmico inclui a variação espacial e temporal da carga e vários harmônicos para a definição da força, a situação é bastante crítica, pois o AISC [21] fornece valores para as acelerações, inclusive, contra a segurança dos pisos mistos estudados neste trabalho.

5.4.2.3. Aceleração em RMS (*Root Mean Square*)

Na Tabela 5.16 à Tabela 5.18, são apresentados os valores das acelerações em rms (*root mean square*) dos modelos estruturais analisados. Essas tabelas apresentam, também, as acelerações de pico obtidas com base no emprego do procedimento

simplificado recomendado pelo *American Institute of Steel Construction* (AISC) [21].

Conforme sugerido também pelo guia prático do AISC [21], as acelerações obtidas para os modelos de carregamento I e II são multiplicadas por um fator de redução “R” de 0,5 para estruturas de piso, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal. Os valores das acelerações obtidos são então comparados com base no valor limite proposto pela norma “*International Organization for Standardization*” ISO 2631/2 – *Continuous and Shock-Induced Vibration in Building* (1 to 80Hz) [20].

Convém chamar atenção do leitor para o fato de que o AISC [21] considera somente os valores de pico para as acelerações, não fornecendo informações acerca dos valores em rms (*root mean square*). Contudo, no sentido de contribuir para que se tenha uma idéia dos valores de pico fornecidos pelo AISC [21] e àqueles obtidos via rms (*root mean square*), os valores das acelerações em rms (*root mean square*) são mostrados na Tabela 5.16 à Tabela 5.18 em conjunto com o limite fornecido pela norma [20] e também com os valores das acelerações de pico do AISC [21].

Tabela 5.16 – Acelerações em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento I e II)

Lj	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,023	0,011	0,031	0,015	0,030	0,020
5,5	0,039	0,019	0,036	0,018	0,035	
6,0	0,038	0,019	0,039	0,020	0,040	
6,5	0,036	0,018	0,035	0,018	0,045	
7,0	0,035	0,018	0,036	0,018	0,050	
7,5	0,034	0,017	0,035	0,017	0,055	
8,0	0,059	0,029	0,061	0,030	0,060	
8,5	0,057	0,029	0,059	0,030	0,064	
9,0	0,055	0,028	0,057	0,029	0,068	
9,5	0,053	0,027	0,055	0,027	0,071	
10,0	0,051	0,026	0,052	0,026	0,076	

Tabela 5.17 – Acelerações em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento III)

Lj	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,061	0,042	0,030	0,020
5,5	0,065	0,048	0,035	
6,0	0,059	0,044	0,040	
6,5	0,054	0,041	0,045	
7,0	0,047	0,038	0,050	
7,5	0,043	0,034	0,055	
8,0	0,062	0,055	0,060	
8,5	0,061	0,054	0,064	
9,0	0,055	0,050	0,068	
9,5	0,052	0,048	0,071	
10,0	0,049	0,047	0,076	

Tabela 5.18 – Acelerações em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento IV)

Lj	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,061	0,043	0,030	0,020
5,5	0,075	0,047	0,035	
6,0	0,058	0,046	0,040	
6,5	0,055	0,040	0,045	
7,0	0,047	0,039	0,050	
7,5	0,047	0,036	0,055	
8,0	0,074	0,063	0,060	
8,5	0,069	0,060	0,064	
9,0	0,063	0,058	0,068	
9,5	0,059	0,054	0,071	
10,0	0,055	0,053	0,076	

Com referência aos valores das acelerações rms (*root mean square*) encontrados ao longo das análises, Tabela 5.16 à Tabela 5.18, pode-se concluir que:

a) O número de harmônicos influenciou muito pouco a resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação, visto que, para os diversos modelos de pisos, os valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento I são bastante semelhantes àqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, com a atuação de vários harmônicos em conjunto.

b) O valor máximo de aceleração encontrado para o modelo de carregamento I foi da ordem de 0,029 (0,29%g), associado aos pisos com vão de 8,0m e 8,5m ($L_j=8,0m$ e $8,5m$). Entretanto, para o modelo de carregamento II este valor é da ordem de 0,030 (0,30%g), referente aos mesmos modelos de pisos ($L_j=8,0m$ e $8,5m$). Os valores obtidos encontram-se acima do limite da norma (0,20%g) [20].

c) O efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos nos casos estudados nesta dissertação, que consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31], pois, a partir do estudo dos diversos modelos estruturais, os valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento III são praticamente da mesma ordem de grandeza, de forma geral, à aqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado.

d) Os valores de acelerações obtidas em rms (*root mean square*) estão muito acima do limite da norma [20], (0,20%g), quando se trata do modelo de carregamento III. O valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,065 (0,65%g), associado ao piso com vão de 5,5m ($L_j=5,5m$). O mesmo pode-se dizer do modelo de carregamento IV, cujo valor é da ordem de 0,075 (0,75%g), referente ao mesmo modelo de piso ($L_j=5,5m$).

e) Conclui-se que os modelos aqui analisados indicam que o número de harmônicos influencia muito pouco a composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano e que os modelos que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura, pois os valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidos demonstram que o emprego dos modelos de carregamento III e IV gera valores de aceleração muito superiores aos modelos de carregamento I e II.

Os gráficos construídos com base nos valores das acelerações em rms (*root mean square*) demonstrados na Tabela 5.16 à Tabela 5.18 são apresentados na Figura 5.15 à Figura 5.18, obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, capítulo 3 (equações [3.1] a [3.10]), como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), segundo a variação do vão das vigas secundárias, mostrados na Figura 4.1.

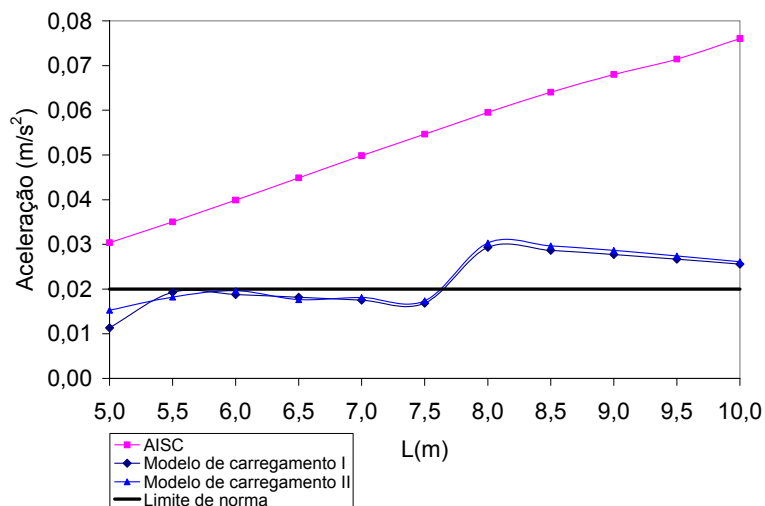


Figura 5.15 – Aceleração em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento I e II)

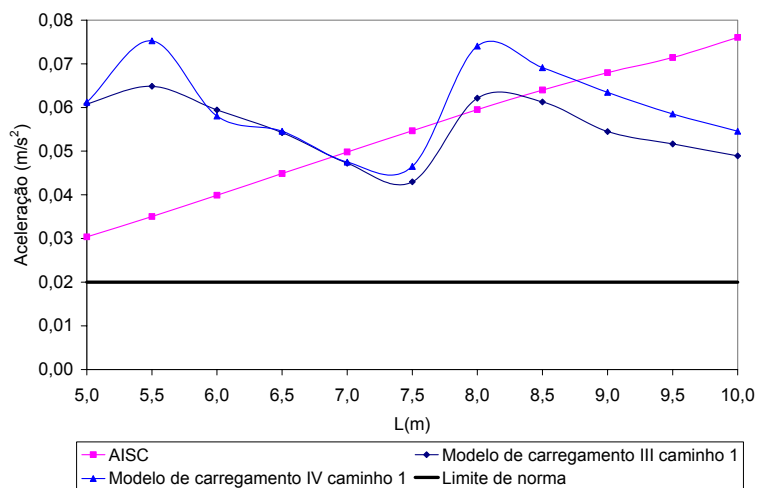


Figura 5.16 – Aceleração em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento III e IV)

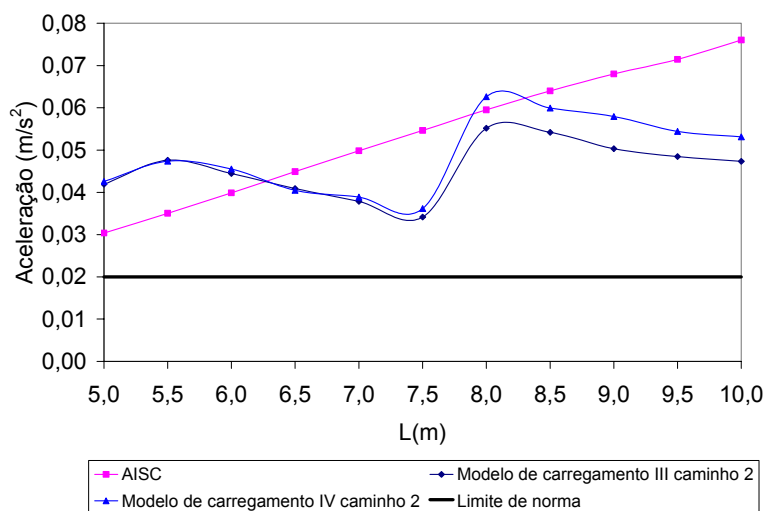


Figura 5.17 – Aceleração em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento III e IV)

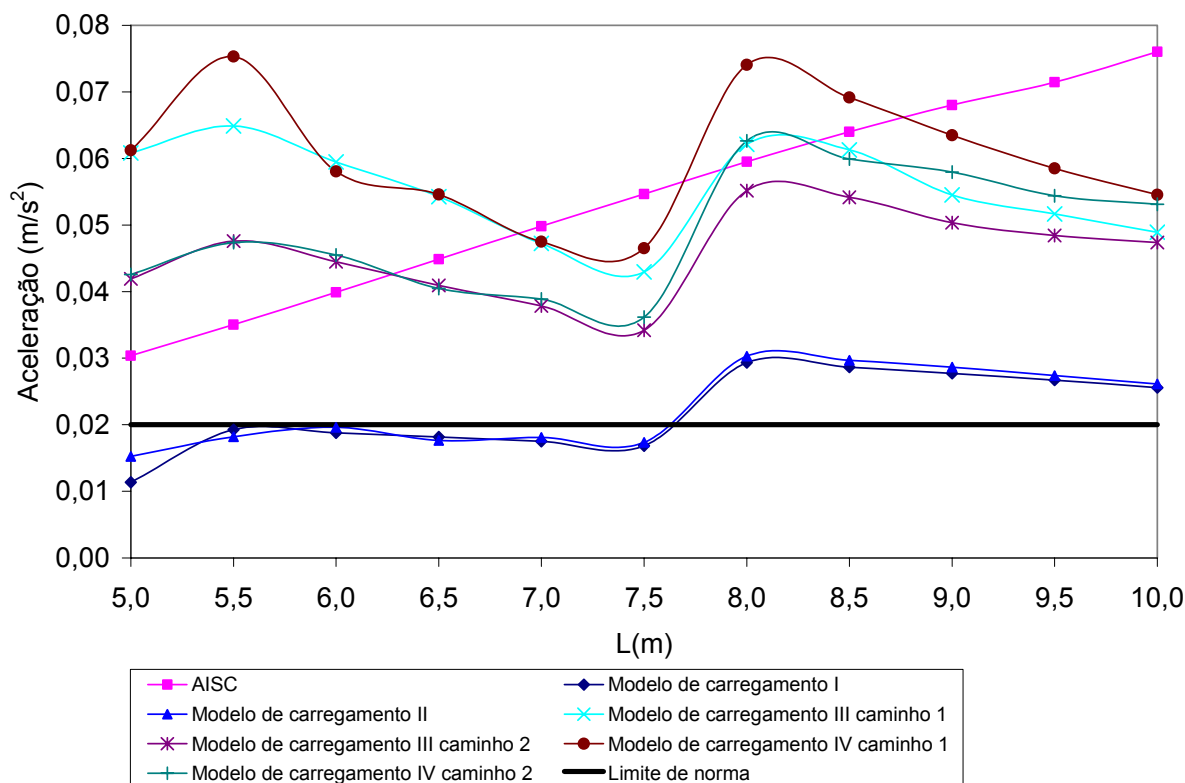


Figura 5.18 – Aceleração em rms – root mean square (Modelo de carregamento I, II, III, IV)

Com referência aos valores das acelerações em rms (*root mean square*) encontrados ao longo deste estudo (Figura 5.15 à Figura 5.18), pode-se concluir que:

a) Os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [20], para pisos com vãos acima de 7,5m ($L_j=5,0m$), são excedidos com base nos valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidas para os pisos, mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II.

b) A partir do emprego dos modelos de carregamento III e IV, que consideram uma variação espacial e temporal da ação dinâmica, nota-se que as acelerações em rms (*root mean square*) geradas em todos os pisos analisados nesta dissertação, são bastante superiores ao valor limite da norma [20].

c) Os valores das acelerações rms (*root mean square*) dos pisos mistos, calculados com base nas expressões simplificadas do AISC [21], permitem concluir que este guia é bastante conservador quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a

partir do uso dos modelos de carregamento I e II, à medida que o vão das vigas secundárias é aumentado.

d) As acelerações em rms (*root mean square*), obtidas mediante o uso dos modelos de carregamento III e IV como ação dinâmica, tem valores muito superiores em comparação com as acelerações calculadas pelo procedimento simplificado do AISC [21]. Percebe-se, então, que este guia não se mostra conservador quando se trata de carregamentos que consideram a variação espacial e temporal da carga e a inclusão de vários harmônicos na composição da excitação dinâmica induzida pelo ser humano.

e) Nota-se que existem variações marcantes nas curvas representativas das acelerações referentes aos modelos de carregamento idealizados nesta dissertação; ou seja, o aumento do vão não necessariamente implica em um aumento do valor da aceleração de pico dos pisos. Isto porque considera-se uma interação entre a excitação e as características dinâmicas dos modelos estruturais analisados. Considerando-se a curva representativa dos valores das acelerações calculadas via AISC [21], seu comportamento apresenta-se linear, significando com isso que, na medida em que o vão dos pisos é aumentado, as acelerações crescem.

f) A partir das análises obtidas, conclui-se que o procedimento simplificado do AISC [21] se mostra um tanto conservador em comparação às acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, que não consideram a variação espacial e temporal da carga. Em contrapartida, não se revela a favor da segurança para carregamentos dinâmicos com variação espacial e temporal da carga.

5.4.3. Modelo Estrutural III, H=5,0m – Modelo com Colunas

Nesta seção, as análises se concentram na avaliação do comportamento dinâmico de estruturas mistas (aço-concreto) segundo a variação do vão (L_j) das vigas secundárias, como apresentado na Figura 4.1. Os modelos de piso misto (aço-concreto) desenvolvidos para avaliação do conforto humano consideram painéis de pisos de 9,0m x 7,0m, tomando-se, para este caso, o modelo composto pelo piso e pelas colunas de aço com sua rigidez real. O modelo estrutural III é apresentado na Figura 5.1, com alturas das colunas $H=5,0m$. Como os modelos estruturais em estudo têm seus vãos (L_j) variados ao longo da análise, evidentemente os parâmetros associados às características dinâmicas destes pisos são modificados. Por conseguinte, os elementos referentes às funções de tempo representativas das ações dinâmicas também são variados, de modo que seja produzido o fenômeno físico

da ressonância em cada travessia do ser humano.

Para tanto, a resposta dinâmica dos modelos, em termos das acelerações de pico e rms, foram determinadas aplicando-se os modelos de carregamentos I, II, III e IV como excitações dinâmicas sobre os pisos, apresentados no capítulo 3 deste trabalho, equações [3.1] a [3.10]. A fim de se verificar quantitativa e qualitativamente os resultados obtidos, as acelerações críticas do modelo são comparadas com os valores admissíveis sob o ponto de vista do conforto humano. Deste modo, são tomadas como base algumas recomendações técnicas disponíveis sobre o assunto, ISO 2631- [19], [20] e AISC [21].

Ressalta-se que a taxa de amortecimento dos modelos foi mantida constante ($\xi=3\%$). Por outro lado, os parâmetros α e β utilizados na definição do amortecimento de Rayleigh [37], dependentes das frequências dos modelos, são modificados, como apresentado nas equações [4.3] e [4.4]. São considerados neste estudo os tempos de travessia para o ser humano de modo que este cruze todo o piso, com base em uma trajetória retilínea, geometricamente definida, como mostra a Figura 4.1. O intervalo de integração empregado na presente análise foi igual a 10^{-3} s ($\Delta t=0,001$ s).

Na seqüência, são apresentados na Tabela 5.19 e Tabela 5.20 todos os parâmetros utilizados na análise de vibração forçada, de acordo com a variação do vão dos pisos em estudo.

Tabela 5.19 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão

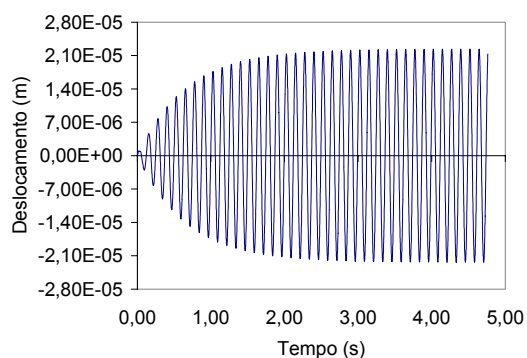
Lj	Frequência do passo	Harmônico	Período do passo	Distância do passo	Tempo de contato	Tempo final	α	β
(m)	(Hz)	i	(s)	(m)	(s)	(s)		
5,0	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	2,579	2,684856	0,000285
5,5	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	2,827	2,485988	0,000313
6,0	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	3,075	2,303604	0,000344
6,5	2,133	(4°)	0,4687	0,8608	0,10890	3,648	2,136368	0,000376
7,0	2,005	(4°)	0,4988	0,7541	0,13230	4,763	1,981457	0,000410
7,5	1,882	(4°)	0,5313	0,6910	0,15377	5,920	1,840450	0,000446
8,0	1,766	(4°)	0,5662	0,6330	0,17889	7,335	1,710625	0,000484
8,5	2,200	(3°)	0,4545	0,9233	0,09846	4,283	1,591370	0,000523
9,0	2,069	(3°)	0,4832	0,8075	0,11969	5,506	1,481822	0,000564
9,5	1,939	(3°)	0,5158	0,7195	0,14338	6,954	1,381323	0,000608
10,0	1,816	(3°)	0,5506	0,6580	0,16736	8,535	1,289166	0,000653

Tabela 5.20 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão

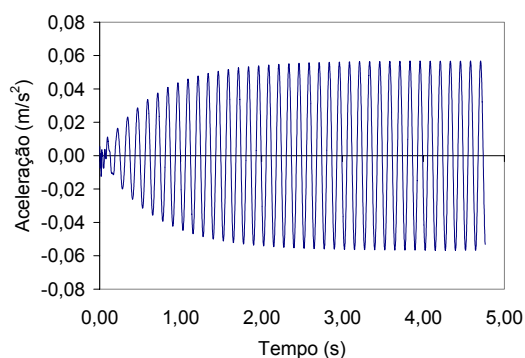
Lg	Frequência do passo	Harmônico	Período do passo	Distância do passo	Tempo de contato	Tempo final	α	β
(m)	(Hz)	i	(s)	(m)	(s)	(s)		
9,0	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	4,562	2,684856	0,000285
9,0	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	4,562	2,485988	0,000313
9,0	2,200	(4°)	0,4545	0,9166	0,09918	4,562	2,303604	0,000344
9,0	2,133	(4°)	0,4687	0,8608	0,10890	5,010	2,136368	0,000376
9,0	2,005	(4°)	0,4988	0,7541	0,13230	6,086	1,981457	0,000410
9,0	1,882	(4°)	0,5313	0,6910	0,15377	7,073	1,840450	0,000446
9,0	1,766	(4°)	0,5662	0,6330	0,17889	8,229	1,710625	0,000484
9,0	2,200	(3°)	0,4545	0,9233	0,09846	4,529	1,591370	0,000523
9,0	2,069	(3°)	0,4832	0,8075	0,11969	5,506	1,481822	0,000564
9,0	1,939	(3°)	0,5158	0,7195	0,14338	6,595	1,381323	0,000608
9,0	1,816	(3°)	0,5506	0,6580	0,16736	7,698	1,289166	0,000653

5.4.3.1. Funções de Tempo

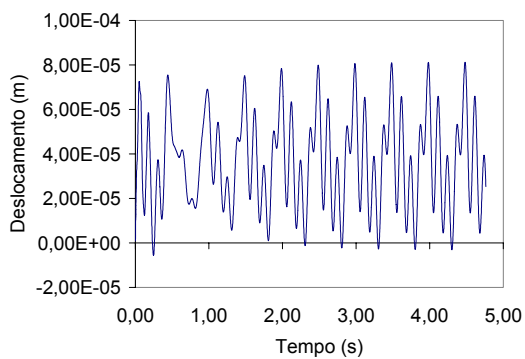
A partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, descritos no capítulo 3, segundo as equações [3.1] a [3.10], como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), mostrados na Figura 4.1, pode-se obter os sinais de força no tempo, que são apresentados na Figura 5.19 (a até I):



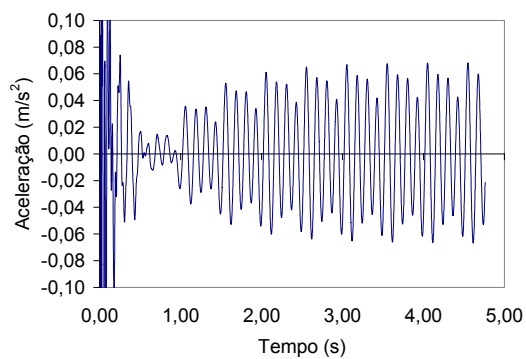
a) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento I



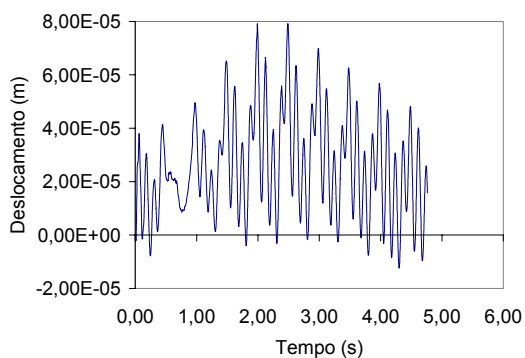
b) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento I



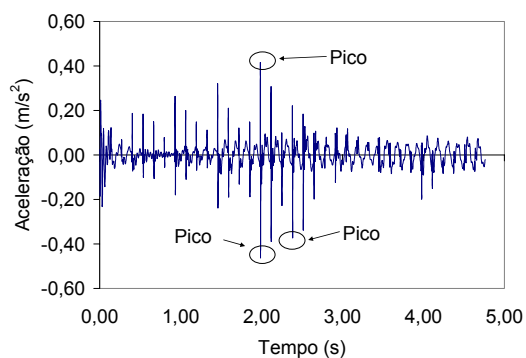
c) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento II



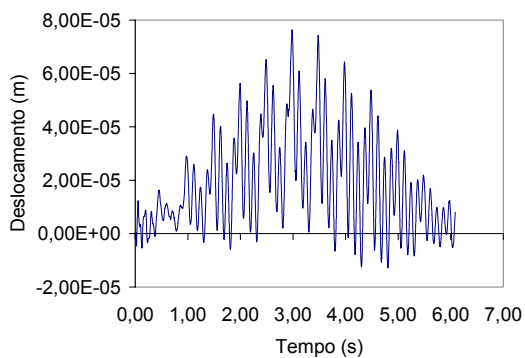
d) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento II



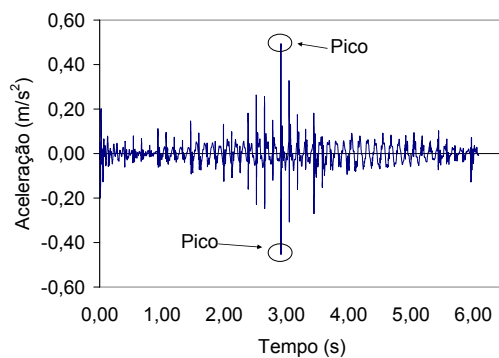
e) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento III segundo caminho 1



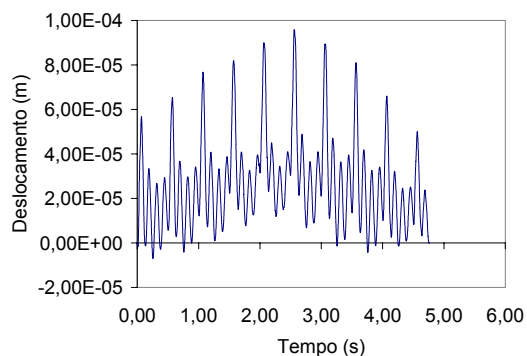
f) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento III segundo caminho 1



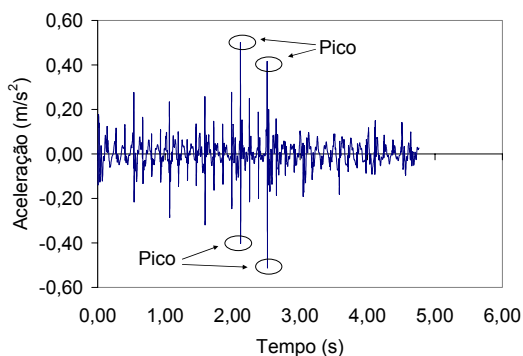
g) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento III segundo caminho 2



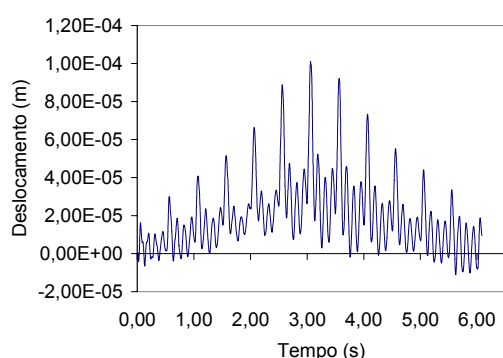
h) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento III segundo caminho 2



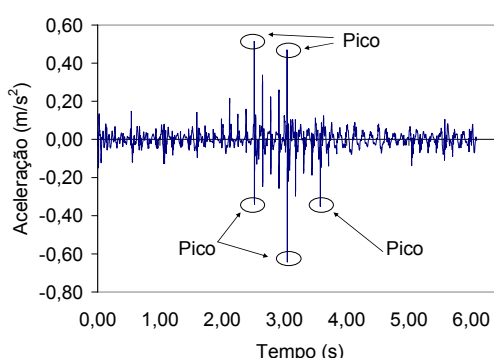
i) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento IV segundo caminho 1



j) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento IV segundo caminho 1



k) Deslocamento obtido pela aplicação do modelo de carregamento IV segundo caminho 2



l) Aceleração obtida pela aplicação do modelo de carregamento IV segundo caminho 2

Figura 5.19 – Gráficos dos deslocamentos e acelerações (Modelos de carregamento I, II, III e IV)

Nota-se pela Figura 5.19 (a até l), que a função de tempo obtida para o modelo de carregamento I demonstra que a resposta ressonante estrutural ao longo do tempo não tem seu valor amortecido. O mesmo não pode ser dito quando se trata do modelo de carregamento II, onde a resposta na sua fase inicial é representada por um pico transiente, mas ao longo do tempo as amplitudes vão decaindo de valor.

Para os modelos de carregamento III e IV, a interpretação gráfica dos sinais de força no tempo demonstra que os vários picos de aceleração, obtidos na resposta dinâmica estrutural, representam a variação espacial e temporal da carga que é aplicada em cada nó do elemento finito. Entretanto, no valor da resposta dinâmica dos pisos, em termos das acelerações, mostradas na Figura 5.19 (d, f, h, j e l), não são considerados os picos. O valor da aceleração de pico considerado na presente análise foi igual a $0,068\text{m/s}^2$ (Figura 5.19 d), $0,198\text{m/s}^2$ (Figura 5.19 f), $0,127\text{m/s}^2$ (Figura 5.19 h), $0,192\text{m/s}^2$ (Figura 5.19 j) e $0,231\text{m/s}^2$

(Figura 5.19 I). Ressalta-se que na medida em que o passo de tempo de integração, Δt , decresce, os valores de picos das acelerações (local da aplicação das cargas) aumentam. Entretanto a resposta, desconsiderando-os, permanece constante.

5.4.3.2. Aceleração de Pico

São apresentadas a seguir as acelerações de pico obtidas com base no emprego do procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21] e os valores das acelerações de pico dos modelos estruturais analisados, Tabela 5.21 a Tabela 5.23. De modo a se verificar quantitativa e qualitativamente os resultados obtidos, estas acelerações são comparadas com base no valor limite proposto pela norma “*International Organization for Standardization ISO 2631/2*” – *Continuos and Shock-Induced Vibration in Building (1 to 80Hz)* [20], a partir de ajustes recomendados pelo guia prático do AISC [21]. Para as acelerações obtidas pelos modelos de carregamento I e II, utiliza um fator redução de 0,5 para estruturas de piso, que leve em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada, e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal, conforme as recomendações do guia prático do AISC [21],

Tabela 5.21 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I e II)

Lj	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,022	0,011	0,032	0,016	0,033	0,050
5,5	0,029	0,014	0,037	0,019	0,038	
6,0	0,047	0,024	0,064	0,032	0,043	
6,5	0,060	0,030	0,072	0,036	0,048	
7,0	0,057	0,028	0,068	0,034	0,052	
7,5	0,054	0,027	0,065	0,032	0,057	
8,0	0,051	0,025	0,061	0,031	0,062	
8,5	0,095	0,048	0,106	0,053	0,066	
9,0	0,091	0,046	0,102	0,051	0,070	
9,5	0,086	0,043	0,097	0,048	0,073	
10,0	0,082	0,041	0,092	0,046	0,078	

Tabela 5.22 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento III)

Lj	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,150	0,131	0,033	0,050
5,5	0,191	0,125	0,038	
6,0	0,164	0,140	0,043	
6,5	0,159	0,165	0,048	
7,0	0,198	0,127	0,052	
7,5	0,167	0,107	0,057	
8,0	0,113	0,108	0,062	
8,5	0,188	0,151	0,066	
9,0	0,155	0,117	0,070	
9,5	0,146	0,109	0,073	
10,0	0,115	0,100	0,078	

Tabela 5.23 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento IV)

Lj	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,202	0,120	0,033	0,050
5,5	0,223	0,128	0,038	
6,0	0,157	0,113	0,043	
6,5	0,197	0,143	0,048	
7,0	0,192	0,231	0,052	
7,5	0,158	0,106	0,057	
8,0	0,148	0,113	0,062	
8,5	0,205	0,157	0,066	
9,0	0,182	0,167	0,070	
9,5	0,156	0,128	0,073	
10,0	0,156	0,123	0,078	

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo das análises, Tabela 5.21 à Tabela 5.23, pode-se concluir que:

a) Nota-se a partir do modelo de carregamento II, que considera a atuação de vários harmônicos em conjunto, que os valores das acelerações de pico obtidas são maiores do

que o emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico (ressonante). Conclui-se, portanto, que o número de harmônicos influencia a resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

b) O limite de norma (0,50%g) [20] e [21], é aqui apresentado de forma a assegurar valores de aceçerações de pico admissíveis ao conforto dos usuários. Considerando modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de 0,048 (0,49%g), associado ao piso com vão de 8,5m ($L_j=8,5m$). Para o mesmo modelo de piso ($L_j=8,5m$), quando o modelo de carregamento II é considerado, este valor é da ordem de 0,053 (0,54%g), ou seja, ambos estão absolutamente no limite da norma [20] e [21]. Considerando o emprego dos modelos de carregamento que representam a variação espacial da carga, ressalta-se que, para o modelo de carregamento III, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,198 (2,01%g), associado ao piso com vão de 7,0m ($L_j=7,0m$). Por outro lado, quando o modelo de carregamento IV é considerado, tal valor é da ordem de 0.231 (2,35%g), referente ao mesmo modelo de piso ($L_j=7,0m$). Percebe-se que estes valores estão acima do limite da norma (0,50%g) [20] e [21].

c) Considerando um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31], os valores das acelerações de pico obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Todavia, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta.

A seguir são apresentados na Figura 5.20 à Figura 5.23, os gráficos construídos com base nos valores das acelerações de pico apresentados na Tabela 5.21 à Tabela 5.23.

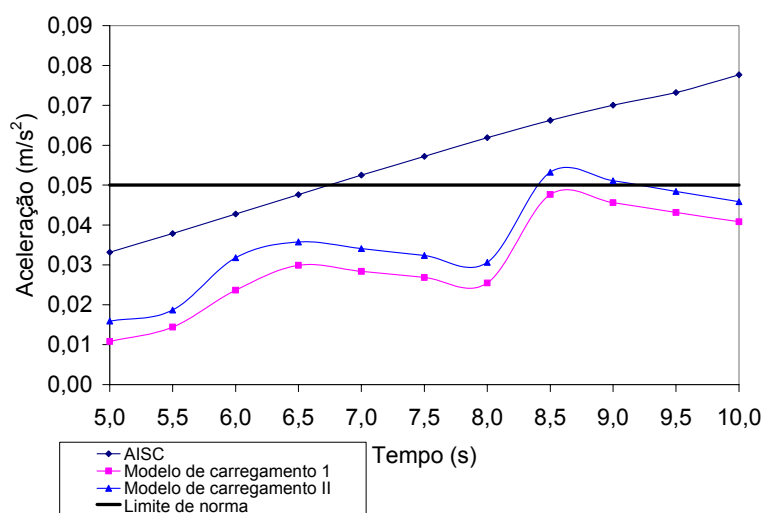


Figura 5.20 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento I e II)

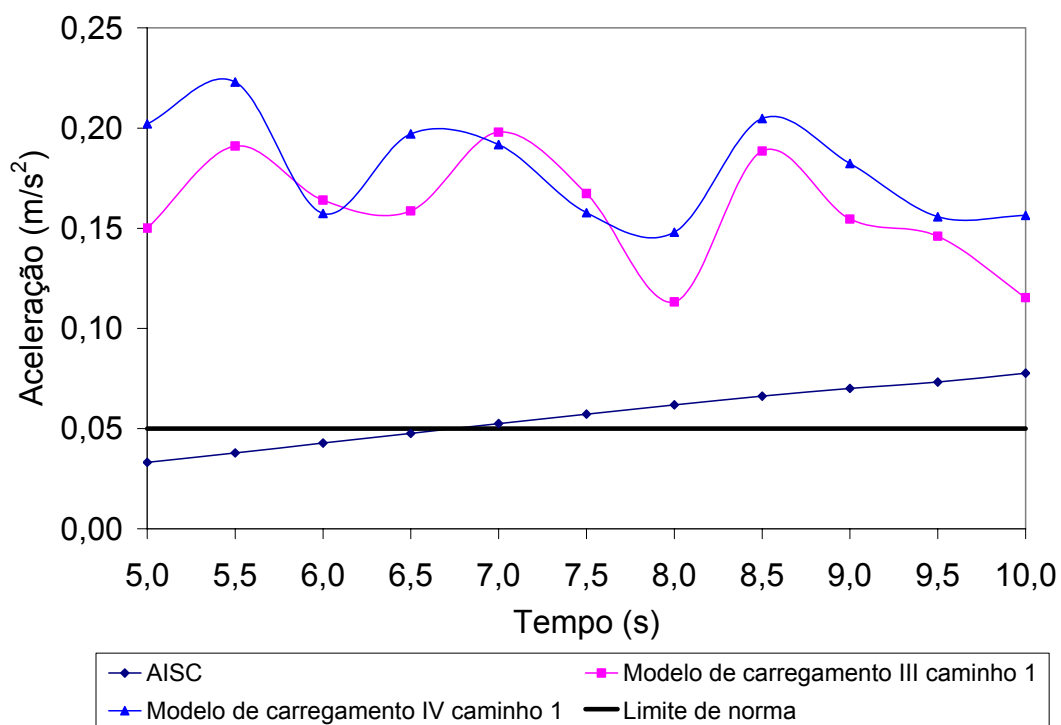


Figura 5.21 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III e IV)

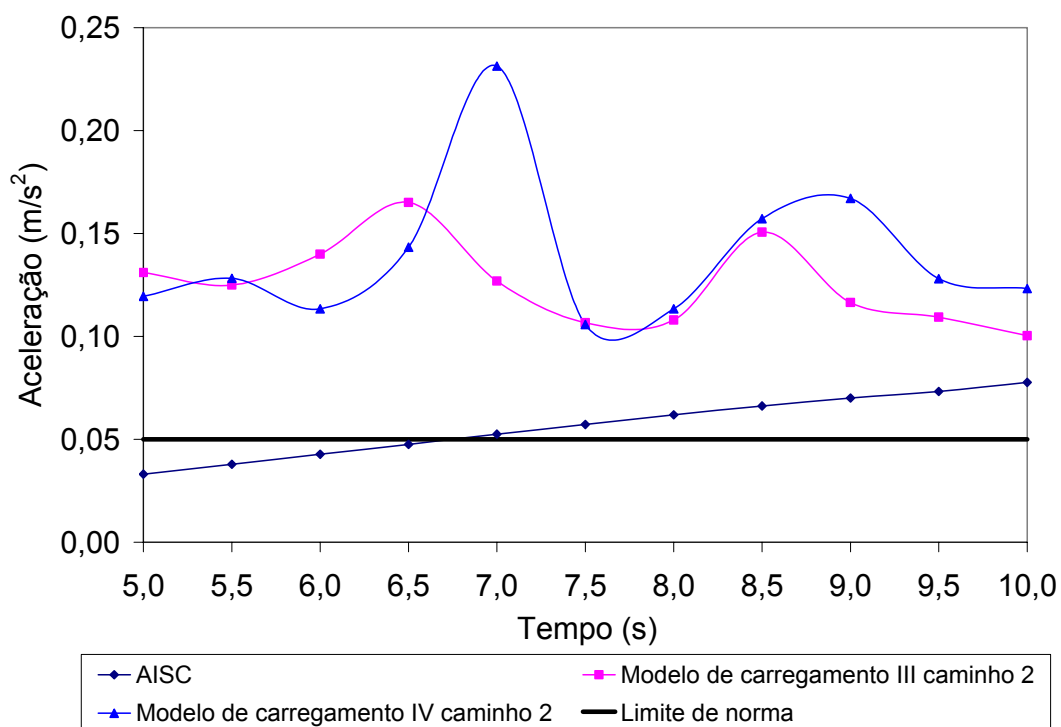


Figura 5.22 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III e IV)

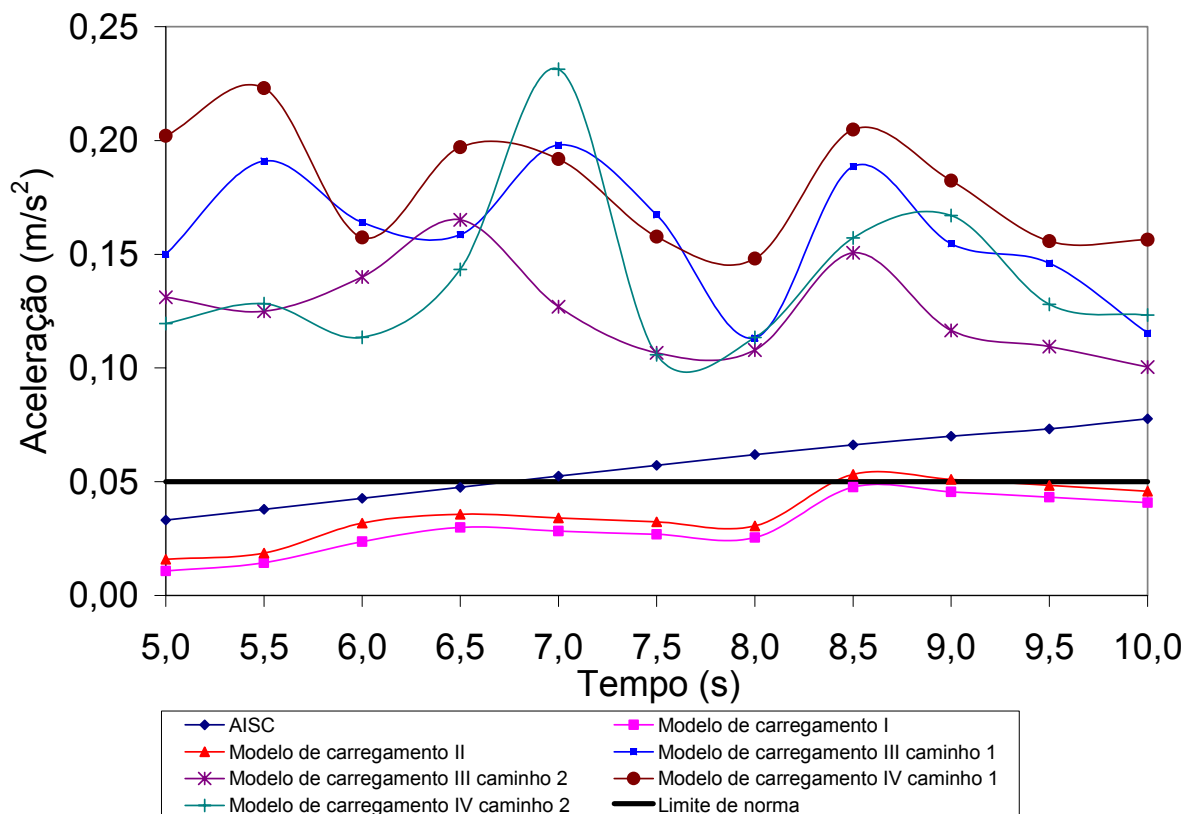


Figura 5.23 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento I, II, III e IV)

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo deste estudo, Figura 5.20 à Figura 5.23, pode-se concluir que:

a) De forma geral, os valores das acelerações de pico obtidas para os pisos, mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [20] e [21]. Por outro lado, deve-se ressaltar que para os modelos estruturais com vão de 8,5m ($L_j=8,5m$) e 9,0m ($L_j=9,0m$), o limite de norma [20] e [21] é ultrapassado somente no que tange ao modelo de carregamento II.

b) Nota-se que o limite da norma [20] e [21], é ultrapassado quando se trata de acelerações de pico geradas a partir de carregamento, que representam a variação espacial e temporal da carga dinâmica nos pisos. Isto deve ser levado em consideração no que tange aos critérios de conforto humano, pois a carga móvel denota uma percepção mais realística do carregamento do ser humano gerado durante a caminhada.

c) Percebe-se que o guia prático de projeto do AISC [21] apresenta-se um tanto quanto conservador, na medida em que o vão dos modelos é aumentado, quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a partir do uso dos modelos de carregamento I e II. Entretanto, em relação aos modelos de carregamento que consideram a variação espacial e temporal da carga, bem como a inclusão de vários harmônicos componentes da excitação dinâmica induzida pelo ser humano, o procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21] fornece valores muito abaixo dos modelos de carregamento em questão, demonstrando que o procedimento não está trabalhando a favor da segurança para os modelos de carregamento móveis idealizados nesta dissertação.

d) Observa-se, ainda, que a curva representativa dos valores das acelerações calculadas via AISC [21] apresenta um comportamento linear, ou seja, à medida que o vão dos pisos é aumentado as acelerações de pico também aumentam de valor.

e) Considerando os modelos de carregamento desenvolvidos nesta dissertação, observa-se que o aumento do vão das vigas secundárias não necessariamente implica que a aceleração de pico obtidas para os pisos aumente de valor. Isto se deve ao fato de que existe uma interação entre a excitação e as características dinâmicas dos modelos estruturais analisados.

5.4.3.3. Aceleração em RMS (*Root Mean Square*)

Segundo a metodologia de análise proposta, os valores das acelerações obtidas em rms (*root mean square*) são comparados com base no valor limite proposto pela norma “*International Organization for Standardization*” ISO 2631/2 – *Continuos and Shock-Induced Vibration in Building (1 to 80Hz)* [20]. Estes valores são apresentados na Tabela 5.24 à Tabela 5.26 a seguir, onde encontram-se também os valores das acelerações de pico obtidas com base no emprego do procedimento simplificado recomendado pelo American *Institute of Steel Construction (AISC)* [21]. Segundo este guia de projeto [21], as acelerações obtidas para os modelos de carregamento I e II devem ser multiplicadas por um fator de redução “R” de 0,5 para estruturas de piso, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal.

Convém pontuar que o procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21], não fornece informações acerca dos valores em rms (*root mean square*) para as acelerações, considera somente os valores de pico para as acelerações. Entretanto, como forma de

contribuir para que se tenha uma idéia dos valores de pico fornecidos pelo AISC [21] e aqueles obtidos via rms (*root mean square*), os valores das acelerações em rms (*root mean square*) são também apresentados na tabela 5.24 à Tabela 5.26, em conjunto com o limite fornecido pela norma [20] e, também, com os valores das acelerações de pico do AISC [21].

Tabela 5.24 – Acelerações em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento I e II)

Lj	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,010	0,005	0,013	0,007	0,033	0,020
5,5	0,015	0,007	0,016	0,008	0,038	
6,0	0,030	0,015	0,033	0,017	0,043	
6,5	0,037	0,018	0,038	0,019	0,048	
7,0	0,036	0,018	0,037	0,019	0,052	
7,5	0,034	0,017	0,036	0,018	0,057	
8,0	0,033	0,017	0,034	0,017	0,062	
8,5	0,058	0,029	0,060	0,030	0,066	
9,0	0,057	0,028	0,059	0,029	0,070	
9,5	0,055	0,027	0,056	0,028	0,073	
10,0	0,053	0,026	0,054	0,027	0,078	

Tabela 5.25 – Acelerações em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento III)

Lj	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,057	0,039	0,033	0,020
5,5	0,054	0,036	0,038	
6,0	0,053	0,040	0,043	
6,5	0,052	0,045	0,048	
7,0	0,048	0,040	0,052	
7,5	0,046	0,036	0,057	
8,0	0,040	0,036	0,062	
8,5	0,060	0,054	0,066	
9,0	0,057	0,053	0,070	
9,5	0,052	0,050	0,073	
10,0	0,049	0,047	0,078	

Tabela 5.26 – Acelerações em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento IV)

Lj	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
5,0	0,062	0,044	0,033	0,020
5,5	0,060	0,039	0,038	
6,0	0,056	0,042	0,043	
6,5	0,055	0,045	0,048	
7,0	0,053	0,044	0,052	
7,5	0,047	0,038	0,057	
8,0	0,040	0,034	0,062	
8,5	0,070	0,062	0,066	
9,0	0,064	0,060	0,070	
9,5	0,060	0,058	0,073	
10,0	0,055	0,055	0,078	

Com referência aos valores das acelerações rms (*root mean square*) encontrados ao longo das análises, Tabela 5.24 à Tabela 5.26, pode-se concluir que:

a) No que tange ao modelo estrutural III, H=5,0m, Figura 5.1, os valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico (ressonante), modelo de carregamento I, são bastante semelhantes àqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, com a atuação de vários harmônicos em conjunto. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influenciou muito pouco a resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

b) Analizando os dados da tabela 5.24 à Tabela 5.26, observa-se que, para o modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,029 (0,29%g), associado ao piso com vão de 8,5m (Lj=8,5m). Este valor é da ordem de 0,030 (0,30%g), referente ao mesmo modelo de piso (Lj= 8,5m), quando o modelo de carregamento II é considerado. Tal fato demonstra que os valores obtidos a partir de cargas estaticamente aplicadas geram aceleração em rms acima do limite da norma (0,20%g) [20]. Este mesmo resultado é observado nos modelo de carregamento III, cujo valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,060 (0,61%g), associado ao piso com vão de 8,5m (Lj=8,5m). Para este mesmo piso (Lj=8,5m), a aceleração máxima obtida mediante o emprego do modelo de carregamento IV tem um valor da ordem de 0,070 (0,71%g).

c) Acelerações em rms (*root mean square*) obtidas a partir do emprego modelo de carregamento III têm valores semelhantes aos obtidos quando se considera o modelo de carregamento IV como ação dinâmica sobre os pisos. O fator de majoração do impacto do calcanhar, da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31], permite concluir que o efeito transiente provocado pelo impacto do calcanhar-solo teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos para os casos estudados nesta dissertação.

d) A partir das análises comentadas nesta seção, de forma geral podemos concluir que o número de harmônicos não influencia a composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano. Porém, os valores de aceleração em rms (*root mean square*) mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV gera valores de aceleração muito superiores aos modelos de carregamento I e II, concluindo-se que os modelos de carregamento que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura.

A seguir são apresentados na Figura 5.24 à Figura 5.27 os gráficos construídos com base nos valores das acelerações em rms (*root mean square*) apresentados na Tabela 5.24 à Tabela 5.26, obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), descritos no capítulo 3 pelas equações [3.1] a [3.10], segundo a variação do vão das vigas secundárias, mostrados na Figura 4.1.

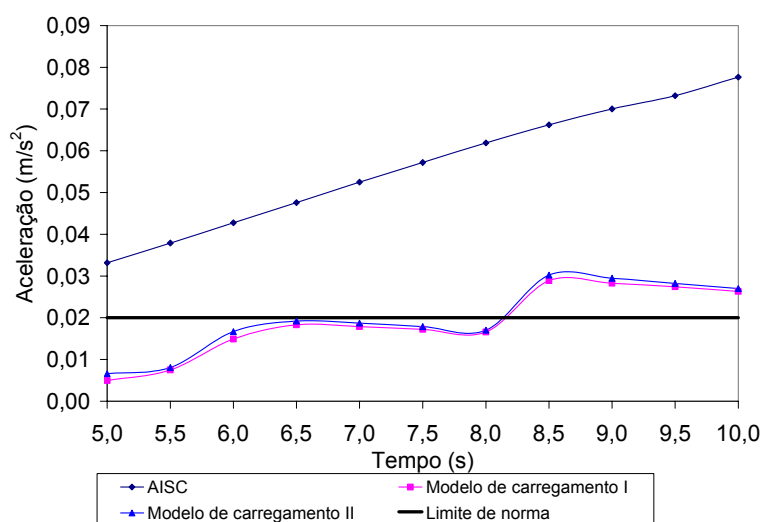


Figura 5.24 – Aceleração em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento I e II)

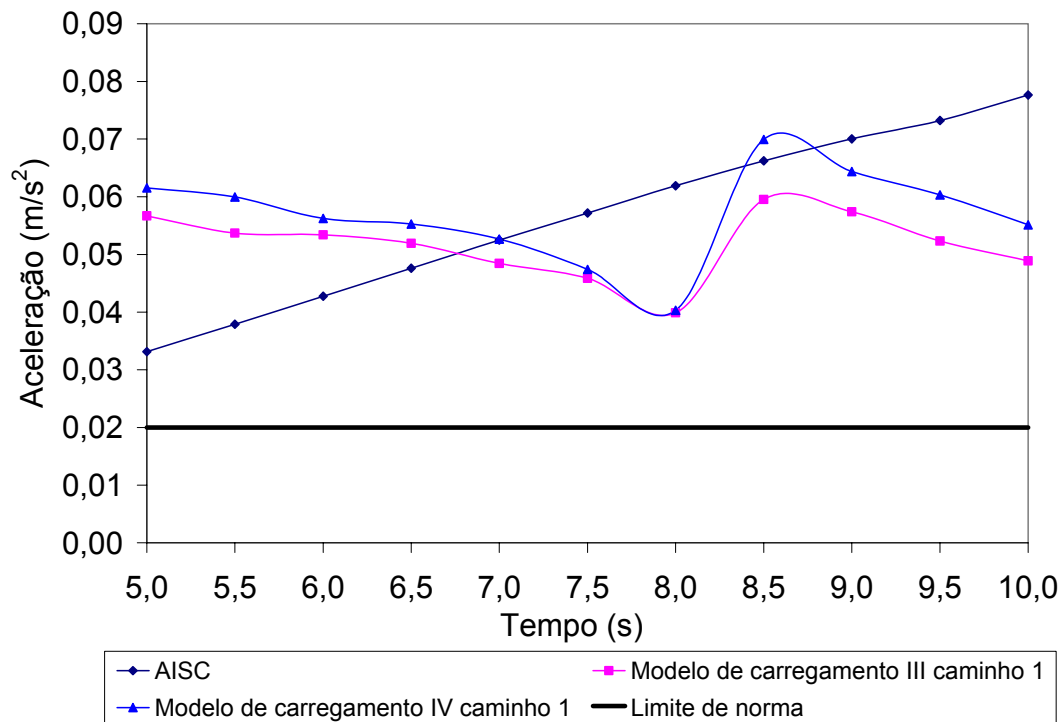


Figura 5.25 – Aceleração em rms – root mean square (Modelo de carregamento III e IV)

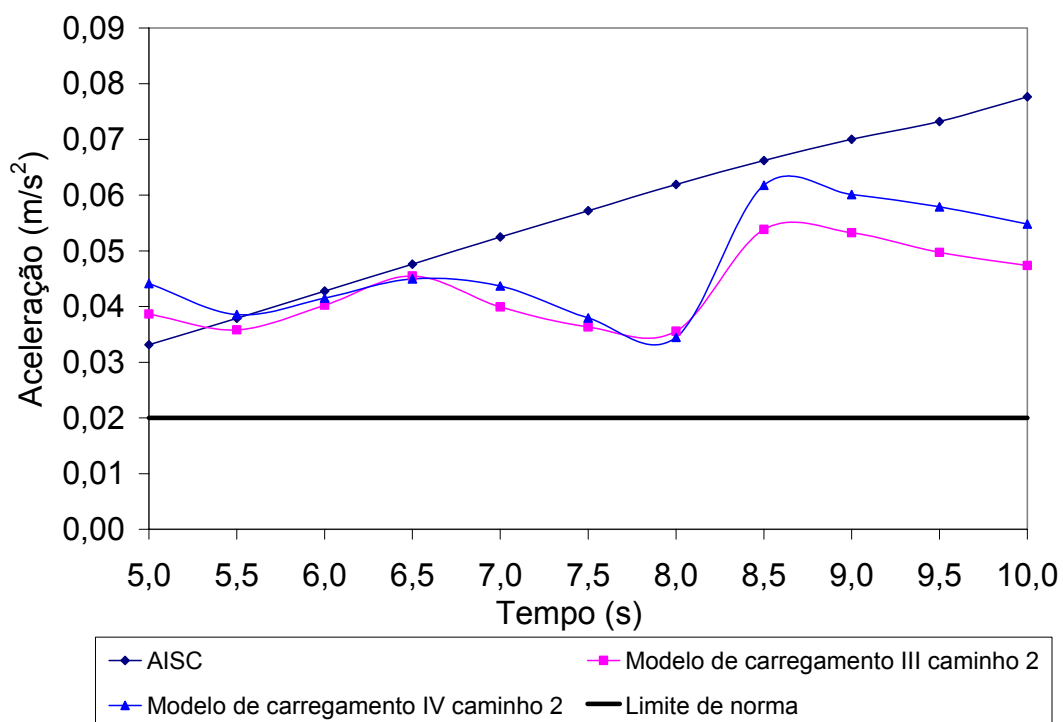


Figura 5.26 – Aceleração em rms – root mean square (Modelo de carregamento III e IV)

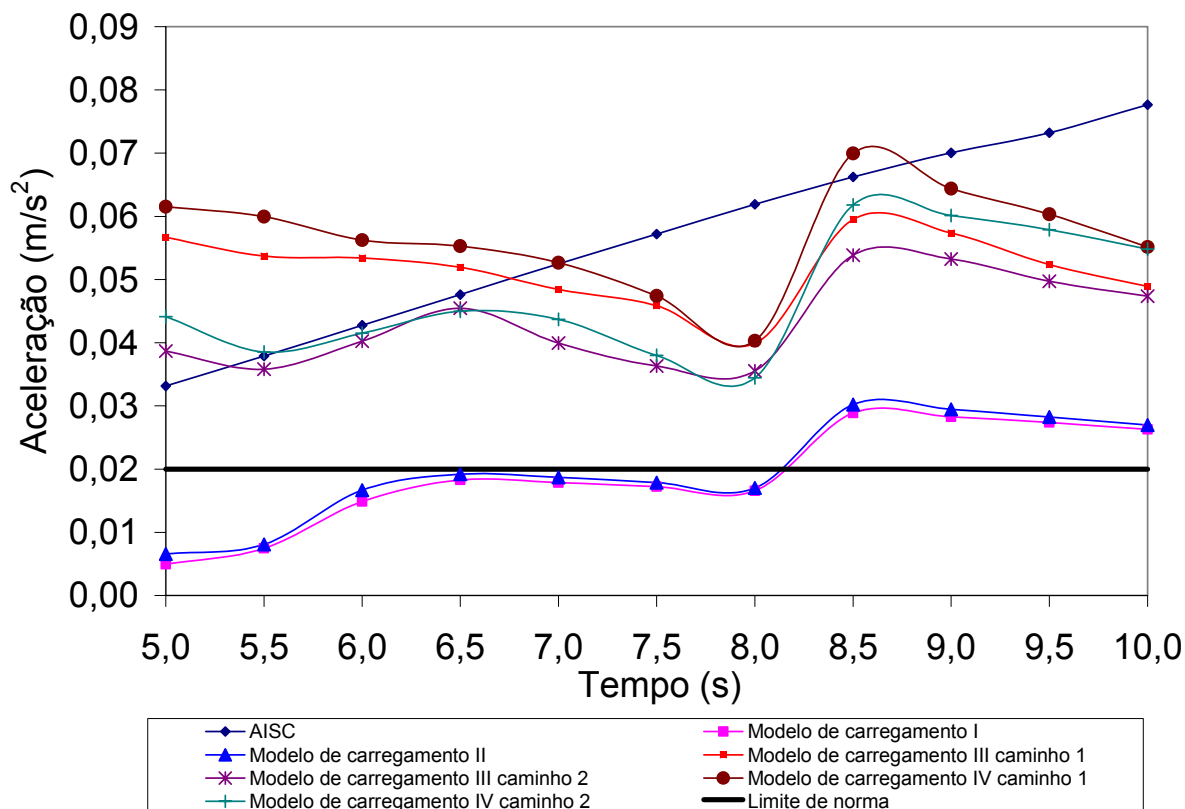


Figura 5.27 – Aceleração em rms – *root mean square* (Modelos de carregamento I, II, III e IV)

No que concerne aos valores das acelerações em rms (*root mean square*) encontrados ao longo deste estudo, Figura 5.24 à Figura 5.27, pode-se concluir que:

a) Em se tratando de acelerações em rms (*root mean square*) obtidas para os pisos mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II, os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [20], para pisos com vãos acima de 8,20m ($L_j=8,20m$), são excedidos.

b) Pela aplicação dos modelos de carregamento III e IV, como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais estudados nesta dissertação, percebe-se claramente que as acelerações rms (*root mean square*) geradas nos pisos são bastante superiores ao valor limite da norma [20].

c) As acelerações rms (*root mean square*) dos pisos mistos, calculadas a partir das expressões simplificadas do AISC [21], são sempre maiores do que as calculadas com base do uso dos modelos de carregamento I e II. Conclui-se então que o guia prático em questão [21] apresenta-se bastante conservador, à medida que o vão dos modelos é aumentado,

quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a partir de cargas estaticamente aplicadas.

d) Fazendo uma comparação de valores das acelerações rms (*root mean square*) calculadas pelo procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21] e as acelerações obtidas mediante o uso dos modelos de carregamento III e IV como ação dinâmica, percebe-se que, para alguns pisos, o AISC [21] apresenta valores a favor da segurança e para outros, valores contra a segurança daqueles encontrados com base na consideração da variação espacial e temporal da carga, e, bem como, na inclusão de vários harmônicos componentes da excitação dinâmica induzida pelo ser humano.

e) Na medida em que o vão dos pisos é aumentado, as acelerações aumentam de valor. Este comportamento pode ser observado para a curva representativa dos valores das acelerações calculadas pelo guia prático do AISC [21]. Entretanto, o mesmo não acontece quando estamos lidando com as acelerações obtidas a partir dos modelos de carregamento aqui desenvolvidos (modelos de carregamento I, II, III e IV), pois considera-se uma iteração entre a excitação e as características dinâmicas dos modelos estruturais analisados. Assim, o aumento do vão não necessariamente implica que a aceleração rms (*root mean square*) dos pisos aumenta de valor.

6. Análises Paramétricas

6.1. Introdução

Nesta seção, são realizadas as análises paramétricas no intuito de avaliar o comportamento dinâmico de um único modelo computacional, segundo a variação de seus parâmetros estruturais, como amortecimento, espessura da laje e rigidez da ligação viga-coluna. O modelo computacional em estudo possui as mesmas condições de contorno e geometria correspondente ao modelo estrutural III apresentado na Figura 5.1. Considera-se as colunas (CS 300 x 62) com altura $H = 5,0\text{m}$; o vão das vigas principais (VS 550 x 64) e secundárias (VS 450 x 51) é mantido constante no comprimento de 9m e 7m, respectivamente e o espaçamento entre as vigas secundárias tem o valor de 3,0m. Os materiais empregados têm as mesmas características dos já apresentados no item 4.2 desta dissertação.

Segundo a metodologia de análise proposta, são realizadas análises de vibração livre, análises harmônicas e análises de vibração forçada com base no emprego do programa ANSYS [18]. A partir dessas análises pode-se obter a resposta dinâmica dos pisos com base na análise das frequências naturais, modos de vibração, velocidades, deslocamentos e acelerações.

Para a obtenção dos deslocamentos, velocidades e acelerações máximas dos sistemas, os quatro modelos de carregamento são aplicados como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), mostrados na Figura 4.1, conforme descritos no capítulo 3, segundo as equações [3.1] [3.10].

Em seguida, a fim de se verificar quantitativa e qualitativamente os resultados obtidos, segundo a metodologia de análise proposta, as acelerações críticas do modelo são comparadas com os valores admissíveis sob o ponto de vista do conforto humano. Deste modo, são tomadas como base algumas recomendações técnicas disponíveis sobre o assunto, ISO 2631- [19],[20] e AISC [21].

6.2. Variação do Amortecimento

6.2.1. Considerações Gerais

Dando seqüência ao estudo, nesta seção as análises se concentram na avaliação do comportamento dinâmico do modelo estrutural III, Figura 5.1, segundo a variação da sua taxa de amortecimento estrutural. A variação da taxa de amortecimento estrutural compreende valores de $\xi=1\%$, 3% , 5% e 10% . Para o modelo computacional em estudo, considera-se para as colunas (CS 300 x 62) uma altura $H= 5,0\text{m}$, o vão das vigas principais (VS 550 x 64) e secundárias (VS 450 x 51) constante no comprimento de 9m e 7m, respectivamente, e o espaçamento entre as vigas secundárias no valor de 3,0m. Os materiais empregados têm as mesmas características dos já apresentados no item 4.2 desta dissertação.

Para uma melhor compreensão do leitor, uma taxa de amortecimento de $\xi=1\%$ representa um piso com poucos componentes não estruturais (forros, divisórias, etc.). A taxa de $\xi=3\%$, podemos dizer que representa pisos com alguns componentes não estruturais, porém sem mobília. A taxa de amortecimento $\xi=5\%$ representa pisos com divisórias e mobílias e a taxa de $\xi=10\%$ representa um número idealizado para esse estudo. São realizadas também análises de vibração livre, estática, harmônicas e de vibração forçada.

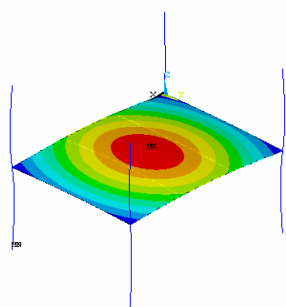
6.2.2. Análise de Autovalores e Autovetores

Nesta seção, a análise de vibração livre tem o intuito de obter as freqüências naturais e os modos de vibração do modelo estrutural III em estudo, Figura 5.1, segundo a variação da taxa de amortecimento estrutural ($\xi=1\%$, 3% , 5% e 10%). Como as alterações são realizadas na taxa de amortecimento, as freqüências naturais e os modos de vibração para o modelo estrutural em questão em nada variam, sendo os valores das freqüências naturais correspondentes até o décimo modo de vibração apresentados na Tabela 6.1.

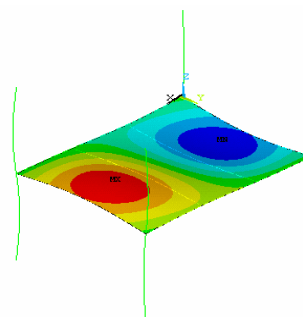
Tabela 6.1 – Faixa de freqüências dos modos de vibração para o modelo estrutural III, $H=5,0\text{m}$

L_j	f_{01}	f_{02}	f_{03}	f_{04}	f_{05}	f_{06}	f_{07}	f_{08}	f_{09}	f_{10}
(m)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
7,0	8,019	15,256	15,684	19,920	28,836	31,219	32,958	33,700	34,265	35,499

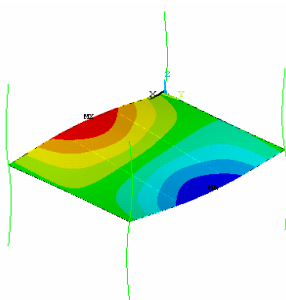
Na seqüência, ilustram-se na Figura 6.1 (a até f) somente as seis primeiras formas modais e suas respectivas freqüências referente ao modelo estrutural III, Figura 5.1, que considera as colunas com altura de 5,0m e o painel do piso com dimensões de 9,0m x 7,0m.



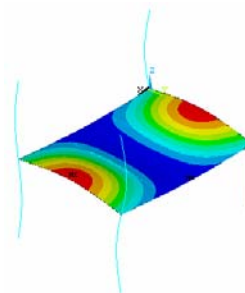
a) Modo de vibração referente à primeira freqüência natural: $f_{01}=8,0185\text{Hz}$



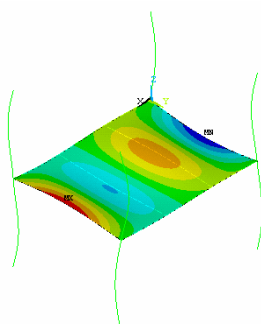
b) Modo de vibração referente à segunda freqüência natural: $f_{02}=15,256\text{Hz}$



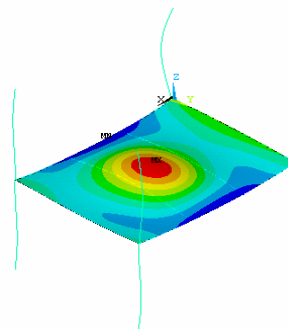
c) Modo de vibração referente à terceira freqüência natural: $f_{03}=15,684\text{Hz}$



d) Modo de vibração referente à quarta freqüência natural: $f_{04}=19,920\text{Hz}$



e) Modo de vibração referente à quinta freqüência natural: $f_{05}=28,836\text{Hz}$



f) Modo de vibração referente à sexta freqüência natural: $f_{06}=31,219\text{Hz}$

Figura 6.1 – Modos de vibração referente ao modelo estrutural III, H=5,0m

Com referência aos modos de vibração e suas respectivas freqüências naturais, Figura 6.1 (a até f), obtidos a partir das análises sob vibração livre, pode-se dizer que as alterações das taxa de amortecimento estrutural em nada variaram suas formas e freqüências. O primeiro e o segundo modo de vibração mantêm-se como o modo de flexão, e o terceiro, como o modo de torção.

6.2.3. Análise Harmônica

Nesta seção, a análise harmônica é realizada com o objetivo de se avaliar os modos de vibração que mais contribuem para a resposta dinâmica estrutural. Esta análise contempla a aplicação de um carregamento concentrado de 700N [21] que varia senoidalmente com o tempo no cruzamento do caminho 1 com o caminho 2, como pode ser visto na Figura 4.1, correspondente ao peso de uma pessoa igual a 700N [21]. Considera-se uma taxa de amortecimento modal igual a 3% ($\xi=3\%$), de acordo com as recomendações do AISC [21] e varia-se o valor da freqüência de excitação numa faixa de 0 a 65 Hz.

Na seqüência, são apresentados na Figura 6.2 os espectros de resposta associados ao modelo em estudo. Esses espectros apresentam o FAD (fator de amplificação dinâmico) na ordenada dos gráficos e na abscissa deste o parâmetro de freqüência β . O FAD é definido pela relação entre o deslocamento dinâmico máximo e o deslocamento estático máximo ($FAD = v_D / v_E$). Já o parâmetro de freqüência β considerado como sendo definido pela relação entre a freqüência fundamental dos pisos e a freqüência da excitação, associada aos seres humanos ($\beta = f_{01}/f$).

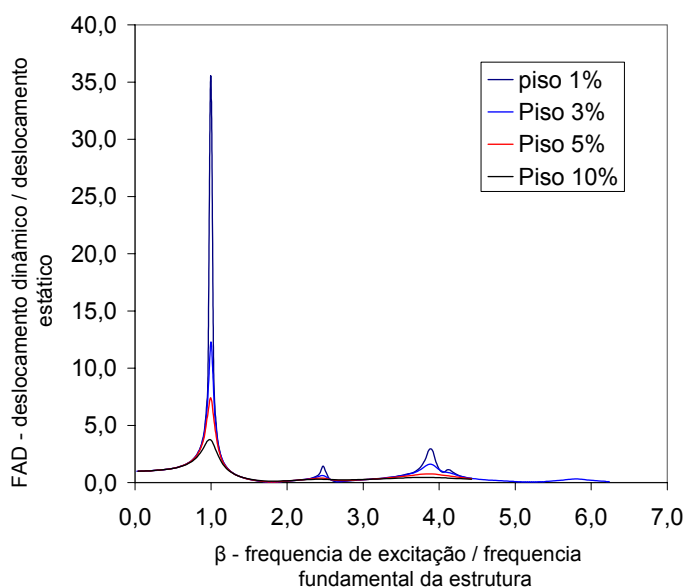


Figura 6.2 – Gráfico do FAD em função da razão entre as freqüências

Observa-se no gráfico apresentado na Figura 6.2, que quando a frequência fundamental dos pisos coincide com a frequência de excitação, ou seja, quando β tende à unidade (valor unitário, $\beta=1$), o nível das amplificações é bastante elevado, denotando que a influência do 1º modo de vibração na resposta desses modelos é marcante. Percebe-se, ainda, que existem outros picos nos gráficos, Figura 6.2, associados aos modos de vibração mais elevados e, por conseguinte, à pequena participação na resposta dinâmica do modelo em estudo nesta seção.

O FAD obtidos para as diferentes taxas de amortecimento ($\xi=1\%$, 3% , 5% e 10%) diminuem na medida em que estas taxas são aumentadas.

Apresenta-se na Tabela 6.2 os valores dos deslocamentos estáticos e dinâmicos obtidos em função da variação da taxa de amortecimento estrutural. Os deslocamentos estáticos são obtidos a partir da aplicação de um carregamento concentrado de 700N [21] no cruzamento do caminho 1 com o caminho 2, como pode ser visto na Figura 4.1, correspondente ao peso de uma pessoa de 700N [21].

Tabela 6.2 – FAD – (fator de amplificação dinâmico)

ξ	Deslocamento dinâmico (v_D)	Deslocamento estático (v_E)	FAD = v_D / v_E
(%)	(m)	(m)	
1	1,30E-03	3,66E-05	35,53
3	4,50E-04	3,66E-05	12,28
5	2,71E-04	3,66E-05	7,41
10	1,37E-04	3,66E-05	3,73

O FAD que demonstra a magnitude do deslocamento dinâmico em relação ao deslocamento estático é apresentado, permitindo transparecer o quão maior é esta magnitude. Observe que os valores do deslocamento estático permanecem inalterados segundo a variação do amortecimento, mas o mesmo não se pode dizer dos valores do deslocamento dinâmico. Entretanto, nota-se que com a variação da taxa de amortecimento, a influencia na resposta dinâmica estrutural variou muito, pois para todos os modelos a magnitude do FAD encontra-se na faixa de 3 a 36 vezes maior que o deslocamento estático.

6.2.4. Análise de Vibração Forçada

Pretende-se agora verificar a adequabilidade do sistema estrutural em estudo submetido a excitações dinâmicas associadas ao caminhar de pessoas sobre painéis de

pisos, segundo a variação do amortecimento estrutural, no que tange ao desconforto relacionado a vibrações.

O primeiro passo concentra-se na obtenção dos deslocamentos e acelerações máximas dos sistemas. Para isto, os quatro modelos de carregamento descritos no capítulo 3, conforme as equações [3.1] a [3.10], são aplicados como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), mostrados na Figura 4.1, segundo a variação da taxa de amortecimento estrutural ($\xi = 1\%$, 3% , 5% e 10%).

A literatura técnica disponível sobre o assunto, ISO 2631-2 [20] e Murray et alii [21], especifica uma série de valores limites para as acelerações no que tange ao conforto humano. Esses valores são expressos, de forma geral, em função da aceleração da gravidade ($g=9.81\text{m/s}^2$), em termos percentuais (%g).

O intervalo de integração empregado na presente análise é igual a 10^{-3}s ($\Delta t=0,001\text{s}$). Este intervalo de integração das equações de movimento representa convenientemente as características dinâmicas dos modelos e a definição das excitações dinâmicas [36]

São considerados neste estudo os tempos de travessia para o ser humano de modo que este cruze todo o piso, com base em uma trajetória retilínea, geometricamente definida, como mostra a Figura 4.1. Como as modificações foram realizadas no amortecimento estrutural, as frequências naturais e os modos de vibração permanecem com seus valores inalterados. Por conseguinte, os elementos referentes às funções de tempo representativas das ações dinâmicas permanecem com seus valores inalterados. Deste modo, os parâmetros utilizados são ainda os mesmos apresentados no item 6.4.1.2 que podem ser vistos na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo a variação do vão

Trajectoria	Frequência do passo	Harmônico	Período do passo	Distância do passo	Tempo de contato	Tempo final
	(Hz)	I	(s)	(m)	(s)	(s)
Caminho 1	2,005	(4°)	0,4988	0,7541	0,13230	4,763
Caminho 2	2,005	(4°)	0,4988	0,7541	0,13230	6,086

Os parâmetros α e β , representados pelas equações [4.3] e [4.4], utilizados na definição do amortecimento de Rayleigh [37], são dependentes da frequência do modelo estrutural e da taxa de amortecimento que teve seus valores variados ($\xi=1\%$, 3% , 5% e

10%). Com a variação na taxa de amortecimento, novos valores são obtidos para α e β . Estes podem ser vistos na Tabela 6.4:

Tabela 6.4 – Parâmetros α e β

ξ (%)	α	β
1	0,660486	0,000137
3	1,981457	0,000410
5	3,302428	0,000684
10	6,604855	0,001368

6.2.4.1. Aceleração de Pico

Na Tabela 6.5 à Tabela 6.7 são apresentados os valores das acelerações de pico do modelo estrutural analisado, assim como as acelerações obtidas com base no emprego do procedimento simplificado recomendado pelo *American Institute of Steel Construction* (AISC) [21] que são comparadas com base no valor limite proposto pela norma “*International Organization for Standardization ISO 2631/2*” – *Continuous and Shock-Induced Vibration in Building (1 to 80Hz)* [20], a partir de ajustes recomendados pelo guia prático do AISC [21]. Os valores das acelerações obtidas a partir dos modelos de carregamento I e II são multiplicados por um fator redução de 0,5 para estruturas de piso, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal, conforme as recomendações do guia prático do AISC [21].

Tabela 6.5 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento I e II)

ξ	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(%)	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²)
1	0,153	0,077	0,153	0,076	0,157	0,050
3	0,057	0,028	0,068	0,034	0,052	
5	0,034	0,017	0,046	0,023	0,032	
10	0,017	0,009	0,030	0,015	0,016	

Tabela 6.6 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento III)

ξ	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(%)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
1	0,353	0,266	0,157	0,050
3	0,198	0,127	0,052	
5	0,135	0,084	0,032	
10	0,075	0,055	0,016	

Tabela 6.7 – Aceleração de pico (Modelo de carregamento IV)

ξ	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(%)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
1	0,314	0,291	0,157	0,050
3	0,192	0,139	0,052	
5	0,167	0,103	0,032	
10	0,136	0,071	0,016	

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo das análises, Tabela 6.5 à Tabela 6.7, pode-se concluir que:

a) A partir da aplicação do modelo de carregamento II como excitação dinâmica sobre os painéis de pisos, que considera a atuação de vários harmônicos em conjunto, nota-se que os valores das acelerações de pico obtidas são da mesma ordem de grandeza que as obtidas quando do emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico (ressonante). Conclui-se, portanto, que o número de harmônicos influencia muito pouco a resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

b) O limite de norma (0,50%g) [21] é aqui apresentado de forma a assegurar valores de acelerações de pico admissíveis ao conforto dos usuários. Considerando-se o modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,077 (0,78%g), associado ao piso com taxa de amortecimento de 1% ($\xi=1\%$). Já o referente ao mesmo modelo de piso ($\xi=1\%$), quando o modelo de carregamento II é considerado, o valor é da ordem de 0,076 (0,77%g), ou seja, ambos estão acima do limite da norma [20] e [21].

Empregando os modelos de carregamento com variação espacial da carga, ressalta-se que, para o modelo de carregamento III, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de 0,353 (3,59%g), referente ao piso com taxa de amortecimento de 1% ($\xi=1\%$). Por outro lado, tal valor é da ordem de 0,314 (3,20%g), quando se trata do mesmo modelo de piso ($\xi=1\%$), porém considerando o modelo de carregamento IV. Esses valores estão muito acima do limite da norma (0,50%g) [20] e [21].

c) Levando-se em conta um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31], os valores das acelerações de pico obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento III são bastante similares, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Contudo, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta.

d) Os resultados encontrados até o presente momento, referentes aos modelos analisados nesta dissertação, indicam que o número de harmônicos influencia muito pouco a composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano. Um outro fato de extrema relevância diz respeito à definição espacial e temporal da função de carregamento. Os valores de aceleração de pico mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV gera valores de aceleração muito superiores aos modelos de carregamento I e II. Portanto, pode-se concluir que os modelos que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura.

A seguir é apresentado na Figura 6.3 o gráfico construído com base nos valores das acelerações de pico apresentados na Tabela 6.5 à Tabela 6.7, obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, descritos no capítulo 3 pelas equações [3.1] a [3.10], como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), segundo a variação da taxa de amortecimento, mostrados na Figura 4.1.

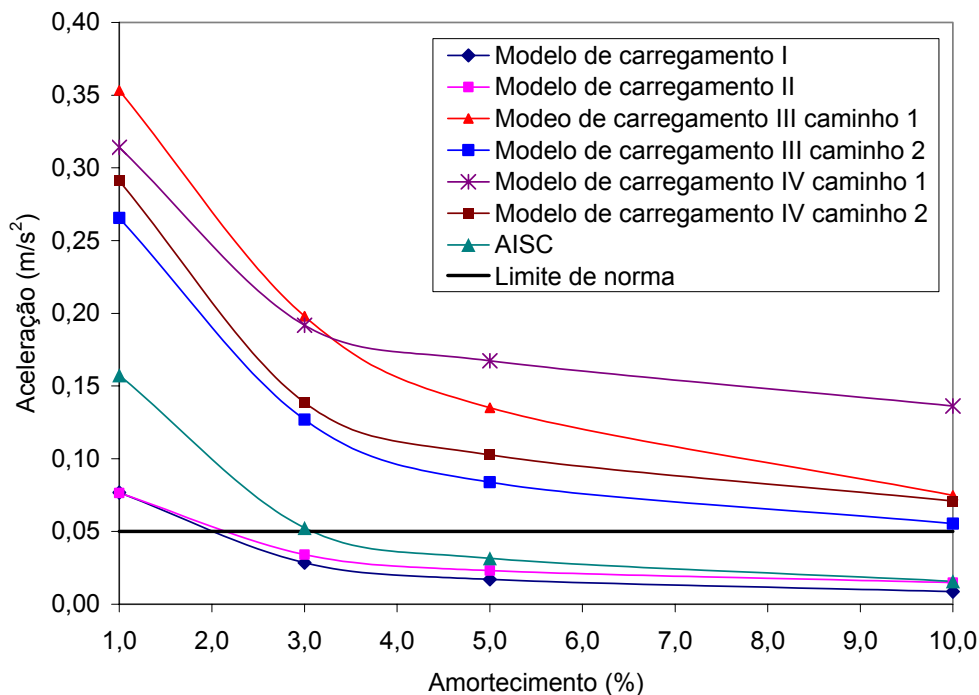


Figura 6.3 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I, II, III, IV)

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo deste estudo, Figura 6.3, pode-se concluir que:

a) Nota-se que os valores das acelerações de pico obtidas para o piso, a partir da utilização dos modelos de carregamento I e II, não excede o limite tolerável referente ao conforto humano definido pela norma [20] e [21]. Por outro lado, deve-se ressaltar que para o modelo estrutural com taxa de amortecimento de 1% ($\xi=1\%$), o limite de norma [20] e [21] é ultrapassado.

b) Com referência ao limite da norma [20] e [21], este é excedido quando se trata de acelerações de pico geradas a partir de carregamento que representam a variação espacial e temporal da carga dinâmica nos pisos. Isto deve ser levado em consideração, no que tange aos critérios de conforto humano, pois a carga móvel denota uma percepção mais realística do carregamento do ser humano gerado durante a caminhada.

c) Percebe-se que o guia prático de projeto do AISC [21] apresenta-se um tanto quanto conservador, na medida em que a taxa de amortecimento é reduzida quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a partir do uso dos modelos de carregamento I e II. Já em relação aos modelos de carregamento que consideram a variação espacial e temporal da carga e a inclusão de vários harmônicos componentes da

excitação dinâmica induzida pelo ser humano, o procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21] fornece valores muito abaixo dos modelos de carregamento em questão.

d) Observa-se, ainda, que a curva representativa dos valores das acelerações calculadas via AISC [21] apresenta um comportamento linear, significando com isto que, a medida que a taxa de amortecimento aumenta, as acelerações de pico diminuem.

e) À medida que a taxa de amortecimento aumenta, as acelerações de pico diminuem nos modelos de carregamento desenvolvidos nesta dissertação.

f) Verifica-se, portanto, que, quando as acelerações de pico são obtidas via AISC [21], este guia prático é conservador em comparação às acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, que não consideram a variação espacial e temporal da carga. Por outro lado, o termo “conservador” deve ser entendido com muita cautela por parte dos projetistas de estruturas, pois quando o modelo de carregamento dinâmico inclui a variação espacial e temporal da carga, bem como vários harmônicos para a definição da força, a situação é bastante crítica, pois o AISC [21] fornece valores para as acelerações, inclusive contra a segurança para o piso misto estudado neste trabalho.

6.2.4.2. Acelerações em RMS (*Root Mean Square*)

Nesta seção, os valores das acelerações obtidas em rms (*root mean square*) são comparados com base no valor limite proposto pela norma “*International Organization for Standardization*” ISO 2631/2 – *Continuous and Shock-Induced Vibration in Building* (1 to 80Hz) [20]. Estes valores são apresentados na Tabela 6.8 à Tabela 6.10 a seguir, onde encontram-se também os valores das acelerações de pico obtidas com base no emprego do procedimento simplificado recomendado pelo *American Institute of Steel Construction* (AISC) [21]. Segundo este guia de projeto [21], as acelerações obtidas para os modelos de carregamento I e II devem ser multiplicadas por um fator de redução “R” de 0,5 para estruturas de piso, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal.

É conveniente ressaltar que o procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21] não fornece informações acerca dos valores das acelerações em rms (*root mean square*). No entanto, este considera somente os valores das acelerações de pico. Entretanto, como forma de contribuir para que se tenha uma idéia dos valores de pico

fornecidos pelo AISC [21] e aqueles obtidos via rms (*root mean square*), os valores das acelerações em rms (*root mean square*) são também apresentados nas Tabela 6.8 à Tabela 6.10, em conjunto com o limite fornecido pela norma [20] e, também, com os valores das acelerações de pico do AISC [21].

Tabela 6.8 – Aceleração em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento I e II)

ξ	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(%)	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²)
1	0,080	0,040	0,074	0,037	0,157	0,020
3	0,036	0,018	0,037	0,019	0,052	
5	0,023	0,011	0,025	0,013	0,032	
10	0,012	0,006	0,015	0,007	0,016	

Tabela 6.9 – Aceleração em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento III)

ξ	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(%)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
1	0,084	0,079	0,157	0,020
3	0,048	0,040	0,052	
5	0,037	0,029	0,032	
10	0,026	0,020	0,016	

Tabela 6.10 – Aceleração em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento IV)

ξ	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(%)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
1	0,096	0,083	0,157	0,020
3	0,053	0,044	0,052	
5	0,040	0,033	0,032	
10	0,029	0,024	0,016	

Com referência aos valores das acelerações rms (*root mean square*) encontrados ao longo das análises, tabela 6.8 à Tabela 6.10, pode-se concluir que:

a) No que tange ao modelo estrutural III com H=5,0m, em estudo, Figura 5.1, os valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico (ressonante), modelo de carregamento I, são bastante semelhantes àqueles encontrados quando o modelo de

carregamento II é utilizado, com a atuação de vários harmônicos em conjunto. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influenciou muito pouco a resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

b) Analisando os dados da Tabela 6.8 à Tabela 6.10, observa-se que, para o modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de 0,040 (0,41%g), associado ao piso com taxa de amortecimento de 1% ($\xi=1\%$). Já este valor é da ordem de 0,037 (0,38%g) referente aos mesmos modelo de piso ($\xi=1\%$), quando o modelo de carregamento II é considerado. Tal fato demonstra que os valores obtidos a partir de cargas estaticamente aplicadas geram aceleração em rms (root mean square) acima do limite da norma (0,20%g) [20]. Este mesmo resultado é observado para os modelo de carregamento III, cujo valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,084 (0,85%g), associado ao piso com taxa de amortecimento de 1% ($\xi=1\%$) e para o modelo de carregamento IV, cujo valor é da ordem de 0,096 (0,97%g), referente ao mesmo modelo de piso ($\xi=1\%$).

c) As acelerações em rms (*root meam square*) obtidas a partir do modelo de carregamento III têm valores semelhantes aos obtidos, quando se considera o modelo de carregamento IV como ação dinâmica sobre os pisos. Como o fator de majoração do impacto do calcanhar é da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31], é possível dizer que o efeito transiente provocado por este impacto do calcanhar-solo teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos, para os casos estudados nesta dissertação.

d) A partir das análises comentadas nesta seção, de forma geral podemos concluir que, em relação aos modelos analisados neste dissertação, o número de harmônicos não influencia a composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano. Porém, os valores de aceleração em rms (*root mean square*) mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV gera valores de aceleração muito superiores aos modelos de carregamento I e II, concluindo-se que modelos de carregamento que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura.

A seguir é apresentado na Figura 6.4 o gráfico construído com base nos valores das acelerações em rms (*root meam square*) apresentados na Tabela 6.8 à Tabela 6.10, obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, descritos no capítulo 3 pelas equações [3.1] a [3.10], como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos

mistos (aço-concreto), segundo a variação da taxa de amortecimento, mostrados na Figura 4.1.

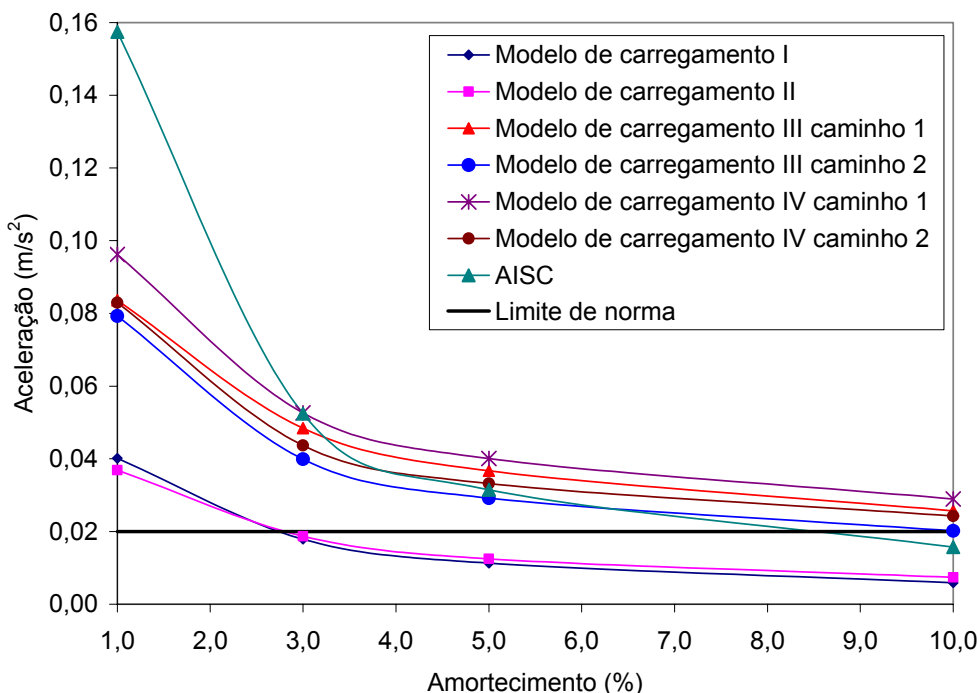


Figura 6.4 – Acelerações em rms (*root mean square*) - Modelos de carregamento I, II, III e IV

Com referência aos valores das acelerações em rms (*root mean square*) encontrados ao longo deste estudo, Figura 6.4, pode-se concluir que:

a) Em se tratando dos valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidas para os pisos, mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais desta dissertação, estes não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [20]. Por outro lado, deve-se ressaltar que, para modelos com taxa de amortecimento de 1% ($\xi=1\%$), o limite de norma [20] é ultrapassado.

b) Pela aplicação do modelos de carregamento III e IV como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais estudados nesta dissertação, percebe-se claramente que as acelerações rms (*root mean square*) geradas nos pisos são bastante superiores ao valor limite da norma [20].

c) As acelerações de pico dos pisos mistos, calculadas a partir das expressões simplificadas do AISC [21], são sempre maiores do que as calculadas com base do uso dos modelos de carregamento I e II. Conclui-se então que o guia prático em questão [21],

apresenta-se bastante conservador, na medida em que a taxa de amortecimento é reduzida, quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a partir de cargas estaticamente aplicadas.

d) Fazendo uma comparação de valores das acelerações rms (*root mean square*) calculadas pelo procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21] e as acelerações obtidas mediante o uso dos modelos de carregamento III e IV como ação dinâmica, percebe-se, para alguns pisos, que o AISC [21] apresenta valores a favor da segurança e para outros, valores contra a segurança daqueles encontrados com base na consideração da variação espacial e temporal da carga, bem como na inclusão de vários harmônicos componentes da excitação dinâmica induzida pelo ser humano.

e) Na medida em que a taxa de amortecimento diminui, as acelerações crescem de valor. Este comportamento pode ser observado para a curva representativa dos valores das acelerações calculadas pelo guia prático do AISC [21] e quando se considera as acelerações obtidas a partir dos modelos de carregamento desenvolvidos nesta dissertação (modelos de carregamento I, II, III e IV).

f) Conclui-se que, quando as acelerações são obtidas via AISC [21], este guia prático é conservador em comparação as acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, que não consideram a variação espacial e temporal da carga. Por outro lado, este termo “conservador” deve ser analisado com muita cautela por parte dos projetistas de estruturas, pois quando o modelo de carregamento dinâmico inclui a variação espacial e temporal da carga, bem como vários harmônicos para a definição da força, a situação é bastante crítica, pois o AISC [21] fornece valores para as acelerações, inclusive, contra a segurança para alguns pisos mistos estudados neste trabalho.

6.3. Variação da Espessura da Laje

6.3.1. Introdução

As análises realizadas nesta seção têm o intuito de avaliar o comportamento dinâmico do modelo estrutural III, apresentado na Figura 5.1, segundo a variação da espessura da laje. O modelo computacional em estudo, conforme mencionado anteriormente, considera as colunas (CS 300 x 62) com altura $H = 5,0\text{m}$, o vão das vigas principais (VS 550 x 64) e secundárias (VS 450 x 51) no comprimento de 9m e 7m,

respectivamente e o espaçamento entre as vigas secundárias constante no valor de 3,0m. Entretanto, para esta análise a espessura da laje é definida com alturas $h = 0,05\text{m}$, $0,10\text{m}$, $0,15\text{m}$ e $0,20\text{m}$. São realizadas também análise de vibração livre, análise estática, análise harmônica e análises de vibração forçada.

6.3.2. Análise de Autovalores e Autovetores

Com alterações realizadas nas espessuras da laje do modelo estrutural, obtêm-se novos valores de freqüências naturais e modos de vibração. Na Tabela 6.11, apresenta-se os valores das freqüências naturais correspondentes até o décimo modo de vibração do modelo computacional em estudo.

Tabela 6.11 – Freqüências dos modos de vibração segundo a variação da espessura (h) da laje

h	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₇	f ₀₈	f ₀₉	f ₁₀
(cm)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
5,0	10,332	14,737	15,836	17,770	21,711	21,900	22,999	26,926	27,707	28,372
10,0	8,938	15,702	17,059	19,368	27,347	29,032	32,767	33,133	33,953	34,823
15,0	8,019	15,256	15,684	19,920	28,836	31,219	32,958	33,700	34,265	35,499
20,0	7,584	15,030	15,329	20,251	30,595	32,349	33,041	33,963	34,520	35,701

Na seqüência, a Figura 6.5 apresenta a variação das freqüências naturais obtidas para o modelo estrutural em estudo, segundo a variação da espessura da laje.

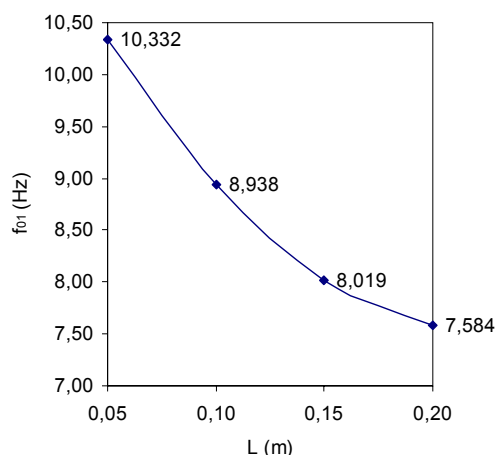
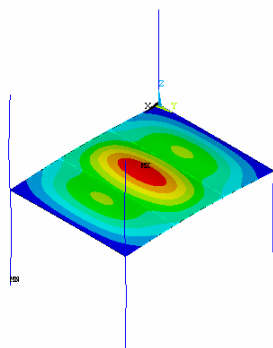


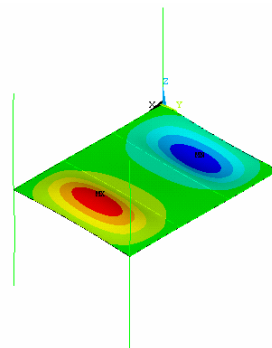
Figura 6.5 – Freqüência natural em função da variação da espessura (h) da laje

Nota-se que, com o aumento da espessura da laje, os valores das freqüências naturais tornam - se mais baixos deixando o piso mais vulnerável a efeito de vibração. Conclui-se então que, com o aumento da massa, a freqüência fundamental da estrutura diminui.

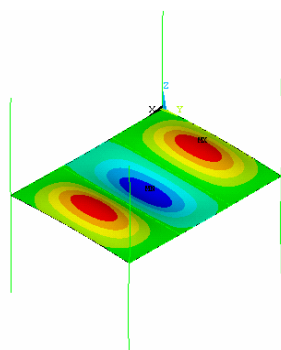
Apresentam-se na Figura 6.6 a Figura 6.9, a seguir, as formas modais e suas respectivas freqüências fundamentais até o sexto modo de vibração, em função da variação da espessura da laje.



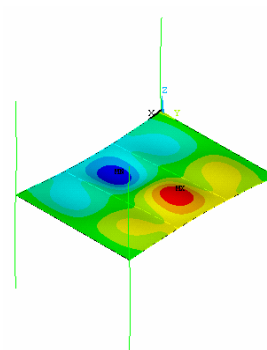
a) Modo de vibração referente à primeira freqüência natural: $f_{01}=10,332\text{Hz}$. $h=0,05\text{m}$



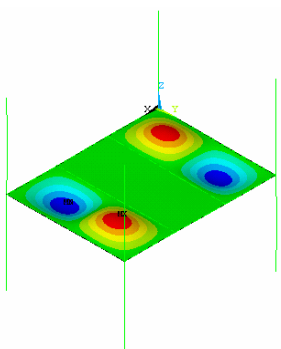
b) Modo de vibração referente à segunda freqüência natural: $f_{02}=14,737\text{Hz}$. $h=0,05\text{m}$



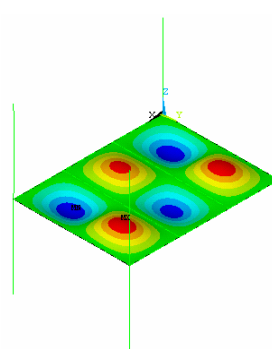
c) Modo de vibração referente à terceira freqüência natural: $f_{03}=15,836\text{Hz}$. $h=0,05\text{m}$



d) Modo de vibração referente à quarta freqüência natural: $f_{04}=17,770\text{Hz}$. $h=0,05\text{m}$

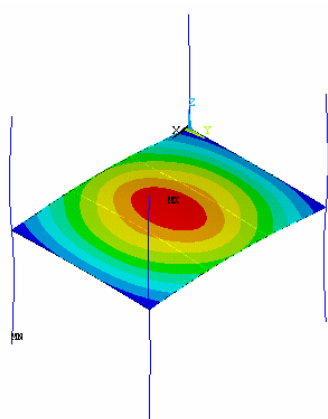


e) Modo de vibração referente à quinta freqüência natural: $f_{05}=21,711\text{Hz}$. $h=0,05\text{m}$

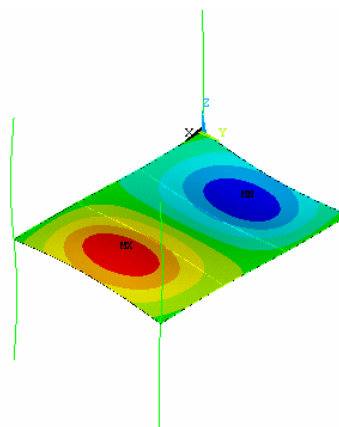


f) Modo de vibração referente à sexta freqüência natural: $f_{06}=21,900\text{Hz}$. $h=0,05\text{m}$

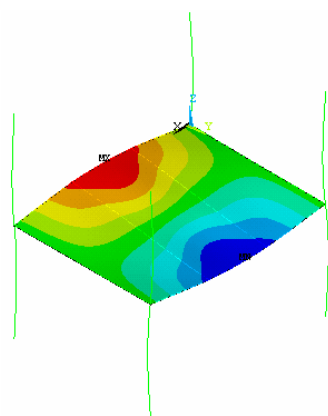
Figura 6.6 – Modos de vibração do piso com espessura de 0,05m



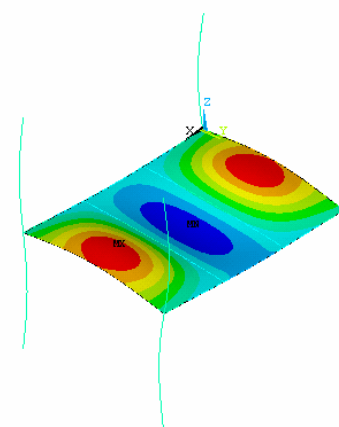
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}=8,938\text{Hz}$. $h=0,10\text{m}$



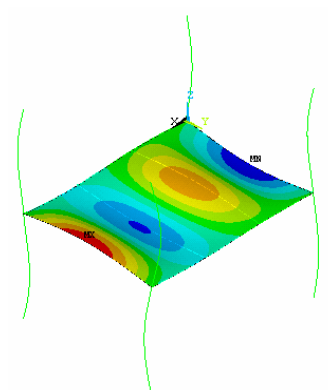
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}=15,702\text{Hz}$. $h=0,10\text{m}$



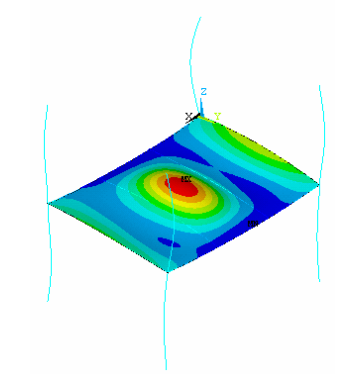
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}=17,059\text{Hz}$. $h=0,10\text{m}$



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}=19,368\text{Hz}$. $h=0,10\text{m}$

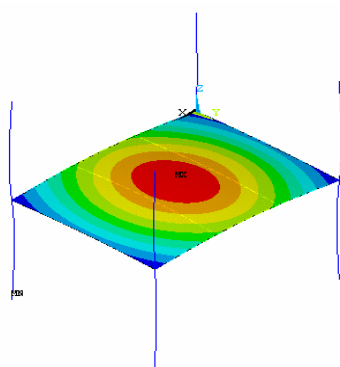


e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}=27,347\text{Hz}$. $h=0,10\text{m}$

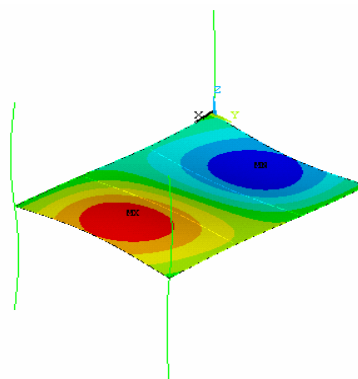


f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}=29,032\text{Hz}$. $h=0,10\text{m}$

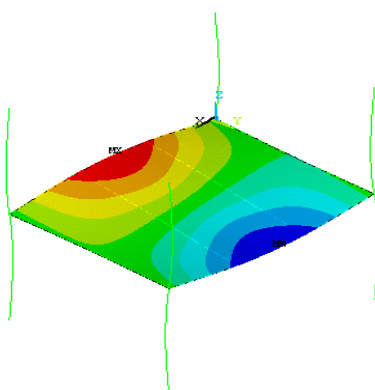
Figura 6.7 – Modos de vibração do piso com espessura de 0,10m



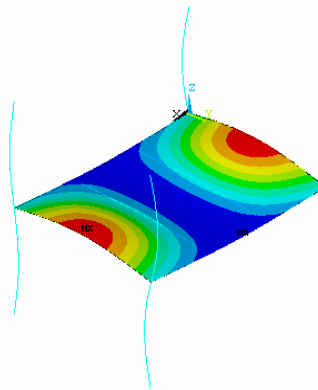
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}=8,0185\text{Hz}$. $h=0,15\text{m}$



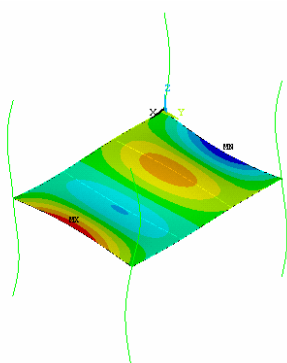
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}=15,256\text{Hz}$. $h=0,15\text{m}$



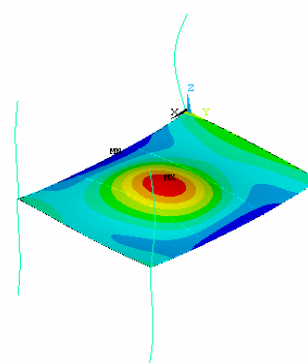
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}=15,684\text{Hz}$. $h=0,15\text{m}$



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}=19,920\text{Hz}$. $h=0,15\text{m}$

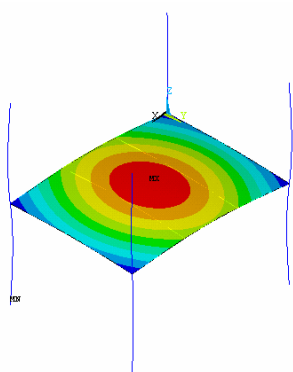


e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}=28,836\text{Hz}$. $h=0,15\text{m}$



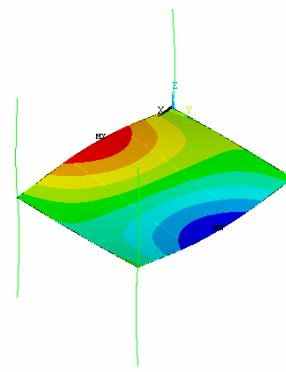
f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}=31,219\text{Hz}$. $h=0,15\text{m}$

Figura 6.8 – Modos de vibração do piso com espessura de 0,15m



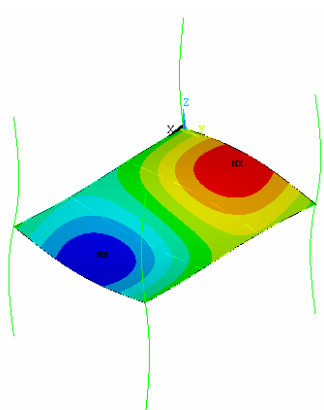
a) Figura 01 - Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}=7,584\text{Hz}$.

$h=0,20\text{m}$



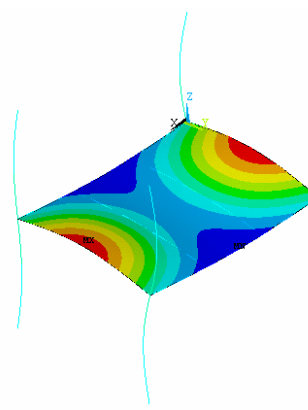
b) Figura 02 - Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}=15,030\text{Hz}$.

$h=0,20\text{m}$



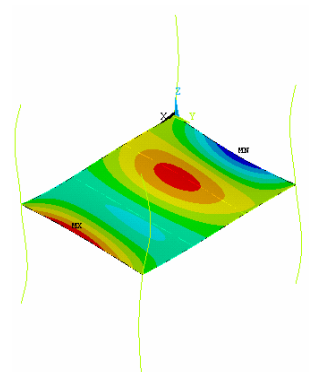
c) Figura 03 - Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}=15,329\text{Hz}$.

$h=0,20\text{m}$



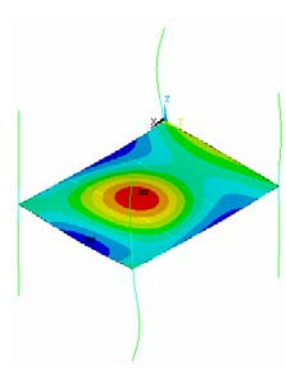
d) Figura 04 - Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}=20,251\text{Hz}$.

$h=0,20\text{m}$



e) Figura 05 - Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}=30,595\text{Hz}$.

$h=0,20\text{m}$



f) Figura 06 - Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}=32,349\text{Hz}$.

$h=0,20\text{m}$

Figura 6.9 – Modos de vibração do piso com espessura de 0,20m

Com referência aos modos de vibração e suas respectivas freqüências naturais, Figura 6.6 à Figura 6.9, obtidos a partir de análises sob vibração livre, nota-se que as alterações ocorridas na espessura (h) da laje definem o primeiro modo como sendo o de flexão. Considerando-se o segundo modo de vibração, à medida que aumentamos a espessura da laje, o modo de torção começa a comandar.

6.3.3. Análise Harmônica

Nesta seção, a análise harmônica é realizada com o objetivo de se avaliar os modos de vibração que mais contribuem para a resposta dinâmica estrutural. Esta análise contempla a aplicação de um carregamento concentrado de 700N [21] que varia senoidalmente com o tempo no cruzamento do caminho 1 com o caminho 2, como pode ser visto na Figura 4.1, correspondente ao peso de uma pessoa igual a 700N [21]. Considera-se para esta análise uma taxa de amortecimento modal igual a 3% de acordo com as recomendações do AISC [21], e varia-se o valor da freqüência de excitação numa faixa de 0 a 65 Hz.

Nesta seção, são apresentados na Figura 6.10 os espectros de resposta associados ao modelo em estudo. Esses espectros apresentam o FAD (fator de amplificação dinâmica) na ordenada dos gráficos e na abscissa deste o parâmetro de freqüência β . O FAD é definido pela relação entre o deslocamento dinâmico máximo e o deslocamento estático máximo ($FAD = v_D / v_E$). Já o parâmetro de freqüências β é considerado como sendo definido pela relação entre a freqüência fundamental dos pisos e a freqüência da excitação, associada aos seres humanos ($\beta = f_{01}/f$).

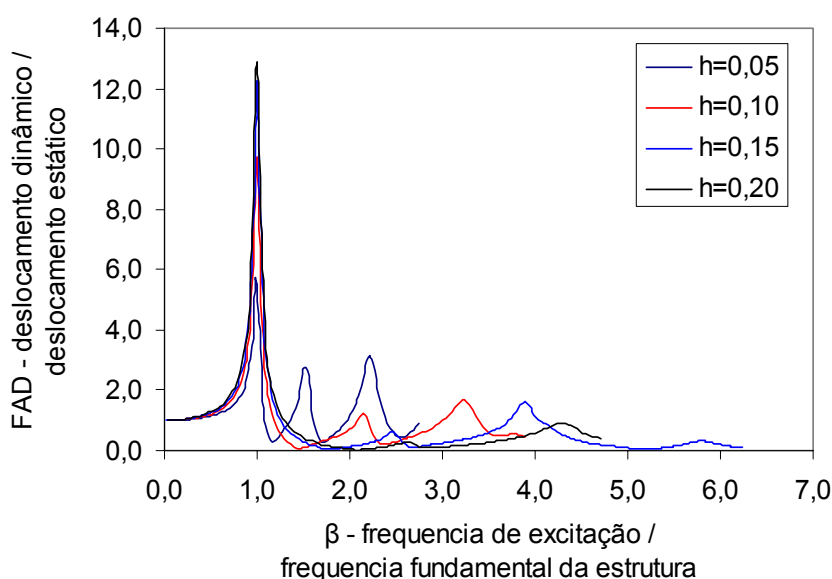


Figura 6.10 – Comparação dos valores do FAD em função da variação da espessura (h) da laje

Com base no gráfico apresentado na Figura 6.10, percebe-se claramente que à medida que o valor do parâmetro de frequência β tende para a unidade (valor unitário, $\beta=1$), o nível das amplificações é bastante elevado, denotando a coincidência entre a frequência fundamental dos pisos e da excitação. Tal fato indica que a influência do 1º modo de vibração na resposta desses modelos é marcante. Nota-se, ainda, que existem outros picos nos gráficos, Figura 6.10, associados aos modos de vibração mais elevados e, por conseguinte, com pequena participação na resposta dinâmica dos modelos em estudo neste trabalho. É possível observar que, em função do aumento da espessura da laje as amplitudes do FAD passaram a aumentar.

Apresentam-se na Tabela 6.12 os valores dos deslocamentos estáticos e dinâmicos em função da variação da espessura das lajes. Obtêm-se os deslocamentos estáticos a partir da aplicação de um carregamento concentrado de 700N [21] no cruzamento do caminho 1 com o caminho 2, como pode ser visto na Figura 4.1, correspondente ao peso de uma pessoa de 700N [21].

Tabela 6.12 – FAD (fator de amplificação dinâmica)

Espessura da laje (m)	Deslocamento dinâmico (v_D) (m)	Deslocamento estático (v_E) (m)	FAD = v_D / v_E
5,0	1,32E-03	2,29E-04	5,75
10,0	5,88E-04	6,06E-05	9,70
15,0	4,50E-04	3,66E-05	12,28
20,0	3,38E-04	2,64E-05	12,82

O FAD que demonstra a magnitude do deslocamento dinâmico em relação ao deslocamento estático, apresentado na Tabela 6.12, permite transparecer uma sensibilidade do quão maior é esta magnitude. Observa-se que os valores do deslocamento estático e do deslocamento dinâmico diminuem em função do aumento da espessura da laje. Entretanto, nota-se que, com a variação da espessura da laje, a influência na resposta dinâmica estrutural variou muito, pois para todos os modelos a magnitude do FAD encontra-se na faixa de 5 a 13 vezes maior do que o deslocamento estático.

6.3.4. Análise de Vibração Forçada

Pretende-se agora verificar a adequabilidade do sistema estrutural em estudo submetido a excitações dinâmicas associadas ao caminhar de pessoas sobre pisos, segundo a variação da espessura (h) da laje, no que tange ao desconforto relacionado a vibrações. O primeiro passo visa à obtenção das acelerações máximas do sistema. Para

isto, os quatro modelos de carregamento descritos no capítulo 3, conforme as equações [3.1] a [3.10], são aplicados como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), mostrados na Figura 4.1. Em seguida serão obtidas as respostas dinâmicas em termos de acelerações de pico e em rms (*root mean square*), segundo a variação das espessuras (h) da laje (h=0,05m, 0,10m, 0,15m e 0,20m). São considerados neste estudo os tempos de travessia para o ser humano de tal modo que este cruze todo o piso, com base em uma trajetória retilínea, geometricamente definida, como mostra a Figura 4.1.

Como a espessura (h) da laje, Figura 4.1, é variada ao longo da análise, evidentemente os parâmetros associados às características dinâmicas destes pisos são modificados. Por conseguinte, os elementos referentes às funções de tempo representativas das ações dinâmicas também são variados, de modo que seja produzido o fenômeno físico da ressonância em cada travessia do ser humano.

Ressalta-se que a taxa de amortecimento dos modelos foi mantida constante ($\xi=3\%$). Por outro lado, os parâmetros α e β utilizados na definição do amortecimento de Rayleigh [37], dependentes das frequências dos modelos, são modificados, como apresentado nas equações [4.3] e [4.4].

O intervalo de integração empregado na presente análise foi tomado igual a 10^{-3} s ($\Delta t=0,001$ s). Este intervalo de integração das equações de movimento representa convenientemente as características dinâmicas dos modelos, bem como a definição das excitações dinâmicas [36]

Na seqüência, são apresentados nas Tabela 6.13 e Tabela 6.14 todos os parâmetros utilizados na análise de vibração forçada, de acordo com a variação do vão dos pisos em estudo.

Tabela 6.13 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo o caminho 1

Espessura da laje (h) (cm)	Frequência do passo (Hz) / harmônico	Período do passo (s)	Distância do passo (m)	Tempo de contato (s)	Tempo final (s)	α	β
5,0	2,2 (4°)	0,4545	0,9166	0,09918	3,571	2,289747	0,000381
10,0	2,2 (4°)	0,4545	0,9166	0,09918	3,571	2,147265	0,000388
15,0	2,005 (4°)	0,4988	0,7541	0,13230	4,763	1,981457	0,000410
20,0	1,896 (4°)	0,5274	0,6980	0,15112	5,440	1,912764	0,000417

Tabela 6.14 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada segundo o caminho 2

Espessura da laje (h)	Frequência do passo (Hz) / harmônico	Período do passo	Distância do passo	Tempo de contato	Tempo final	α	β
(cm)		(s)	(m)	(s)	(s)		
5,0	2,2 (4º)	0,4545	0,9166	0,09918	4,562	2,289747	0,000381
10,0	2,2 (4º)	0,4545	0,9166	0,09918	4,562	2,147265	0,000388
15,0	2,005 (4º)	0,4988	0,7541	0,13230	6,086	1,981457	0,000410
20,0	1,896 (4º)	0,5274	0,6980	0,15112	6,952	1,912764	0,000417

6.3.4.1. Aceleração de Pico

Na seqüência, são apresentados os valores das acelerações de pico dos modelos estruturais analisados, Tabela 6.15 à Tabela 6.17. Essas tabelas apresentam, também, as acelerações de pico obtidas com base no emprego do procedimento simplificado recomendado pelo American Institute of Steel Construction (AISC) [21] através do guia de projetos “*Floor Vibrations Due to Human Activity*” (*Steel Design Guide Series*). Estas acelerações são comparadas com base no valor limite proposto pela norma “*International Organization for Standardization ISO 2631/2*” – *Continuous and Shock-Induced Vibration in Building (1 to 80Hz)* [20], a partir de ajustes recomendados pelo guia prático do AISC [21].

Para as acelerações obtidas pelos modelos de carregamento I e II, utiliza um fator redução “R” de 0,5 para estruturas de piso, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal, conforme as recomendações do guia prático do AISC [21].

Tabela 6.15 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I)

h	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²)
0,05	0,115	0,058	0,213	0,106	0,077	0,05
0,10	0,084	0,042	0,107	0,053	0,067	
0,15	0,057	0,028	0,068	0,034	0,052	
0,20	0,040	0,020	0,048	0,024	0,040	

Tabela 6.16 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento III)

h	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
0,05	1,066	0,314	0,077	0,05
0,10	0,362	0,200	0,067	
0,15	0,198	0,127	0,052	
0,20	0,082	0,074	0,040	

Tabela 6.17 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento IV)

h	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
0,05	1,397	0,764	0,077	0,05
0,10	0,331	0,235	0,067	
0,15	0,192	0,139	0,052	
0,20	0,111	0,104	0,040	

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo das análises, Tabela 6.15 à Tabela 6.17, pode-se concluir que:

a) Para o modelo estrutural em estudo, os valores das acelerações de pico obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico (ressonante), modelo de carregamento I, estão bem próximos daqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, com a atuação de vários harmônicos em conjunto. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influencia muito pouco a resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

b) O máximo valor de aceleração de pico, considerando o modelo de carregamento I, é da ordem de 0,058 (0,59%g), associado ao piso com espessura da laje de 0,05m (h=0,05m). Por outro lado, quando o modelo de carregamento II é considerado, este valor é da ordem de 0,106 (1,08%g), referente ao mesmo modelo de piso (h=0,05m). Esses valores estão acima do limite da norma (0,50%g) [21].

c) A partir do estudo do modelo estrutural segundo a variação da espessura da laje, os valores das acelerações de pico obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento III são bastante similares, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Todavia, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos, para os casos estudados nesta dissertação, que consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31].

d) Ressalta-se que, quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de 1,066 (10,8%g), associado ao piso com espessura da laje de 0,05m ($h=0,05m$). Por outro lado, quando o modelo de carregamento IV é considerado, tal valor é da ordem de 1,397 (14,24%g), referente ao mesmo modelo de piso com espessura da laje de 0,05m ($h=0,05m$). Esses valores estão muito acima do limite da norma (0,50%g).

e) Os resultados encontrados até o presente momento, referentes aos modelos analisados nesta dissertação, indicam que o número de harmônicos influencia muito pouco a composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano. Um outro fato de extrema relevância diz respeito à definição espacial e temporal da função de carregamento. Os valores de aceleração de pico mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV gera valores de aceleração muito superiores aos modelos de carregamento I e II. Portanto, pode-se concluir que os modelos que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura.

A seguir, é apresentado na Figura 6.11 o gráfico construído com base nos valores das acelerações de pico apresentados na Tabela 6.15 à Tabela 6.17, obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, descritos no capítulo 3 pelas equações [3.1] [3.10], como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), segundo a variação do vão das vigas secundárias, mostrados na Figura 4.1.

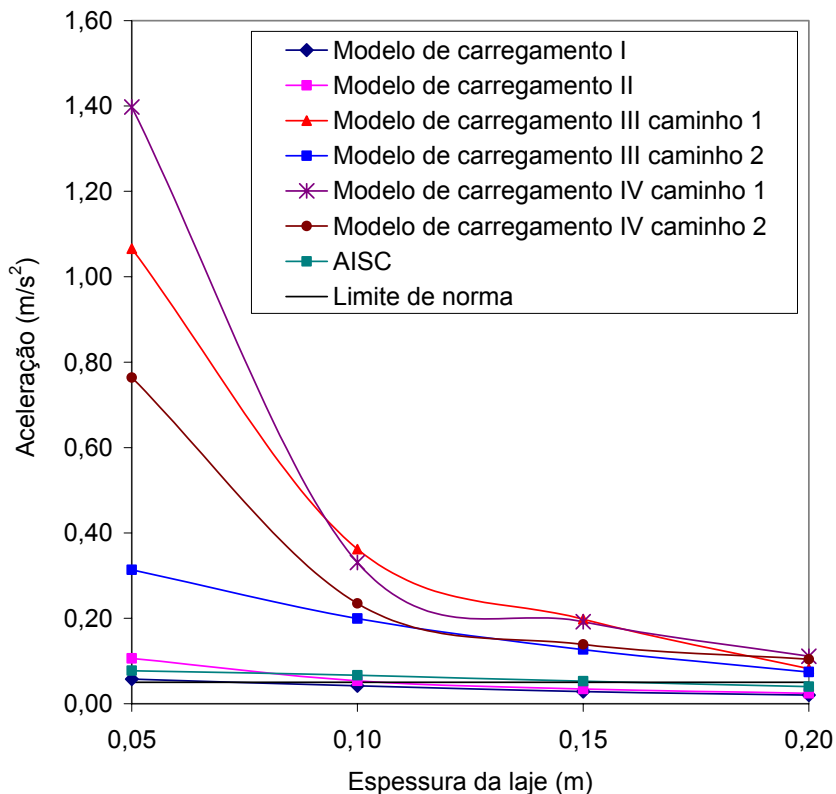


Figura 6.11 – Acelerações pico (Modelos de carregamento I, II, III e IV)

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo deste estudo, Figura 6.11, pode-se concluir que:

a) Conclui-se que os valores das acelerações de pico obtidas para o piso, mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II, não excedem o limites tolerável referentes ao conforto humano definido pela norma [20] e [21]. Por outro lado, deve-se ressaltar que para o modelo estrutural com espessura da laje de 0,05m ($h=0,05m$), o limite de norma [20] e [21] é ultrapassado quando considerado os modelos de carregamento I e II. E para pisos com espessura de laje de 0,10m ($h = 0,10m$) somente para o modelo de carregamento II.

b) Percebe-se claramente que as acelerações de pico geradas nos piso a partir do emprego dos modelos de carregamento III e IV, que consideram uma variação espacial e temporal da ação dinâmica, são bastante superiores ao valor limite da norma [20] e [21]. Tal fato ocorre em todos os modelos estruturais analisados nesta dissertação. Conforme já foi dito anteriormente, esses valores de aceleração são muito superiores àqueles associados aos obtidos quando do emprego dos modelos I e II como carga dinâmica aplicada.

c) Comparando os valores das acelerações de pico dos pisos mistos, calculados com base nos modelos de carregamento desenvolvidos neste trabalho (I, II, III e IV), em relação às obtidas a partir das expressões simplificadas do AISC [21], pode-se perceber que o guia prático em questão [21] apresenta-se um tanto quanto conservador, à medida que a espessura (h) da laje é reduzida, quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a partir do uso dos modelos de carregamento I e II. Entretanto para pisos com espessura da laje igual a 0,05m ($h=0,05m$), este procedimento não se mostra conservador quando o modelo de carregamento II é considerado.

d) No que diz respeito aos valores das acelerações de pico calculadas pelo procedimento simplificado do AISC [21] e às acelerações obtidas mediante o uso dos modelos de carregamento III e IV como ação dinâmica, percebe-se um quadro totalmente diferente do descrito no parágrafo anterior, pois o AISC [21] fornece valores abaixo daqueles encontrados com base na consideração da variação espacial e temporal da carga, bem como na inclusão de vários harmônicos componentes da excitação dinâmica induzida pelo ser humano.

e) Na representação gráfica dos valores das acelerações calculadas via AISC [21], nota-se que a curva apresenta um comportamento linear, significando isto que à medida que a espessura (h) da laje aumenta, as acelerações de pico diminuem. Este mesmo comportamento é apresentado no que tange aos modelos de carregamento desenvolvidos (I, II, III e IV).

f) Ressalta-se que a relação entre a frequência dominante dos pisos mistos aço-concreto e as frequências de excitação provenientes dos harmônicos, varia bastante na medida em que as características dinâmicas dos pisos (massa e rigidez) são modificadas. Tal fato indica, claramente, que a transferência de energia associada aos harmônicos componentes da carga dinâmica é bastante distinta para cada piso. Isto explica o fato de que à medida que a espessura da laje de concreto diminui, a transferência de energia dos harmônicos da carga é maior do que no caso contrário, contribuindo assim para a obtenção de valores de acelerações mais elevados.

g) Verifica-se, portanto, que de forma geral, quando as acelerações de pico são obtidas via AISC [21], este guia prático é conservador em comparação às acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, que não consideram a variação espacial e temporal da carga. Por outro lado, este termo “conservador” deve ser analisado com muita cautela por parte dos projetistas de estruturas, pois quando o modelo

de carregamento dinâmico inclui a variação espacial e temporal da carga, bem como vários harmônicos para a definição da força, a situação é bastante crítica, pois o AISC [21] fornece valores para as acelerações, inclusive, contra a segurança dos pisos mistos estudados

6.3.4.2. Aceleração em RMS (*Root Mean Square*)

Nas tabelas 6.18 à Tabela 6.20, são apresentados os valores das acelerações em rms (*root mean square*) dos modelos estruturais analisados. Essas tabelas apresentam, também, as acelerações de pico obtidas com base no emprego do procedimento simplificado recomendado pelo American Institute of Steel Construction (AISC) [21] e como sugerido também pelo guia prático do AISC [21], as acelerações obtidas para os modelos de carregamento I e II são multiplicadas por um fator de redução “R” de 0,5 para estruturas de piso, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal. Os valores das acelerações obtidos são então comparados com base no valor limite proposto pela norma “*International Organization for Standardization*” ISO 2631/2 – *Continuos and Shock-Induced Vibration in Building* (1 to 80Hz) [20].

Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que o AISC [21] considera somente os valores de pico para as acelerações, não fornecendo informações acerca dos valores em rms (*root mean square*). Contudo, no sentido de contribuir para que se tenha uma idéia dos valores de pico fornecidos pelo AISC [21] e aqueles obtidos via rms (*root mean square*), os valores das acelerações em rms (*root mean square*) são mostrados nas tabelas 6.18 à Tabela 6.20, em conjunto, com o limite fornecido pela norma [20] e também com os valores das acelerações de pico do AISC [21].

Tabela 6.18 – Acelerações em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento I)

h	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²)
0,05	0,051	0,026	0,227	0,113	0,077	0,02
0,10	0,053	0,027	0,070	0,035	0,067	
0,15	0,036	0,018	0,037	0,019	0,052	
0,20	0,026	0,013	0,027	0,014	0,040	

Tabela 6.19 – Acelerações em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento III)

h	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
0,05	0,315	0,236	0,077	0,02
0,10	0,095	0,079	0,067	
0,15	0,048	0,040	0,052	
0,20	0,031	0,026	0,040	

Tabela 6.20 – Acelerações em rms – *root mean square* (Modelo de carregamento IV)

h	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
(m)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
0,05	0,394	0,294	0,077	0,02
0,10	0,102	0,081	0,067	
0,15	0,053	0,044	0,052	
0,20	0,032	0,026	0,040	

Acerca dos valores das acelerações rms (*root mean square*) encontrados ao longo das análises, Tabela 6.18 à Tabela 6.20, pode-se concluir que:

a) Considerando os modelos estruturais idealizados para esta seção, os valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico (ressonante), modelo de carregamento I, são bastante semelhantes àqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, com a atuação de vários harmônicos em conjunto. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influenciou muito pouco a resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

b) Para o modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,027 (0,27%g), associado ao piso com espessura da laje de 0,10m (h=0,10m). Por outro lado, quando o modelo de carregamento II é considerado, este valor é da ordem de 0,113 (1,15%g), referente ao modelo de piso com espessura da laje de 0,05m (h=0,05m). Esses valores estão acima do limite da norma (0,20%g) [20].

c) A partir do estudo dos diversos modelos estruturais, os valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento III são praticamente da mesma ordem de grandeza, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Isto indica que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos, para os casos estudados nesta dissertação, que consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31]. Esta observação não pode ser considerada para pisos com espessura das lajes menores que 8,0cm.

d) Ressalta-se que, quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de 0,315 (3,21%g), associado ao piso com espessura de laje igual a 0,05m ($h=0,05m$). Por outro lado, tal valor é da ordem de 0,394 (4,01%g), quando o modelo de carregamento IV é considerado. Esses valores estão muito acima do limite da norma (0,20%g).

e) Os resultados encontrados até o presente momento, referentes aos modelos analisados nesta dissertação, indicam que o número de harmônicos influencia muito pouco a composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano. Um outro fato de extrema relevância diz respeito à definição espacial e temporal da função de carregamento. Os valores de rms (*root mean square*) mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV gera valores de aceleração muito superiores aos dos modelos de carregamento I e II. Portanto, pode-se concluir que os modelos que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura.

A seguir é apresentado na Figura 6.12 o gráfico construído com base nos valores das acelerações em rms (*root mean square*) apresentados na tabela 6.18 à Tabela 6.20, obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, descritos no capítulo 3 pelas equações [3.1] a [3.10], como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), segundo a variação do vão das vigas secundárias, mostrados na Figura 4.1.

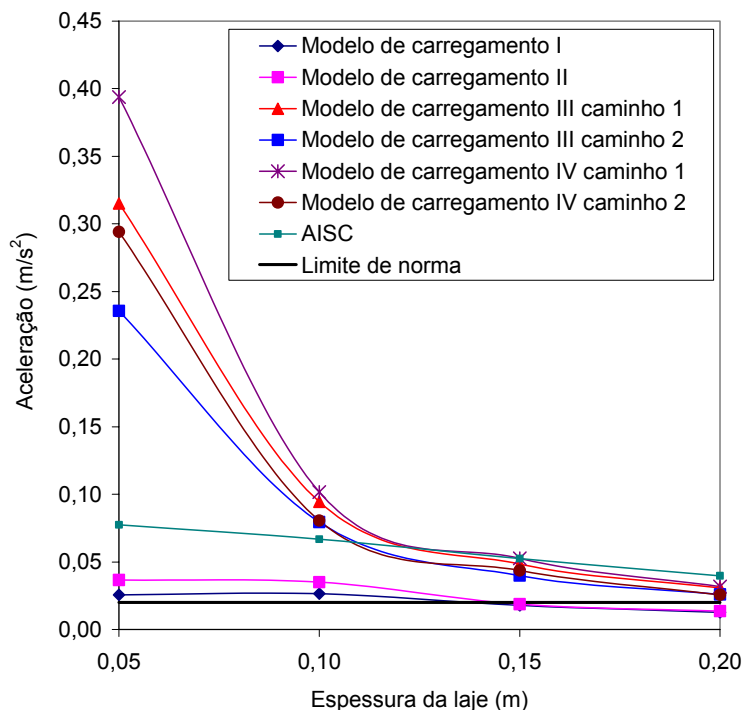


Figura 6.12 – Acelerações em rms - *root mean square* (Modelos de carregamento I, II, III e IV)

Com referência aos valores das acelerações em rms (*root mean square*) encontrados ao longo deste estudo, Figura 6.12, pode-se concluir que:

a) Os valores das acelerações em rms (*root mean square*), obtidos para os pisos mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II, excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [20] para pisos com espessura (h) de laje inferiores a 0,15m ($h=0,15$ m).

b) Nota-se claramente que as acelerações de pico geradas nos pisos a partir do emprego dos modelos de carregamento III e IV, que consideram uma variação espacial e temporal da ação dinâmica, são superiores ao valor limite da norma [20]. Tal fato ocorre em todos os modelos estruturais analisados nesta dissertação. Conforme referido anteriormente, esses valores de aceleração são muito superiores àqueles associados aos obtidos quando do emprego dos modelos I e II como carga dinâmica aplicada.

c) No que tange à comparação dos valores das acelerações de pico dos pisos mistos, calculadas com base nos modelos de carregamento desenvolvidos neste trabalho (I, II, III e IV), em relação àquelas obtidas a partir das expressões simplificadas do AISC [21], pode-se perceber que o guia prático em questão [21] apresenta-se bastante conservador à

medida que a espessura da laje é reduzida, quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a partir do uso dos modelos de carregamento I e II.

d) No que diz respeito a uma comparação de valores das acelerações de pico calculadas pelo procedimento simplificado do AISC [21] e as acelerações obtidas mediante o uso dos modelos de carregamento III e IV como ação dinâmica, percebe-se um quadro totalmente diferente do descrito no parágrafo anterior, pois o AISC [21], para alguns pisos, fornece valores mais elevados e para outros, valores muito abaixo daqueles encontrados com base na consideração da variação espacial e temporal da carga, bem como na inclusão de vários harmônicos componentes da excitação dinâmica induzida pelo ser humano.

e) Na representação gráfica dos valores das acelerações calculadas via AISC [21], nota-se que a curva apresenta um comportamento linear, significando com isto que à medida que a espessura da laje diminui, as acelerações de pico crescem. Este fato também pode ser observado nos modelos de carregamento desenvolvidos nesta dissertação (I, II, III e IV).

f) Ressalta-se que a relação entre a frequência dominante dos pisos mistos aço-concreto e as frequências de excitação provenientes dos harmônicos, varia bastante na medida em que as características dinâmicas dos pisos (massa e rigidez) são modificadas. Tal fato indica, claramente, que a transferência de energia associada aos harmônicos componentes da carga dinâmica é bastante distinta para cada piso. Isto explica o fato de que à medida que a espessura da laje de concreto diminui, a transferência de energia dos harmônicos da carga é maior do que no caso contrário, contribuindo assim para a obtenção de valores de acelerações mais elevados.

g) De forma geral, verifica-se, portanto, que quando as acelerações de pico são obtidas via AISC [21], este guia prático é conservador em comparação as acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, que não consideram a variação espacial e temporal da carga. Por outro lado, este termo “conservador” deve ser considerado com muita cautela por parte dos projetistas de estruturas, pois quando o modelo de carregamento dinâmico inclui a variação espacial e temporal da carga, bem como vários harmônicos para a definição da força, a situação é bastante crítica, pois o AISC [21] fornece valores para as acelerações, inclusive, contra a segurança para alguns pisos mistos estudados neste trabalho.

6.4. Variação da Rigidez da Ligação Viga-Coluna

6.4.1. Considerações Gerais

Nesta terceira e última fase, as análises realizadas têm o intuito de avaliar o comportamento dinâmico do modelo estrutural III, apresentado na Figura 5.1, segundo a variação da rigidez da ligação viga-coluna. O modelo computacional em estudo, conforme mencionado no início deste capítulo, considera as colunas (CS 300 x 62) com altura $H=5,0\text{m}$, o vão das vigas principais (VS 550 x 64) e secundárias (VS 450 x 51) no comprimento de 9m e 7m, respectivamente, e o espaçamento entre as vigas secundárias no valor de 3,0m. A espessura da laje é considerada igual a 0,15m ($h=0,15\text{m}$); Para este caso, as ligações viga-coluna serão consideradas engastada, ou seja, todos os graus de liberdade que ligam o nó da viga com o nó da coluna estão ligados rigidamente. Realiza-se a análise de vibração livre, análise estática, análise harmônica e análise de vibração forçada.

6.4.2. Análise de Autovalores e Autovetores

Como a alteração foi realizada na rigidez da ligação viga-coluna, são obtidos novos valores de frequências naturais e modos de vibração. Na Tabela 6.21, apresentam-se os valores das frequências naturais correspondentes até o décimo modo de vibração para os modelos computacionais que consideram as ligações vigas-colunas, engastadas e as que consideram a ligação com a rigidez real das colunas. Esta última é apresentada no intuito de se comparar as frequências naturais dos modelos em estudo, procurando-se avaliar a influência da rigidez da ligação viga-coluna.

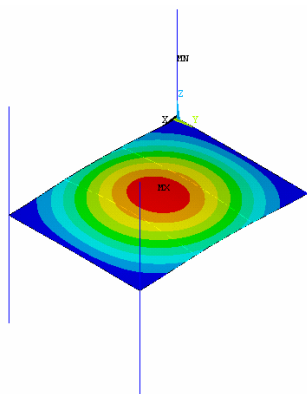
Tabela 6.21 – Frequências dos modos de vibração segundo a rigidez da ligação viga coluna

Tipo de ligação	f_{01}	f_{02}	f_{03}	f_{04}	f_{05}	f_{06}	f_{07}	f_{08}	f_{09}	f_{10}
Engastada (rígida)	11,355	19,348	23,991	27,591	36,290	36,290	36,290	36,290	36,290	36,290
Rigidez real das colunas	8,019	15,256	15,684	19,920	28,836	31,219	32,958	33,700	34,265	35,499

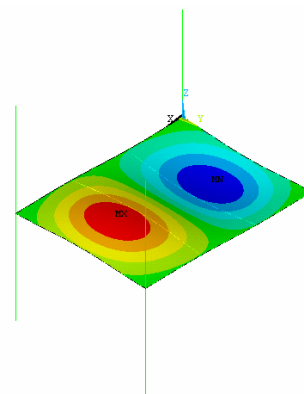
Nota-se no primeiro modo de vibração (f_{01}) dos modelos em estudo que a ligação engastada influencia a frequência natural do painel do piso, ou seja, os valores encontrados para o piso com ligações viga-coluna engastada são maiores do que os do modelo que a

considera rotulada. Conclui-se portanto que a rigidez da ligação viga coluna influencia na freqüência natural do piso.

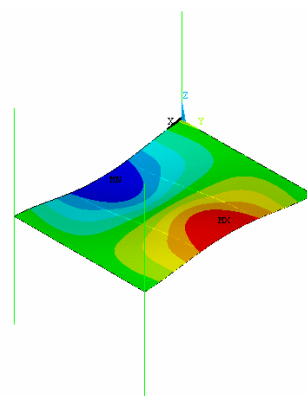
Apresentam-se na Figura 6.13, as formas modais e suas respectivas freqüências fundamentais até o sexto modo de vibração, para o modelo computacionais com ligações viga-coluna considerada engastada.



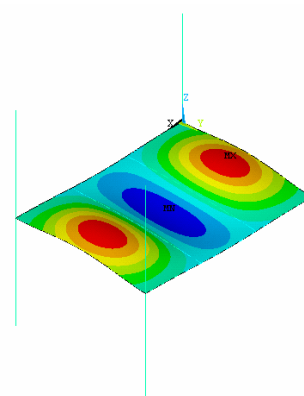
a) Modo de vibração referente à primeira freqüência natural: $f_{01}=11,355\text{Hz}$



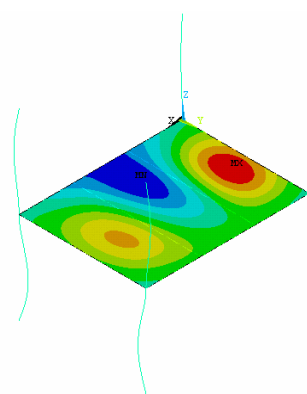
b) Modo de vibração referente à segunda freqüência natural: $f_{02}=19,348\text{Hz}$



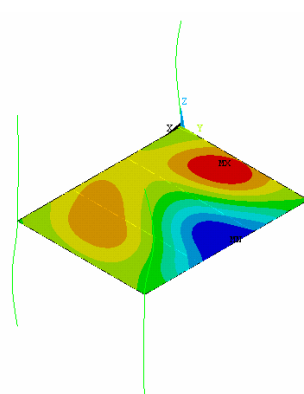
c) Modo de vibração referente à terceira freqüência natural: $f_{03}=23,991\text{Hz}$



d) Modo de vibração referente à quarta freqüência natural: $f_{04}=27,591\text{Hz}$



e) Modo de vibração referente à quinta freqüência natural: $f_{05}=36,290\text{Hz}$



f) Modo de vibração referente à sexta freqüência natural: $f_{06}=36,290\text{Hz}$

Figura 6.13 – Modos de vibração para o modelo de ligação viga coluna engastada

Com referência aos modos de vibração e suas respectivas freqüências naturais, apresentados nas Figura 6.13, e obtidos a partir de análise sob vibração livre, nota-se que o primeiro e o segundo modo de vibração são comandados pelo modo de flexão. Já no terceiro modo, nota-se que o modo de torção é predominante na resposta dinâmica estrutural.

6.4.3. Análise Harmônica

Nesta seção, a análise harmônica é realizada com o objetivo de se avaliar os modos de vibração que mais contribuem para a resposta dinâmica estrutural. Esta análise contempla a aplicação de um carregamento concentrado de 700N [21], correspondente ao peso de uma pessoa, que varia senoidalmente com o tempo no cruzamento do caminho 1 com o caminho 2, como pode ser visto na Figura 4.1. Considera-se, para esta análise, uma taxa de amortecimento modal igual a 3% de acordo com as recomendações do AISC [21] e varia-se o valor da freqüência de excitação numa faixa de 0 a 65 Hz.

Na seqüência, são apresentados na Figura 6.2 os espectros de resposta associados ao modelo com ligações viga-coluna considerada engastada e rotulada. Esses espectros apresentam o FAD (fator de amplificação dinâmico) na ordenada dos gráficos e na abscissa deste o parâmetro de freqüência β . O FAD é definido pela relação entre o deslocamento dinâmico máximo e o deslocamento estático máximo ($FAD = v_D / v_E$). Já o parâmetro de freqüências β é considerado como sendo definido pela relação entre a freqüência fundamental dos pisos e a freqüência da excitação, associada aos seres humanos ($\beta = f_{01}/f$).

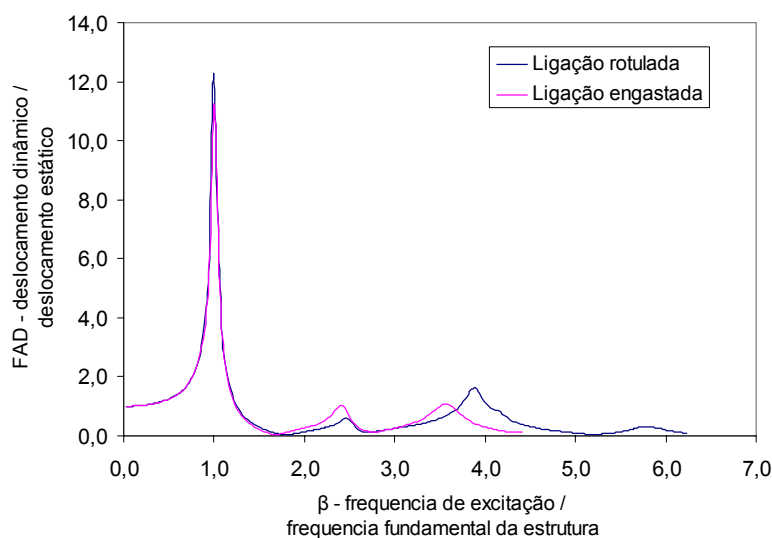


Figura 6.14 – FAD em função da variação da rigidez da ligação viga-coluna

Com base no gráfico apresentado na Figura 6.14, percebe-se claramente que à medida que o valor do parâmetro de frequência β tende para a unidade (valor unitário, $\beta=1$), o nível das amplificações é bastante elevado, denotando a coincidência entre a frequência fundamental dos pisos e da excitação para os dois modelos aqui comparados. Tal fato indica que a influência do 1º modo de vibração na resposta desses modelos é marcante. Para os outros picos apresentados no gráfico, Figura 6.14, que estão associados aos modos de vibração mais elevados, percebe-se que estes têm uma pequena participação na resposta dinâmica dos modelos em estudo neste trabalho.

A Tabela 6.22 apresenta os valores dos deslocamentos estáticos e dinâmicos em função da variação da rigidez da ligação viga-coluna. Os deslocamentos estáticos são obtidos a partir da aplicação de um carregamento concentrado de 700N [21] no cruzamento do caminho 1 com o caminho 2, como pode ser visto na Figura 4.1, correspondente ao peso de uma pessoa de 700N [21].

Neste caso, tanto o deslocamento estático quanto o deslocamento dinâmico tiveram seus valores variados em função da variação da rigidez da ligação viga-coluna. O FAD que demonstra a magnitude do deslocamento dinâmico em relação ao deslocamento estático é apresentado em termos percentuais, permitindo uma análise mais acurada da resposta.

Tabela 6.22 – FAD em termos percentuais

Tipo de Ligação	Deslocamento dinâmico (v_D)	Deslocamento estático (v_E)	FAD = v_D / v_E
Engastada (rígida)	3,02E-04	2,70E-05	11,2
Rigidez real das colunas	4,50E-04	3,66E-05	12,3

O FAD que demonstra a magnitude do deslocamento dinâmico em relação ao deslocamento estático, apresentado na Tabela 6.22, permite transparecer uma sensibilidade do quão maior é esta magnitude. Observa-se que o deslocamento estático e o deslocamento dinâmico têm valores variados em função da variação da rigidez da ligação viga-coluna. Como os valores do FAD para os dois modelos considerados, Tabela 6.22, são bastante similares, nota-se, ainda que pequena, uma diferença entre estes, o que permite concluir que a rigidez da ligação viga-coluna, para o modelo estrutural que a considera engastada, reduz as amplitudes do FAD.

6.4.4. Análise de Vibração Forçada

Pretende-se, agora, verificar a adequabilidade do sistema estrutural em estudo submetido a excitações dinâmicas associadas ao caminhar de pessoas sobre pisos, segundo a variação da rigidez da ligação viga coluna, no que tange ao desconforto relacionado a vibrações. O primeiro passo concentra-se na obtenção das acelerações máximas dos sistemas. Para isto, os quatro modelos de carregamento descritos no capítulo 3 desta dissertação, conforme as equações [3.1] a [3.10], são aplicados como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), mostrados na Figura 4.1, no intuito de obter as respostas dinâmicas em termos de acelerações de pico e em rms (*root mean square*), segundo a variação da rigidez da ligação viga-coluna. São considerados neste estudo tempos de travessia para o ser humano de tal modo que este cruze todo o piso, com base em uma trajetória retilínea, geometricamente definida, como mostra a Figura 4.1.

Como a rigidez da ligação viga-coluna é alterada novos valores de frequências naturais são obtidos, evidentemente os parâmetros associados as características dinâmicas destes pisos são modificados. Por conseguinte, os elementos referentes as funções de tempo representativas das ações dinâmicas também são variados, de modo a que seja produzido o fenômeno físico da ressonância em cada travessia do ser humano.

Ressalta-se que a taxa de amortecimento dos modelos foi mantida constante ($\xi=3\%$). Por outro lado, os parâmetros α e β utilizados na definição do amortecimento de Rayleigh [37], dependentes das frequências dos modelos, são modificados, como apresentado nas equações [4.3] e [4.4].

O intervalo de integração empregado na presente análise foi tomado igual a 10^{-3} s ($\Delta t=0,001$ s). Este intervalo de integração das equações de movimento representa convenientemente as características dinâmicas dos modelos e, bem como, a definição das excitações dinâmicas [36]

Na seqüência, são apresentados na Tabela 6.23, todos os parâmetros utilizados na análise de vibração forçada, de acordo com a variação da rigidez da ligação viga coluna.

Tabela 6.23 – Parâmetros utilizados na análise de vibração forçada

caminho	Frequência do passo (Hz) / harmônico	Período do Passo (s)	Distância do Passo (m)	Tempo de Contato (s)	Tempo Final (s)	α	β
	(Hz)						
1	2,200 (4 ^o)	0,4545	0,9166	0,09918	3,571	2,697575	0,000311
2	2,200 (4 ^o)	0,4545	0,9166	0,09918	4,562	2,697575	0,000311

6.4.4.1. Acelerações de Pico

Na Tabela 6.24 à Tabela 6.26 são apresentados os valores das acelerações de pico do modelo estrutural analisado e as acelerações obtidas com base no emprego do procedimento simplificado recomendado pelo *American Institute of Steel Construction* (AISC) [21]. Estas acelerações de pico são comparadas com base no valor limite proposto pela norma “*International Organization for Standardization ISO 2631/2*” – *Continuos and Shock-Induced Vibration in Building* (1 to 80Hz) [20], a partir de ajustes recomendados pelo guia prático do AISC [21]. Os valores das acelerações obtidos a partir dos modelos de carregamento I e II são multiplicados por um fator redução “R” de 0,5 para estruturas de piso, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal, conforme as recomendações do guia prático do AISC [21]. Serão apresentados também nas tabelas, os valores das acelerações dos modelos estruturais cujas ligações são consideradas rotuladas.

Tabela 6.24 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento I e II)

Tipo de Ligação	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²)
Engastada (rígida)	0,057	0,028	0,068	0,034	0,052	0,050
Rigidez real das colunas	0,018	0,009	0,023	0,011		

Tabela 6.25 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento III)

Tipo de Ligação	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de Carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
Engastada (rígida)	0,198	0,127	0,052	0,050
Rigidez real das colunas	0,140	0,118		

Tabela 6.26 – Acelerações de pico (Modelo de carregamento IV)

Tipo de Ligação	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado AISC [21] - ISO [20]
	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
Engastada (rígida)	0,192	0,231	0,052	0,050
Rigidez real das colunas	0,188	0,178		

a) Para o modelo estrutural em estudo, os valores das acelerações de pico obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico (ressonante), modelo de carregamento I, tem valores bem próximos daqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, com a atuação de vários harmônicos em conjunto. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influencia muito pouco na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

b) Ressalta-se que quando o modelo de carregamento I e II é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração de pico encontrada, não excede o limite de conforto humano estabelecido pela norma [20] (0,50%g). Em contrapartida, para o modelos de carregamento III e IV idealizados nesta dissertação, os valores das acelerações de pico obtidas para o modelo estrutural em estudo, excedem os limites da norma [20] (0,50%g).

c) A partir do estudo do modelo estrutural segundo a variação da espessura da laje, os valores das acelerações de pico obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento III são inferiores, de forma geral, aqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Todavia, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos, para os casos estudados nesta dissertação, os quais consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31].

A seguir é apresentado na Figura 6.15 o gráfico construído com base nos valores das acelerações de pico apresentados na tabela 6,24 à Tabela 6.26, obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, descritos no capítulo 3 pelas equações

[3.1] a [3.10], como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), segundo a variação do vão das vigas secundárias, mostrados na Figura 4.1

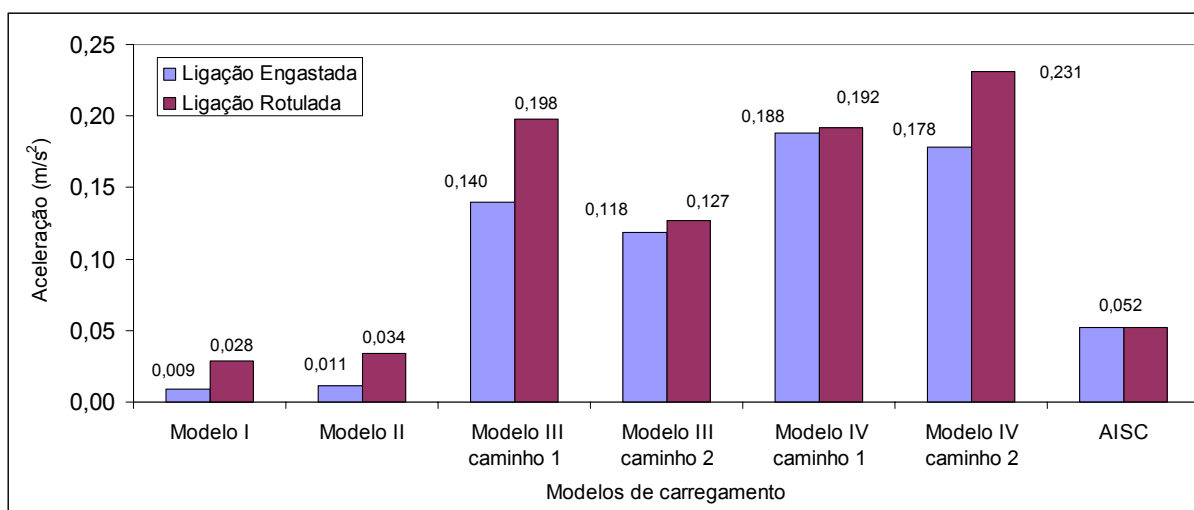


Figura 6.15 – Variação das acelerações pico (Modelo de carregamento I, II, III, IV)

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo das análises, Tabela 6.24 à Tabela 6.26, pode-se concluir que:

De forma geral, considerando o modelo estrutural em estudo, é possível concluir que o aumento na rigidez do piso, provocado pelo engastamento da ligação viga-coluna, fez com que as acelerações de pico diminuíssem independentemente do modelo de carregamento aplicado como carga dinâmica. Portanto, o tipo de ligação exerce grande influencia na resposta dinâmica estrutural.

6.4.4.2. Acelerações em RMS (*Root Mean Square*)

Nesta seção, os valores das acelerações obtidas em rms (*root mean square*) são comparados com base no valor limite proposto pela norma “International Organization for Standardization” ISO 2631/2 – Continuous and Shock-Induced Vibration in Building (1 to 80Hz) [20]. Estes valores são apresentados na Tabela 6.8 à Tabela 6.10 a seguir, onde encontram-se também os valores das acelerações de pico obtidas com base no emprego do procedimento simplificado recomendado pelo American Institute of Steel Construction (AISC) [21]. É conveniente comentar que o procedimento simplificado recomendado pelo AISC [21] não fornece informações acerca dos valores em rms (*root mean square*) para as acelerações, no entanto considera somente os valores de pico para as acelerações.

Entretanto, como forma de contribuir para que se tenha uma idéia dos valores de pico fornecidos pelo AISC [21] e àqueles obtidos via rms (root mean square), os valores das acelerações em rms (*root mean square*) são também apresentados na Tabela 6,27 à Tabela 6,29, em conjunto com o limite fornecido pela norma [20] e também, com os valores das acelerações de pico do AISC [21]. Segundo este guia de projeto [21], as acelerações obtidas para os modelos de carregamento I e II, devem ser multiplicadas por um fator de redução “R” de 0,5 para estruturas de piso, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal. Serão apresentados também nas tabelas, os valores das acelerações dos modelos estruturais cujas ligações são consideradas rotuladas.

Tabela 6.27 – Acelerações em rms- *root mean square* (Modelo de carregamento I e II)

Tipo de Ligação	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento I	Modelo de carregamento II	Modelo de carregamento II	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5	(m/s ²)	(m/s ²) x 0,5		
Engastada (rígida)	0,036	0,018	0,037	0,019	0,052	0,020
Rigidez real das colunas	0,006	0,003	0,009	0,004		

Tabela 6.28 – Acelerações em rms- *root mean square* (Modelo de carregamento III)

Tipo de Ligação	Modelo de carregamento III caminho 1	Modelo de carregamento III caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO [20]
	(m/s ²)	(m/s ²)		
Engastada (rígida)	0,048	0,040	0,052	0,020
Rigidez real das colunas	0,049	0,035		

Tabela 6.29 – Acelerações em rms- *root mean square* (Modelo de carregamento IV)

Tipo de Ligação	Modelo de carregamento IV caminho 1	Modelo de carregamento IV caminho 2	AISC [21]	Limite recomendado - ISO[20]
	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)	(m/s ²)
Engastada (rígida)	0,053	0,044	0,052	0,020
Rigidez real das colunas	0,062	0,050		

a) Considerando os modelos estruturais idealizados para esta seção, os valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico (ressonante), modelo de carregamento I, são bastante semelhantes a aqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, com a atuação de vários harmônicos em conjunto. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influenciou muito pouco na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

b) A partir do estudo dos diversos modelos estruturais, os valores das acelerações em rms (*root mean square*) obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento III são praticamente da mesma ordem de grandeza, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Isto indica que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos, para os casos estudados nesta dissertação, os quais consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [31]. Esta observação não pode ser observada para pisos com espessura das lajes menores que 8,0cm.

A seguir é apresentado na Figura 6.15 o gráfico construído com base nos valores das acelerações em rms (*root mean square*) apresentados na tabela 6.18 à Tabela 6.20, obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, descritos no capítulo 3 pelas equações [3.1] a [3.10], como excitações dinâmicas sobre os modelos estruturais de pisos mistos (aço-concreto), segundo a variação do vão das vigas secundárias, mostrados na Figura 4.1.

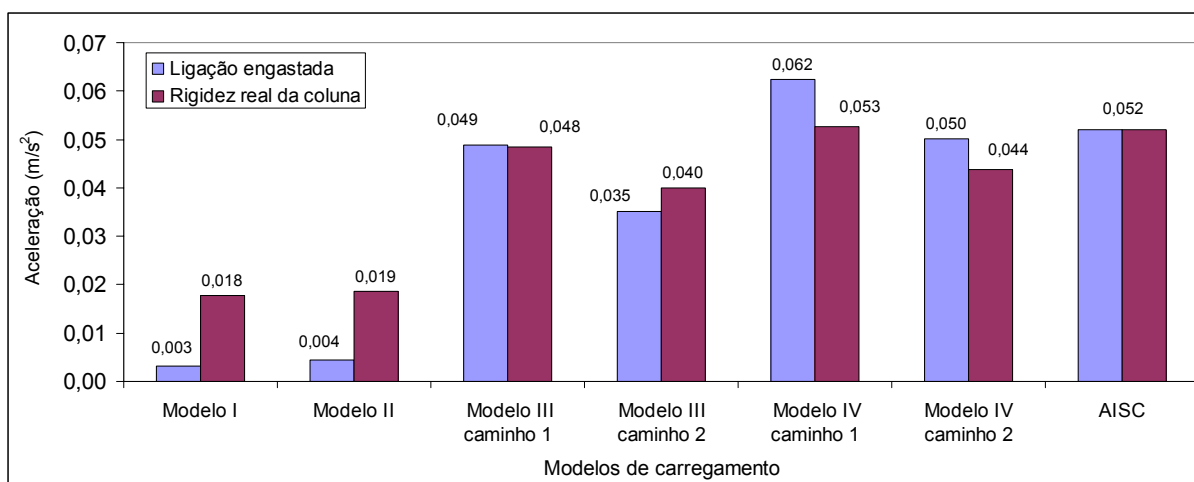


Figura 6.16 – Acelerações em rms - root mean square (Modelo de carregamento I, II, III, IV)

Com referência aos valores das acelerações em rms (*root mean square*) encontrados ao longo deste estudo, Figura 6.16, pode-se concluir que:

De forma geral, considerando o modelo estrutural em estudo, nota-se que o aumento na rigidez do piso provocado pelo engastamento da ligação viga-coluna fez com que as acelerações em rms (*root mean square*) diminuíssem a partir da aplicação dos modelos de carregamento I e II como excitação dinâmica sobre os painéis de piso. Portanto, conclui-se que o tipo de ligação exerce grande influência na resposta dinâmica estrutural para cargas estaticamente aplicadas. Entretanto, percebe-se um quadro totalmente diferente do descrito no parágrafo anterior, pois na consideração da variação espacial e temporal da carga, bem como na inclusão de vários harmônicos componentes da excitação dinâmica induzida pelo ser humano, este comportamento não ocorre, permanecendo os maiores valores de acelerações em rms (*root mean square*) obtidas, para os modelos de carregamento IV caminho 1 e caminho 2.

7. Considerações Finais

7.1. Introdução

Este trabalho tem com objetivo avaliar o comportamento dinâmico de sistemas estruturais de pisos mistos (aço-concreto) quando submetidos a excitações dinâmicas oriundas de atividades humanas. Estas excitações, na maioria dos casos, provocam vibrações indesejadas em pisos de edificações e as acelerações críticas desses sistemas estruturais devem ser comparados com os valores admissíveis, recomendados por critérios de projeto disponíveis na literatura técnica, sob o ponto de vista associado ao conforto humano. Assim sendo, são desenvolvidos modelos de carregamento, de forma a representar de forma mais realista a excitação dinâmica induzida pelos seres humanos, aplicando os mesmos sobre painéis de pisos mistos (aço-concreto) com o objetivo de avaliar-se a resposta dinâmica desse tipo de estrutura. Técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, com base no emprego do programa Ansys [18] são empregadas para respaldar a presente análise.

7.2. Conclusões Obtidas ao Longo do Trabalho

São apresentados nesta seção, os resultados das análises obtidos ao longo de toda a dissertação, de acordo com a metodologia de análise proposta. As conclusões das análises serão apresentadas, de forma itemizada, como segue:

7.2.1. Modelagem Computacional

Pode-se perceber, a partir dos resultados alcançados referentes aos autovalores (frequências naturais) dos pisos analisados que existe uma boa concordância entre o valor numérico da primeira frequência natural dos modelos (frequência fundamental), obtida a partir do método dos elementos finitos, com base nos modelos computacionais desenvolvidos, com aquele obtido a partir do guia de projeto AISC [21]. Tal fato fornece um forte indicativo de coerência no que diz respeito aos modelos numéricos aqui apresentados e, bem como, aos resultados e conclusões obtidas ao longo deste trabalho. Contudo, deve-se ressaltar que resultados experimentais também são necessários neste tipo de análise.

O valor da frequência fundamental dos modelos, onde as colunas são consideradas rígidas na direção vertical e simuladas como apoios de segundo gênero, é inferior ao valor numérico fornecido pelos modelos que consideram a rigidez real das colunas de aço. Isto pode ser explicado, pois assume-se que neste modelo as colunas (apoios de segundo gênero) não provêm qualquer restrição à rotação. Assim sendo, as ligações entre o piso e as colunas não são suficientemente rígidas e o modelo em elementos finitos possui menos rigidez do que o modelo real. Por outro lado, a massa do sistema se encontra modelada de forma conveniente, apropriada para a análise dinâmica de uma estrutura submetida a carregamentos dessa natureza.

Percebe-se, também, que o valor da frequência fundamental do modelo onde as colunas são consideradas ainda mais rígidas na direção vertical, ou seja, modeladas como apoios fixos, ou engastes é bem superior ao valor numérico obtido com base nos modelos que consideram a rigidez real das colunas de aço. Isto pode ser explicado, sem sombra de dúvida, pelo fato de que as ligações entre o piso e as colunas são demasiadamente rígidas e o modelo exagerado em elementos finitos possui um nível de rigidez superior ao modelo real.

O modelo computacional que considera as colunas como sendo apoios do segundo gênero possui menos rigidez e o modelo com apoios fixos é muito mais rígido do que o modelo real. Deste modo, os resultados encontrados apontam para um estudo sobre os modelos mais apropriados que consideram a rigidez real das colunas de aço. Percebe-se, claramente, ao observar os valores das frequências naturais fornecidas pelos modelos computacionais que consideram a rigidez real das colunas que estas representam um valor intermediário, provavelmente, muito mais próximo do modelo real.

7.2.2. Modelos de Carregamento

A partir das análises realizadas ao longo do trabalho, pode-se concluir que, de modo geral, a resposta dinâmica dos pisos mistos aço-concreto, obtida através do emprego do modelo de carregamento I, composto por apenas um harmônico (harmônico ressonante), aplicado no ponto de maior amplitude modal da estrutura, conduz a níveis de aceleração menores do que aqueles obtidos por meio da aplicação do modelo de carregamento II, o qual considera quatro harmônicos na excitação. Tal fato é mais marcante no que tange as acelerações de pico.

Os desenvolvimentos feitos ao longo da dissertação indicam que os modelos de carregamento III e IV, os quais incorporam a variação espacial e temporal da excitação dinâmica e, bem como, os quatro harmônicos componentes da força, quando aplicados sobre os pisos analisados, fornecem respostas dinâmicas de intensidade bem superior às aquelas obtidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II.

Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que os resultados obtidos com base no emprego do modelo de carregamento IV, modelo que incorpora o efeito transiente do impacto do calcanhar do ser humano, apresentam valores bastante próximos ao modelo de carregamento III, isto para os modelos de pisos analisados nesta dissertação. Todavia, fica evidente que tal fato deve-se ao emprego do fator de impacto do calcanhar, f_{mi} , adotado nesta dissertação igual a 1,12 ($f_{mi} = 1,12$) [26]. Destaca-se, ainda, que o efeito do impacto do calcanhar das pessoas sobre os pisos produz respostas dinâmicas consideráveis no sistema estrutural. Assim sendo, deve-se aproveitar a grande potencialidade do modelo matemático proposto por Varela [26], por exemplo, para uma análise paramétrica com base em uma variação mais extensa deste coeficiente.

7.2.3. Análise de Conforto Humano

A obtenção das acelerações dos pisos mediante o emprego da raiz quadrada média da aceleração, rms (*root mean square*) produz resultados mais criteriosos, uma vez que os valores das acelerações máximas (acelerações de pico) podem conduzir a interpretações conservadoras, ou até mesmo equivocadas acerca destes resultados, visto que não existe um critério rigoroso para determinação do valor a ser tomado.

Os resultados obtidos ao longo desta dissertação indicam que os gráficos gerados através da aplicação da aceleração rms, possuem um aspecto “mais comportado”, ou seja, esses gráficos não apresentam grande dispersão entre os resultados, o que pode ser observado quando os valores de aceleração de pico são considerados. Além deste fato, observa-se que os valores obtidos pela aceleração rms são inferiores aqueles obtidos pela a partir dos valores de pico, o que indica que esse método tende a ser mais racional e, em consequência, mais econômico para avaliar-se os níveis de conforto humano desse tipo de estrutura.

Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que quando as acelerações de pico são obtidas via procedimentos simplificados, os guias práticos de projeto, de modo geral, apresentam resultados conservadores em comparação às acelerações fornecidas a

partir da aplicação dos modelos de carregamento I e II, os quais não consideram a variação espacial e temporal da carga. Contudo, o termo “conservador” deve ser analisado com cautela por parte dos projetistas, pois quando o modelo de carregamento dinâmico inclui a variação espacial e temporal da excitação induzida pelo ser humano, e, bem como, inclui vários harmônicos para a definição da mesma, a situação é bastante crítica, e os critérios de projetos fornecem valores para as acelerações, inclusive, contra o ponto de vista associado ao conforto humano dos modelos estruturais estudados neste trabalho.

7.2.4. Parâmetros Estruturais

• Variação do Vão dos Pisos

Na medida em que o vão das vigas é aumentado, os valores das frequências naturais dos modelos de piso misto (aço-concreto) idealizados nesta dissertação, diminuem de valor. Isto pode ser explicado pelo fato de que o aumento do vão das vigas secundárias reduz a rigidez dos painéis de pisos tornando-os mais flexíveis e conseqüentemente, vulneráveis a pequenos impactos como é o caso do caminhar de seres humanos sobre os pisos.

Nota-se que existem variações marcantes nas curvas representativas das acelerações referentes aos modelos de carregamento idealizados nesta dissertação; ou seja, o aumento do vão não necessariamente implica em um aumento do valor da aceleração de pico dos pisos. Isto porque considera-se uma interação entre a excitação e as características dinâmicas dos modelos estruturais analisados. Considerando-se a curva representativa dos valores das acelerações calculadas pelo procedimento simplificado do AISC [21], seu comportamento apresenta-se linear, significando com isso que, na medida em que o vão dos pisos é aumentado, as acelerações crescem para os diversos modelos estruturais estudados nesta dissertação.

• Amortecimento:

A variação da taxa de amortecimento dos modelos estruturais em estudo foi de suma importância na avaliação da influência deste parâmetro, no que tange a critérios de conforto humano para os modelos de pisos misto (aço-concreto) estudados nesta dissertação. Nota-se que o parâmetro “ ξ ”, reduz os valores das acelerações obtidos a partir da aplicação dos modelos de carregamento como excitação dinâmica sobre os pisos, na medida em que o mesmo é aumentado. A partir desta afirmação, observa-se também, que para alguns casos

em estudo, esta redução permite que modelos estruturais, ora aquém dos limites de projeto estipulados no que tange o conforto humano, passassem a trabalhar dentro dos limites toleráveis de norma.

O aumento do amortecimento da estrutura causa uma sensível diminuição do FAD (Fator de Amplificação Dinâmica), como era de se esperar. Tal fato mostra a coerência dos modelos computacionais desenvolvidos neste trabalho, representativos da interação dinâmica entre o pedestre e os modelos estruturais.

• **Espessura da Laje dos Pisos**

O aumento da espessura da laje de concreto dos pisos provoca um aumento da massa dos modelos, e conseqüentemente, uma diminuição da freqüência fundamental destes. Por outro lado, observa-se que a diferença entre os valores das acelerações dos pisos, obtidas a partir do emprego dos quatro modelos de carregamento, cresce bastante na medida em que a espessura da laje de concreto dos pisos diminui, de forma geral. Tal fato pode ser explicado a partir de que os modelos de pisos com espessuras de laje menores, portanto com menos massa, apresentam forças inerciais maiores.

A relação entre a freqüência dominante dos pisos mistos aço-concreto e as freqüências de excitação provenientes dos harmônicos, varia bastante na medida em que as características dinâmicas dos pisos (massa e rigidez) são modificadas. Tal fato indica, claramente, que a transferência de energia associada aos harmônicos componentes da carga dinâmica é bastante distinta para cada piso. Isto explica o fato de que à medida que a espessura da laje de concreto diminui, a transferência de energia dos harmônicos da carga é maior do que no caso contrário, contribuindo assim para a obtenção de valores de acelerações mais elevados.

• **Rigidez das Ligações Viga-Coluna**

Percebe-se que no modelo onde as colunas são consideradas rígidas na direção vertical e simuladas como apoios de segundo gênero, as freqüências naturais são inferiores ao valor numérico fornecido pelos modelos que consideram a rigidez real das colunas de aço com ligações rotuladas e que por sua vez são menores para os mesmos modelos que consideram a rigidez real das colunas de aço porem, as ligações entre o piso e as colunas consideradas engastadas. Isto pode ser explicado, sem sombra de dúvida, pelo fato de que

o aumento na rigidez do piso, provocado pelo engastamento da ligação viga-coluna, fez com que as frequências naturais aumentassem. Portanto, o tipo de ligação exerce grande influencia na resposta dinâmica estrutural.

7.3. Sugestões para Trabalhos Futuros

Realizar análises experimentais com o intuito de obter as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações procurando validar as respostas obtidas neste trabalho.

Avaliar outros modelos estruturais de pisos, compostos por outros materiais, diferentes condições de apoio e com vãos maiores.

Realizar outros estudos levando em conta os diferentes tipos de carregamento como aqueles gerados em uma corrida, pulos ou exercícios aeróbicos.

Verificar a influencia do comportamento estrutural quando da utilização de um fator de majoração do impacto do calcanhar ($F_{mi} = 1,12$) um pouco mais elevado.

Realizar uma investigação a cerca da influência da variação da inércia das vigas e colunas na resposta dinâmica estrutural.

Avaliar o comportamento dinâmico do piso segundo trajetórias aleatórias utilizadas pelo ser humano para caminhar sobre o piso.

Realizar uma investigação a cerca da influência na resposta dinâmica estrutural a partir de modelos de pisos que consideram lajes de características ortotrópicas.

Avaliar até que ponto os painéis das vigas secundárias matem uma influência marcante na resposta dinâmica estrutural, a partir da variação do vão das mesmas.

Avaliar o comportamento dinâmico dos pisos a partir da consideração de diferentes tipos de materiais que podem ser usados para revestir a laje de concreto.

Referências Bibliográficas

- 1 LEHMKUHL, L., SMITH, L. K. **Cineseologia Clínica de Brunstrom**. ed. Manole, p. 472-499, 1985.
- 2 RAINER, J. H., PERNICA, G., ALLEN, D. E., **Dynamic Loading and response of footbridges**. Structures Section, Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, Ont. Canada KIA OR6, p 66-71,1987.
- 3 EBRAHIMPUR, A., HAMAN, A., SACK, R. L., PATTEN, W. N., **Measuring and Modeling Dynamic Loads Imposed by Moving Crowds**. In: Journal of Structural Engineering, v 122, nº 12, p. 1468-1473, 1996.
- 4 OHMART, R. D., **An Approximate Method for the Response of Stiffened Plates to Aperiodic Excitation Studies in Engineering mechanics**, Report nº 30, The University of Kansas, Center for Research in Engineering Science, Lawrence, Kansas, April, 1968.
- 5 MURRAY, T. M., HENDRICK, W. E., **Floor Vibrations and Cantilevered Construction**. In: Engineering Journal / American Institute of Steel Construction, 1977.
- 6 ALVES, N. K. C., **Cargas Dinâmicas devido a Pessoas em Movimento**, 1997. 97f. Dissertação de Mestrado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, BRASIL, 1997.
- 7 FAISCA, R. G., **Caracterização de Cargas Dinâmicas Geradas por Atividades Humanas**, 2003. 230f. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, BRASIL, 2003
- 8 WISS, J. F., PARMALEE, R. A. **Human Perception of Transient Vibration**. In: Journal of the Structural Division, v. 100, nº ST4, ASCE, p. 773-787, 1974.
- 9 MURRAY, T. M., **Design to Prevent Floor vibration**. In: Engineering Journal, v. 12, nº. 3, p. 82-87, 1975.

- 10 TREGOLD, T., **Elementary Principles of Carpentry**. 2ª ed., Publisher unknown, 1828.
- 11 REIHER, H. E, MEISTER, F. J., **The Effect of Vibration on people**. Traduzido da Forsch Geb, p 381-386, Ohio, 1946.
- 12 LENZEN, K. H., **Vibration of Steel Joist Concrete Slab Floors**. In: Engineering journal, v. 3(3), p. 133-136, 1996.
- 13 ALLEN, D. E., RAINER, J. H., PERNICA, G., **Vibration Criteria for Assembly Occupancies**. In: Canadian Journal of Civil Engineering, v. 12, nº. 3, p. 617-623, 1985.
- 14 PASQUETTI, E., KRIPKA, M., MEIRA, A. D. M. **Consideração de Ações Dinâmicas no Dimensionamento de Lajes de Edifícios em Concreto Armado**.
- 15 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, Brasília, DF, Brasil, Maio, 2002.
- 16 PAULA, F. A., QUEIROZ, G. **Uso do Método dos Elementos Finitos na adaptação de uma estrutura para resistir a solicitações oriundas de atividades rítmicas** - Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da UFMG.
- 17 DARDIRY, E., WAHYUNI, E., JI T., ELLIS, B.R., **Improving finite element models of a long-span flat concrete floor using natural frequency measurements**. In: Article in Press, Computers and Structures p. 2145-2156, 2002.
- 18 ANSYS 5.5. **User's Manual**, 2001.
- 19 INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631/1: **Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration – Part 1: General Requirements**, Switzerland, 1985.
- 20 INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-2: **Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration – Part 2: Human Exposure to**

- Continuos and Shock-Induced Vibrations in Buildings (1 to 80 Hz)**, Switzerland, 1989.
- 21 MURRAY, T. M., ALLEN, D. E., UNGAR, E. E. **Floor Vibration Due to Human Activity**, Steel Design Guide Series, AISC, Chicago, 1989.
- 22 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.
- 23 OHLSSON, S. V., **Floor Vibration and Human Discomfort**, PhD. Thesis, Department of Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Gotemborg, Sweden, 1982.
- 24 FRACCAROLI, J. L. **Análise Mecânica dos Movimentos Gimnásticos e Esportivos**. Ed. Cultura Médica, p. 94-121, 3ª ed.
- 25 Naein, F., **Design Practice to Prevent floor Vibration**. Technical Information & Product Service, Structural Steel Education Council, September, 1991.
- 26 FRACCAROLI, J. L. **Biomecânica Análise dos Movimentos**. ed. Cultura Médica 2ª Edição p. 61-70.
- 27 Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto**, 2003.
- 28 Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8800 - Projeto e execução de Estruturas de Aço de Edifícios (Método dos Estados Limites)**, pp 110-113 (Anexo N – Vibrações em pisos) e pp. 33-41 (Condições específicas para dimensionamento de vigas mistas), Rio de Janeiro, 1986.
- 29 CANADIAN STANDARDS CAN3-S16, 1-M89: **Steel Structures for Buildings – Limits States Design**. Appendix G: Guide for floor Vibration. Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1989.

- 30 BACHMANN, H., AMMANN, W. **Vibrations in Structures Induced by Man and Machines**. Structural Engineering Document n° 3e, International Association for Bridges and Structural Engineering. IABSE, Zurich, Switzerland, 1987.
- 31 VARELA, W. D., **Modelo Teórico-Experimental para Análises de Vibrações Induzidas por Pessoas Caminhando sobre Lajes de Edifícios**, 2004. 309f. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, BRASIL, 2004.
- 32 BATTISTA, R. C. **Redução e controle de vibrações em estruturas**, Notas de Aula - COPPE – UFRJ, Programa de Engenharia Civil, 1993.
- 33 ALLEN, D. E., **Floor Vibration From Aerobics**. In: Canadian Journal of Civil Engineering, v. 17, n° 5, p. 771-779, 1990.
- 34 KERR, S. C., **Human Induced Loading on Staircases**, 1988. Tese de Doutorado - University of London, 1988.
- 35 MOREIRA, B. C., **Avaliação Comparativa de Pisos de Edificações em Estrutura Metálica Quanto aos Critérios de Vibração**, 2004. 182f. Dissertação de Mestrado - UFOP, Ouro Preto, MG, BRASIL, 2004.
- 36 BATHE, K., **Finite Element Procedures in Engineering Analysis**, 1st ed., England, McGraw-Hill Book Company, 1985.
- 37 CLOUGH, R. W. e Penzien, J. **Dynamics of Structures**. McGraw-Hill, p. 738, Auckland, 1975.