



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Faculdade de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Natália Antunes dos Santos Langer

**Estudo do Conforto Humano em Pisos Mistos (Aço-Concreto) Submetidos a
Ações Humanas Rítmicas**

Rio de Janeiro
2009

Natália Antunes dos Santos Langer

**Estudo do Conforto Humano em Pisos Mistos (Aço-Concreto) Submetidos a
Ações Humanas Rítmicas**

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

Orientador: Prof. José Guilherme Santos da Silva, DSc.

Co-orientador: Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, DSc.

Co-orientador: Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, PhD.

Rio de Janeiro

2009

Natália Antunes dos Santos Langer

**Estudo do Conforto Humano em Pisos Mistos (Aço-Concreto)
Submetidos a Ações Humanas Rítmicas**

Dissertação apresentada ao PGECIV - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil 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.

Aprovado em 10 de agosto de 2009.

Banca Examinadora:

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

Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, DSc
Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ

Prof. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, PhD
Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ

Prof. Paulo Batista Gonçalves, DSc
Departamento de Engenharia Civil – PUC-RJ

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

Rio de Janeiro

2009

DEDICATÓRIA

A Deus, por estar sempre comigo, aos meus pais, ao meu irmão e aos meus familiares e amigos, que sempre acreditaram e torceram por mim.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar a Deus, por ser misericordioso, por me dar saúde e me fortalecer a cada dia com a sua graça.

Aos meus pais, meu irmão e a todos os familiares pelo incentivo, compreensão, preocupação e acolhimento.

Ao meu orientador, Professor José Guilherme, por toda a ajuda, confiança, dedicação, incentivo, paciência, empenho e aprendizado passado ao longo da minha jornada na UERJ.

Ao meu co-orientador, Professor Luciano, por sua amizade, desde a graduação, seus conselhos e ensinamentos e por se mostrar sempre prestativo.

Aos professores, funcionários e estagiários do programa de pós-graduação em engenharia civil, PGE CIV, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, em especial aos professores Pedro Vellasco, Francisco Soeiro, Sebastião Andrade e Luiz Biondi pelo aprendizado e tempo dispensados e ao técnico Rodolfo, que sempre foi solícito quando precisei.

Aos amigos e companheiros da pós-graduação da UERJ, Monique, Fernando, Genasil, Antonio Ahi, Elvis, Nuno e Antonio Vicente, que compartilharam momentos de muito trabalho e solidariedade.

A FAPERJ - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro, pelo apoio financeiro.

A todos os amigos que me ajudaram, de alguma maneira, mesmo que indiretamente, na execução deste trabalho.

“Saber a gente aprende com os mestres e com os livros. A sabedoria se aprende é com a vida e com os humildes”

Cora Coralina

RESUMO

Langer, Natália Antunes dos Santos. *Estudo do Conforto Humano em Pisos Mistos (Aço-Concreto) Submetidos a Ações Humanas Rítmicas*. Rio de Janeiro, 2009. 134f. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

Este trabalho de pesquisa objetiva o estudo do comportamento dinâmico de pisos mistos (aço-concreto), em edificações de andares múltiplos, sob o ponto de vista de conforto humano, quando essas estruturas encontram-se submetidas às atividades rítmicas provenientes dos seres humanos. A definição das ações dinâmicas atuantes sobre os modelos estruturais foi feita com base em resultados experimentais, com os indivíduos praticando atividades rítmicas e não rítmicas associadas à ginástica aeróbica e saltos à vontade. Os modelos estruturais investigados baseiam-se em edificações mistas de andares múltiplos. O sistema estrutural é do tipo misto (aço-concreto), composto por vigas de aço em seção do tipo “I” e laje de concreto armado. A análise fundamenta-se na modelagem computacional dos sistemas estruturais, através do Método dos Elementos Finitos (MEF). São empregadas técnicas usuais de discretização, por meio do emprego do programa ANSYS. Uma análise paramétrica foi desenvolvida sobre três modelos estruturais, com dois, três e quatro pavimentos. Os valores das acelerações máximas encontradas na análise são confrontados e comparados com os limites propostos por recomendações internacionais. Os resultados obtidos mostram que os limites recomendados em diversas normas de projeto foram ultrapassados. Esses resultados demonstram que atividades rítmicas oriundas dos seres humanos podem gerar acelerações de pico elevadas, violando critérios de projeto, no que concerne ao conforto humano. Foi observado também que estas ações dinâmicas podem comprometer o conforto humano em pisos adjacentes, próximos do local onde a carga dinâmica está sendo efetivamente aplicada.

Palavras-chave: Estruturas de Aço e Mistas, Dinâmica Estrutural, Atividades Rítmicas, Modelagem Computacional, Conforto Humano.

ABSTRACT

The present dissertation investigates the dynamic behaviour of composite floors (steel-concrete) in multi-storey buildings when subjected to the human rhythmic activities, considering human comfort aspects. The dynamic loads were obtained through experimental tests with individuals carrying out rhythmic and non-rhythmic activities such as stimulated and non-stimulated jumping and aerobics. The investigated structural model was based on several building composite floors. The structural systems are composed of a composite (steel/concrete) solution made of an “I” steel profile and a reinforced concrete slab. The proposed analysis methodology adopted the usual mesh refinement techniques present in the finite element method simulations implemented in the ANSYS program. A parametric analysis was developed, using three different building composite floors with two, three and four storeys. The parametric study considered correlations between analytical and numerical results found in the technical literature. The results, in terms of maximum accelerations (peak accelerations) were compared with the limits proposed by design recommendations. The results indicated that the limits suggested by design recommendations are not satisfied. Such fact shows that these rhythmic activities may generate peak accelerations that violates design criteria when the human comfort is considered. It was verified that these dynamic loads generate considerable perturbations on adjacent areas. The influence caused by dynamic actions in adjacent floors near to the place where the load was applied also can compromise the human comfort.

Keywords: Steel and Composite Structures, Structural dynamic, Rhythmic Activities, Computational modeling, Human comfort.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Plataforma de força utilizada por A. Ebrahimpur, Sack e Patten.....	22
Figura 1.2 - Escala modificada de Reiher - Meister.....	26
Figura 1.3 - Critério de conforto para vibração em pisos.....	27
Figura 2.1 - Pico de aceleração máximo recomendado para o conforto humano.....	35
Figura 2.2 - Direções de propagação das vibrações no corpo humano.....	39
Figura 2.3 - Curva base de aceleração em direções combinadas (eixo x, y e z)	40
Figura 2.4 - Curva base de aceleração no eixo z.....	40
Figura 2.5 - Curva base de aceleração nos eixos x e y.....	41
Figura 3.1 - Força sob uma estrutura no momento de um salto, Faísca (2003)	43
Figura 3.2 - Movimentos de um indivíduo durante um salto.....	44
Figura 3.3 - Comparação entre o sinal experimental, e os obtidos com as funções semi-seno e Hanning.....	46
Figura 3.4 - Intervalos de tempo da função adotada.....	47
Figura 3.5 - Coeficientes de defasagem para as atividades propostas.....	49
Figura 3.6 - Sinais de força no tempo e espectro de frequência da força para atividade aeróbica.	51
Figura 4.1 - Modelo estrutural.....	53

Figura 4.2 - Seção transversal genérica do pavimento do piso em estudo.....	54
Figura 4.3 - Modelos estruturais estudados.....	55
Figura 4.4 - Distribuição do Modelo de Carregamento I aplicado sobre os pisos.....	57
Figura 4.5 - Distribuição do Modelo de Carregamento II aplicado sobre os pisos.....	58
Figura 4.6 - Elemento BEAM 44.....	59
Figura 4.7 - Elemento SHELL 63.....	60
Figura 4.8 - Excentricidade entre a laje e a viga.....	60
Figura 4.9 - Modelo da malha de elementos finitos correspondentes ao Modelo I.....	61
Figura 4.10 - Modelo da malha de elementos finitos correspondentes ao Modelo II.....	62
Figura 4.11 - Modelo da malha de elementos finitos correspondentes ao Modelo III.....	62
Figura 5.1 - Modos de Vibração do Modelo Estrutural I.....	67
Figura 5.2 - Modos de Vibração do Modelo Estrutural II.....	68
Figura 5.3 - Modos de Vibração do Modelo Estrutural III.....	69
Figura 6.1 - Deslocamentos e acelerações no centro da laje (Nó A: Figura 4.4). Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento I.....	72
Figura 6.2 - Deslocamentos e acelerações no centro da laje (Nó A: Figura 4.5). Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento II.....	73

Figura 6.3 - Deslocamentos referentes ao Nó A (Figura 4.4). Domínio do tempo e domínio da frequência. Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento I.....	75
Figura 6.4 - Acelerações referentes ao Nó A (Figura 4.4). Domínio do tempo e domínio da frequência. Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento I.....	76
Figura 6.5 - Deslocamentos referentes ao Nó A (Figura 4.5). Domínio do tempo e domínio da frequência. Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento II.....	77
Figura 6.6 - Acelerações referentes ao Nó A (Figura 4.5). Domínio do tempo e domínio da frequência. Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento II.....	78
Figura 6.7 - Acelerações de pico no Nó A (Figura 4.4). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%.....	88
Figura 6.8 - Acelerações de pico no Nó B (Figura 4.4). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%.....	89
Figura 6.9 - Acelerações de pico no Nó A (Figura 4.5). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%.....	90
Figura 6.10 - Acelerações de pico no Nó B (Figura 4.5). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%.....	91
Figura 6.11 - Acelerações de pico no Nó B (Figura 4.5). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%.....	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Frequências naturais mínimas recomendadas.....	23
Tabela 1.2 - Frequência natural mínima requerida por Allen, Rainer e Pernica (1985)..	27
Tabela 2.1 - Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas à vibração pela ação de pessoas.....	33
Tabela 2.2 - Faixas de frequência das atividades.....	36
Tabela 2.3 - Faixa dos fatores de multiplicação usados em vários países para estimar satisfatoriamente os níveis de vibrações em edificações, no que tange o conforto humano.....	41
Tabela 3.1 - Faixas de frequências fundamentais para os carregamentos humanos.....	45
Tabela 3.2 - Parâmetros experimentais utilizados.....	48
Tabela 3.3 - Valores de CD Faísca (2003).....	49
Tabela 4.1 - Propriedades geométricas dos perfis de aço.....	53
Tabela 5.1 - Frequências naturais dos modelos.....	65
Tabela 6.1 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi= 1\%$	80
Tabela 6.2 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi= 3\%$	81
Tabela 6.3- Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi= 15\%$	82

Tabela 6.4 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi = 1\%$84

Tabela 6.5 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi = 3\%$85

Tabela 6.6 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi = 15\%$86

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AISC	American Institute of Steel Construction
a_{lim}	Aceleração limite
a_p	Aceleração de pico
a_p/g	Razão entre a aceleração de pico e a aceleração da gravidade
CD	Coeficiente de defasagem
CEB	Committee Europeau du Béton
cm	Centímetro
cos	Cosseno
E_{qs}	Equações
f(Hz)	Frequência em hertz
f	Frequência de excitação
f_n	Frequência natural
f_{crit}	Frequência crítica
f_p	Frequência do passo
F(t)	Representação matemática do carregamento no tempo em (N)
FAD	Fator de amplificação dinâmico
FND	Força dinâmica normalizada
f_{ck}	Resistência característica à compressão
g	Gravidade
Hz	Hertz
kN	Kilonewton
kN/m^2	Kilonewton por metro quadrado
K_p	Coeficiente de impacto
m^3	Metro cúbico
m^2	Metro quadrado
MEF	Método dos elementos finitos
min	Minutos
MPa	Megapascal
N	Newton

N/m^2	Newton por metro quadrado
N°	Número
T	Período da atividade em (s)
seg	Segundos
T_c	Período de contacto da atividade em (s)
T_s	Período sem contacto da atividade em (s)
Δ_t	Intervalo de tempo

LISTA DE SÍMBOLOS

b_f	Largura da mesa
d	Altura do perfil
e	Excentricidade entre laje e viga
H	Altura de coluna
i	Harmônico
K	Matriz de rigidez da estrutura
L_g	Dimensão das vigas secundárias
L_j	Dimensão das vigas principais
n	Número máximo de harmônicos
P	Peso da pessoa em (N)
t_f	Espessura da mesa
t_w	Espessura da alma
v_D	Deslocamento dinâmico
v_E	Deslocamento estático
w_p	Carga efetiva por unidade de área
w_t	Carga total por unidade de área
α	Parâmetro de amortecimento proporcional à matriz de massa
α_i	Coefficiente dinâmico
β	Relação entre a frequência de excitação e a frequência natural
δ	Parâmetro de amortecimento proporcional à matriz de rigidez
ξ	Taxa de amortecimento modal
ξ_i	Taxa de amortecimento do modo i
ϕ_i	Ângulo de fase
ω_{0i}	Frequência natural circular do modo i

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	Considerações gerais	19
1.2	Motivação e objetivo	20
1.3	Estado da arte.....	20
1.4	Escopo do trabalho	30
2	CRITÉRIOS DE NORMA PARA ANÁLISE DE VIBRAÇÕES	32
2.1	Generalidades.....	32
2.2	Norma Brasileira - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado: NBR 6118/2003	32
2.3	Norma Brasileira - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - Projeto de Revisão: NBR 8800/2008.....	33
2.4	Guia Prático do AISC - Floor Vibrations Due to Human Activity (Steel Design Guide Series of American Institute of Steel Construction) (2003)	34
2.5	Norma ISO - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations): ISO 2631/1 (1985)	37
2.6	Norma ISO - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations – Continuous and Shock-Induced Vibration in Buildings (1 to 80 Hz): ISO 2631/2 (1989)	38
3	CARREGAMENTOS DINÂMICOS	42
3.1	Generalidades.....	42
3.2	Caracterização das ações dinâmicas	42
3.3	Modelo de carregamento empregado.....	46
4	MODELAGEM DO SISTEMA ESTRUTURAL	52
4.1	Generalidades.....	52
4.2	Descrição dos sistemas estruturais	52
4.3	Modelos estruturais considerados	54
4.4	Esquema de aplicação das cargas	56
4.5	Descrição dos elementos finitos	59
4.6	Modelagem computacional	61
4.7	Modelagem do amortecimento	63
5	ANÁLISE DOS AUTOVALORES E AUTOVETORES	65
5.1	Generalidades.....	65

5.2	Análise das frequências naturais (Autovalores).....	65
5.3	Análise dos modos de vibração (Autovetores)	66
6	ESTUDO DO CONFORTO HUMANO	70
6.1	Aspectos gerais	70
6.2	Análise do comportamento geral dos modelos.....	71
6.2.1	Análise no domínio do tempo	71
6.2.2	Análise no domínio da frequência.....	74
6.3	Estudo Paramétrico	79
6.3.1	Análise das acelerações de pico	79
6.3.1.1	Modelo de carregamento I	79
6.3.1.2	Modelo de carregamento II	83
6.3.2	Influência do amortecimento estrutural.....	87
6.3.2.1	Modelo de carregamento I	87
6.3.2.2	Modelo de carregamento II	90
6.3.3	Medidas corretivas a serem adotadas para a solução de problemas associados a vibrações excessivas	93
6.3.3.1	Redução de efeitos	93
6.3.3.2	Relocação	94
6.3.3.3	Redução da massa	94
6.3.3.4	Enrijecimento	94
6.3.3.5	Aumento do nível de amortecimento	95
6.3.3.6	Dispositivo mecânico de controle passivo	95
6.3.3.7	Sistema de controle ativo.....	95
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	97
7.1	Introdução	97
7.2	Conclusões alcançadas	97
7.3	Sugestões para trabalhos futuros	100
	REFERÊNCIAS.....	101
	ANEXO A - Exemplo de APDL para modelagem do sistema estrutural e análise estática - Modelo Estrutural ME-III	106
	ANEXO B - Exemplo de APDL para modelagem do sistema estrutural e aplicação de carregamento dinâmico - Modelo Estrutural ME-I. Amortecimento de 3%. 6 pessoas. Modelo de Carregamento MC-I	113

ANEXO C - Exemplo de APDL para modelagem do sistema estrutural e aplicação de carregamento dinâmico - Modelo Estrutural ME-II. Amortecimento de 15%. 12 pessoas. Modelo de Carregamento MC-I.....	119
ANEXO D - Exemplo de APDL para modelagem do sistema estrutural e aplicação de carregamento dinâmico - Modelo Estrutural ME-III. Amortecimento de 1%. 3 pessoas. Modelo de Carregamento MC-II	126

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

O desenvolvimento científico e tecnológico vem proporcionando o avanço da construção civil, seja no campo que envolve o conhecimento dos materiais e novas técnicas construtivas, seja no aprimoramento dos processos de cálculo. O desenvolvimento das estruturas de aço é um dos responsáveis por promover uma maior industrialização da construção civil, pois utiliza peças pré-fabricadas com maior controle de qualidade, favorecendo a utilização de grandes vãos e reduzindo o tempo de construção.

Esses fatores favorecem a concepção de estruturas mais arrojadas, vencendo grandes vãos com peças estruturais cada vez mais leves. Uma consequência dessa tendência é a diminuição da frequência fundamental da estrutura, que fica mais próxima da faixa de frequências associadas às atividades humanas como andar, correr, saltar e dançar. Isso faz com que tais estruturas se tornem, portanto, susceptíveis a sofrer vibrações excessivas pelo simples caminhar de pessoas, ou mais gravemente por atividades rítmicas. Essa situação pode levar ao desconforto do usuário ou até mesmo ao comprometimento da estrutura.

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

De acordo com este contexto, esta investigação busca estudar o comportamento dinâmico de sistemas estruturais de pisos mistos (aço-concreto), quando submetidos a excitações dinâmicas oriundas de atividades humanas rítmicas. Na definição da ação dinâmica, atuante sobre os modelos estruturais, são empregados os resultados experimentais obtidos por Faísca (2003), os quais levam em conta os efeitos de multidão.

Assim sendo, este trabalho investiga o conforto humano de uma série de modelos estruturais associados a edificações mistas (aço-concreto), com andares

múltiplos, considerando-se a rigidez real das colunas de aço. Os resultados numéricos são obtidos a partir do desenvolvimento de um modelo computacional, via método dos elementos finitos, com o emprego do programa ANSYS (ANSYS, 2005). Inicialmente, são obtidas as frequências naturais e os modos de vibração dos modelos em estudo.

Na seqüência, a resposta dinâmica das edificações contempla uma análise crítica acerca dos valores das acelerações máximas (acelerações de pico), de forma a dar respaldo ao estudo do conforto humano.

1.2 Motivação e objetivo

Considerando-se o número crescente de problemas estruturais associados a vibrações excessivas de sistemas estruturais na engenharia civil, este trabalho de pesquisa tem por objetivo a modelagem numérico-computacional e o estudo do conforto humano sobre edificações mistas (aço-concreto) de andares múltiplos, quando submetidas a atividades humanas rítmicas, tais como, ginástica aeróbica e saltos à vontade.

A metodologia de análise considera um modelo de carregamento respaldado por testes experimentais, de forma a representar as excitações dinâmicas humanas rítmicas com mais realismo, levando-se em conta, inclusive, a defasagem existente entre as ações de cada indivíduo.

Pretende-se fornecer subsídios aos projetistas de estruturas de aço e mistas (aço-concreto), no que diz respeito a comparações feitas entre os resultados obtidos nesta dissertação, em termos das acelerações de pico, e os limites estabelecidos por normas e recomendações internacionais, no que tange ao conforto humano.

1.3 Estado da arte

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

dinâmica é muito diferente da análise da carga estática. Sem contar a singularidade de cada tipo de atividades geradoras de excitação, que possui sua frequência, amplitude e forma de carregamento própria, levando o sistema estrutural a diferentes perturbações.

O comportamento de estruturas que sofrem vibrações devido a atividades humanas é assunto estudado por vários autores ao longo dos últimos anos, assim como, a descrição das cargas geradas por atividades humanas.

A carga dinâmica proveniente das atividades humanas é bastante complexa. As características individuais, a maneira em que cada indivíduo realiza a mesma atividade, a existência de estímulos externos, são fatores que influenciam nas características do carregamento. Inúmeros trabalhos foram desenvolvidos a fim de estabelecer parâmetros experimentais que descrevessem essas cargas.

Allen et al. (1985), construíram uma estrutura mista, com treliças metálicas e lajes de concreto, e realizaram ensaios com grupos de duas a quatro pessoas saltando em uma plataforma. Com os resultados obtidos estabeleceram parâmetros que pudessem caracterizar carregamentos dinâmicos produzidos por danças, shows, exercícios aeróbicos, eventos esportivos, etc.

Ebrahimpour e Sack (1989) utilizaram uma série de Fourier para modelar o carregamento periódico e funções de decaimento logarítmico para o carregamento impulsivo como um salto e, assim, descrever analiticamente as cargas dinâmicas geradas por pessoas, sendo estimada a área ocupada por cada pessoa e estabelecendo a intensidade de carga por pessoa em função do número de pessoas envolvidas.

Contribuindo, também, com estudos no campo da análise experimental, tais autores (1992) construíram uma plataforma de 16,72 m² e realizaram ensaios com até 40 pessoas. Nesse estudo foram sugeridos valores para a carga estática vertical e para a carga dinâmica.

Mais tarde Ebrahimpur, Haman, Sack e Patten (1996) construíram uma plataforma de 14,2m de comprimento por 2,0m de largura, como mostra a Figura 1.1, em aço e madeira, para medir o registro de pessoas caminhando sozinhas, em dupla e em grupo quatro pessoas. Os autores concluíram que, se tratando de multidão, com

atividade de caminhada, há um sincronismo da atividade realizada por meio de sinais visuais, auditivos e por influencia do movimento dos próprios indivíduos.

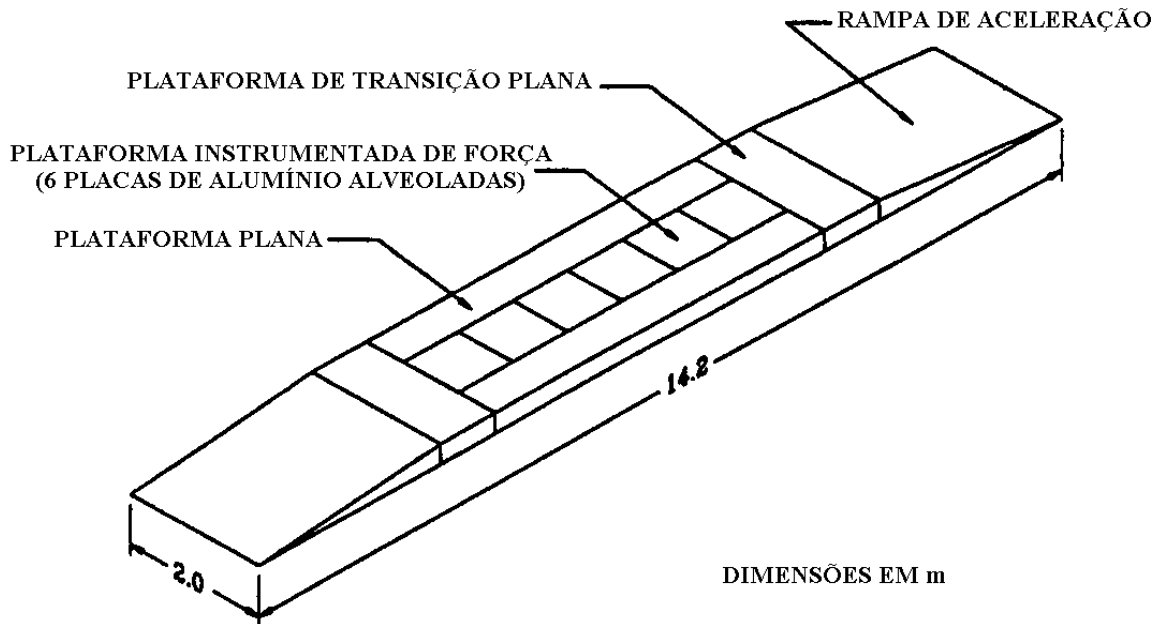


Figura 1.1 - Plataforma de força utilizada por A. Ebrahimpur, Sack e Patten

Estudos de casos de carga dinâmica, aplicadas a passarelas, ginásios e salas de esporte, salas de dança e shows, foram feitos por Bachmann (1992) e deram origem a guias para solucionar estruturas com problemas de vibração. Em sua pesquisa, o autor analisou dez exemplos práticos e concluiu que, em situações normais, a frequência fundamental da estrutura deve ser definida de acordo com a frequência da componente harmônica crítica da excitação dinâmica, ou seja, as frequências dos modos dominantes de vibração da estrutura devem-se manter fora do alcance da frequência dos harmônicos críticos de excitações de atividades humanas. O autor recomenda, ainda, frequências naturais mínimas para diferentes tipos de construções e ocupações, como mostra a Tabela 1.1

Tabela 1.1 - Frequências naturais mínimas recomendadas

Tipo de estrutura	Frequências naturais mínimas (Hz)			
	Concreto armado	Concreto protendido	Concreto/aço (misto)	Aço
Ginásios e salões (esporte)	7,5	8,0	8,5	9,0
Salões de dança e locais para concertos sem assentos	6,5	7,0	7,5	8,0
Shows e teatros com assentos (música "leve")	3,5	3,5	3,5	3,5
Shows e teatros com assentos (música "pesada")	6,5	6,5	6,5	6,5

Ji e Ellis (1994), ao estudarem carregamentos gerados por alguns tipos de danças rítmicas, concluíram que, em alguns casos, a multidão deve ser modelada como sistema massa-mola-amortecedor, por verificarem que quando há um contato relativamente curto entre as pessoas e a estrutura a massa do corpo não vibra juntamente com a estrutura. Tal consideração pode ganhar relevância numa análise, pois quando se assume que um grupo de pessoas se encontra parado sobre uma estrutura, significa um aumento da massa total da estrutura, o que implicaria em uma redução da frequência natural da estrutura.

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

Uma importante contribuição, no Brasil, é dada por Alves (1997), ao realizar estudos experimentais com atividades humanas numa plataforma rígida. Em seu trabalho, ela obteve os valores dos coeficientes de Fourier para os primeiros harmônicos da carga dinâmica, verificou que esses coeficientes estavam bem próximos dos recomendados pelo CEB (1991) e verificou que esses coeficientes podem ser influenciados por características individuais, tais como idade, habilidade física, e a forma como os indivíduos realizam as atividades, além dos tipos de calçados utilizados durante a realização das atividades.

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

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

No que tange ao conforto humano vários estudos foram realizados, a fim de definir limites em termos de amplitudes, velocidades e acelerações, em estruturas sujeitas às vibrações provenientes de atividades humanas.

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

Murray (1975) ao desenvolver uma análise de pesquisa de 100 sistemas de pisos mistos, compostos por vigas de aço e lajes de concreto, submetidos ao heel drop test, carregamento correspondente à caminhada, em que o indivíduo projeta seu calcanhar sobre o piso após elevá-lo a uma altura correspondente ao seu peso, classificou a percepção humana em quatro categorias distintas.

Na primeira categoria, a vibração, apesar de existir, não é percebida pelos ocupantes. Na segunda, a vibração é percebida, mas não causa perturbação. Na terceira categoria, a vibração é capaz de causar incômodo e na quarta, a vibração é tão intensa que causa danos à saúde das pessoas. Nessa classificação, as duas primeiras categorias são consideradas aceitáveis.

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.

Reiher e Meister (1946) desenvolvem ensaios experimentais com um grupo de indivíduos em pé submetido a vibrações permanentes, com uma variação de frequência de 1,0 Hz a 100 Hz e amplitudes variando de 0,01mm a 10 mm. Com os resultados definiu-se uma escala, calibrada em função das frequências e amplitudes de deslocamento, que permite descrever o nível de percepção e aceitabilidade humana de vibrações permanentes.

Dando continuidade a esta pesquisa, Lezen (1996), 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 (1946), ela poderia ser utilizada para sistemas de pisos com amortecimento menores que 5%. A escala modificada é apresentada na Figura 1.2.

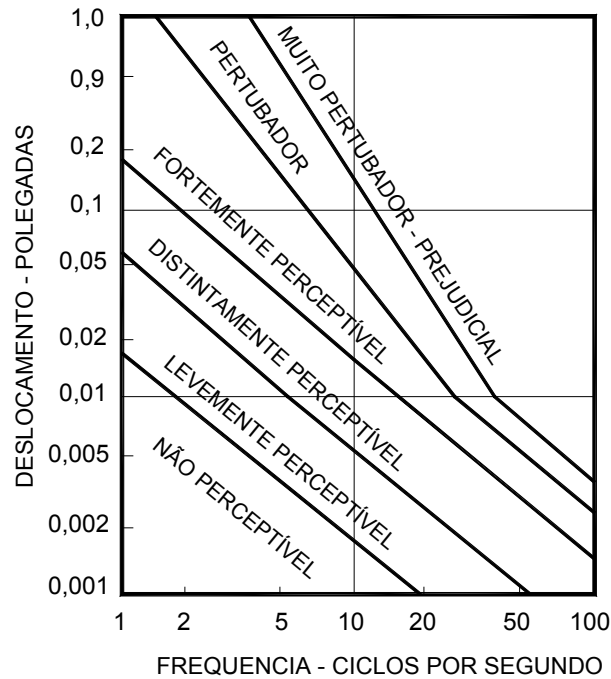


Figura 1.2 – Escala modificada de Reiher - Meister

Outra escala para avaliação dos níveis de conforto humano também foi desenvolvida pelos pesquisadores Allen e Rainer (1976). Ao observarem que as oscilações verticais contínuas tornam-se perceptíveis para as pessoas quando o pico de aceleração atinge 0,5% de g (g é a aceleração da gravidade) eles determinaram o pico de aceleração máximo em função da frequência natural e do amortecimento do piso, podendo ser aplicado para residências, escritórios ou escolas. A Figura 1.3 (2006), apresenta a escala que foi adotada, posteriormente, pelo CSA (Canadian Standards Association).

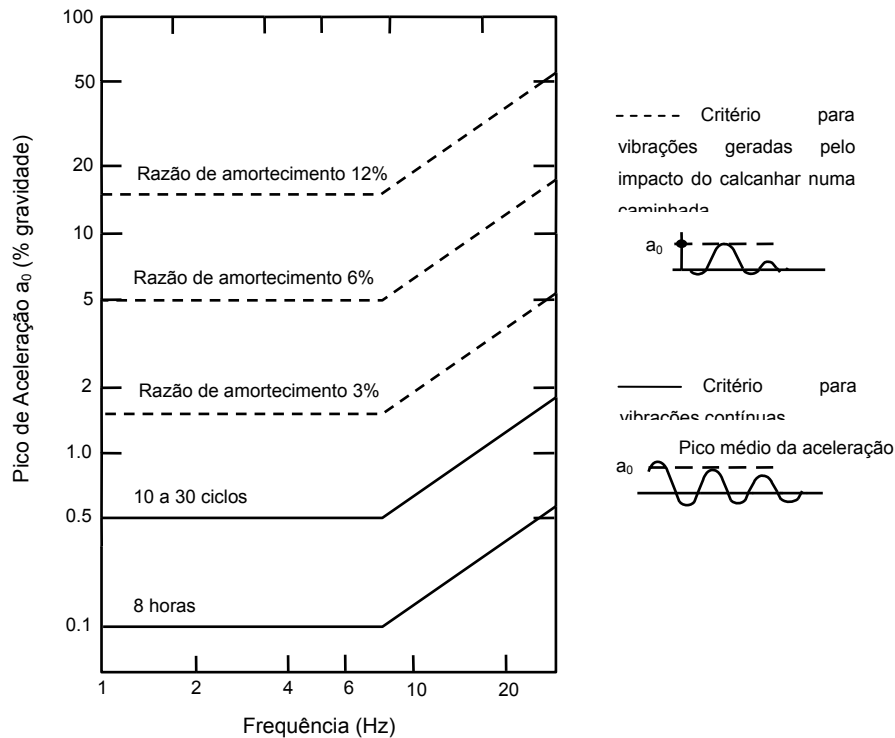


Figura 1.3 - Critério de conforto para vibração em pisos

Os pesquisadores Allen, Rainer e Pernica (1985), ao longo de seus trabalhos de pesquisa, propõem valores mínimos recomendados para a frequência 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.

Tabela 1.2 – Frequência natural mínima requerida por Allen, Rainer e Pernica (1985)

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

Na Tabela 1.2 são apresentados os valores das frequências naturais onde pode-se notar que os valores mínimos requeridos são maiores do que 6,0Hz.

Allen (1990) desenvolveu um procedimento para análise de sistemas estruturais submetidos a atividades rítmicas, distribuídas em toda a estrutura ou em parte da estrutura. O critério pode ser usado para avaliar sistemas estruturais submetidos à atividade aeróbica, dança, e eventos similares. Ele recomenda que a frequência natural da estrutura seja maior que a frequência do maior harmônico significativo da atividade.

Vecci et al. (1998), comparou as frequências naturais da estrutura e uma frequência mínima exigida para garantir o conforto humano e o estado limite de utilização em pisos metálicos, no que tange a excitação rítmica. Para tanto, foi utilizado o critério de projeto do National Building Code of Canada (NBC), edição de 1990, e verificou-se que o piso não poderia ser utilizado em sua totalidade para ginástica aeróbica, a menos que fossem realizadas verificações adicionais em termos das acelerações e estas fossem atendidas.

Para análise de uma estrutura mista (aço-concreto) já existente que passaria a receber, além de cargas estáticas, cargas dinâmicas provenientes de atividades rítmicas, os pesquisadores De Paula e Queiroz (1998) utilizaram um programa computacional baseado no método dos elementos finitos e simularam o carregamento dinâmico através de carregamentos harmônicos. Os resultados obtidos para as frequências naturais da estrutura, utilizando o modelo computacional, foram comparados com valores experimentais obtidos na estrutura real e foi apresentado um reforço para adequar a estrutura a sua nova ocupação, com base na avaliação dos níveis finais de esforços e acelerações.

Através de investigações experimentais, Batista e Varela (2002) constatam que os problemas envolvendo excitações dinâmicas produzidas por atividades humanas são mais agudos e frequentes 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.

Moreira (2004) realizou diversas análises em painéis típicos, modelados com o método dos elementos finitos, utilizando o programa ANSYS, visando um melhor entendimento da influência de parâmetros estruturais como variação do vão e rigidez

das vigas. Os resultados, em termos de acelerações induzidas por cargas impulsivas e decorrentes do caminhar de pessoas, foram examinados segundo Normas e Recomendações Internacionais.

Outra investigação feita por Varela (2004) tem base nas respostas dinâmicas, semideterminísticas e aleatórias, obtidas por meio de modelos teóricos e de ensaios experimentais de estruturas reais. As cargas aleatórias produzidas por pessoas e os sistemas estruturais são descritos e avaliadas com auxílio de ferramentas computacionais. São apresentadas modelagens mais adequadas e as mais simplificadas das cargas dinâmicas, produzidas por uma ou por várias pessoas. A conclusão que se chegou foi que uma nova filosofia de projeto deve ser empregada, na qual sejam considerados os necessários dispositivos de controle de vibrações.

Mello (2005), em seu trabalho de pesquisa, desenvolveu diversos modelos de carregamento representativos do caminhar das pessoas, considerando a variação espacial e temporal da carga dinâmica ao longo da análise e também o efeito transiente do impacto do calcanhar humano nos pisos. Os pisos mistos em aço-concreto foram discretizados com base no emprego Método dos Elementos Finitos (MEF), variando alguns parâmetros como o comprimento do vão, a taxa de amortecimento, a espessura das lajes e rigidez das ligações viga coluna. Os resultados dessa pesquisa indicam que níveis de acelerações elevados são alcançados, podendo gerar desconforto aos usuários.

Para Gama (2007), percepção e desconforto não devem ser confundidos, uma vez que o segundo geralmente possui valores mais altos que o primeiro. Mas ele afirma que a repetição de eventos simplesmente perceptíveis também pode levar ao desconforto. Sendo assim é importante que a condição de conforto seja considerada na análise de sistemas estruturais, pois afeta diretamente no bem-estar, na eficiência do trabalho ou de quaisquer outras atividades, e até mesmo na saúde dos usuários.

Para análise do comportamento de pisos mistos (aço-concreto), quando submetidos às atividades rítmicas correspondentes a ginástica aeróbica e saltos à vontade Loose (2007) obteve resultados em termos das acelerações máximas (acelerações de pico) e os comparou com os limites propostos por recomendações internacionais, sob o ponto de vista do conforto humano, para diferentes tipos de

ocupação. Os pisos mistos analisados ao longo de seu trabalho de pesquisa foram submetidos a níveis de aceleração elevados e ultrapassam critérios de conforto humano.

Almeida (2008) investigou o comportamento dinâmico de pisos mistos (aço-concreto) sujeito às atividades rítmicas provocadas pelas pessoas. O piso estudado era suportado por treliças metálicas e apoiado diretamente sobre paredes compostas. Ao realizar um estudo paramétrico entre os resultados numéricos e analíticos verificou que as acelerações de pico são superiores aos limites recomendados por normas de projeto.

Ao desenvolver um estudo sobre o comportamento estrutural de lajes nervuradas de concreto armado, Silva (2008) realizou uma modelagem numérica computacional do sistema estrutural e um estudo da resposta estática e dinâmica, no que tange deslocamentos translacionais verticais e tensões, confrontando-as quanto aos limites do conforto humano. Foi utilizado modelos de carregamento que representem as ações inerentes à ginástica aeróbica, com base em resultados de testes experimentais que levam em conta os efeitos de multidão. Inúmeros picos de aceleração foram bem superiores aos limites recomendados por manuais e normas internacionais de projeto.

1.4 Escopo do trabalho

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

No primeiro capítulo é feita uma introdução do assunto desenvolvido neste trabalho de pesquisa, apresentando os principais objetivos, a motivação para o desenvolvimento deste trabalho, mostrando, através de diversos trabalhos que tratam da análise de sistemas estruturais, da modelagem do carregamento e dos critérios de conforto humano, a importância da análise dinâmica diante das novas concepções estruturais, além de um resumo do conteúdo de cada capítulo.

No capítulo dois são apresentadas algumas normas, nacionais e internacionais, referentes à análise de pisos submetidos às ações dinâmicas, como atividades

humanas, e critérios e recomendações de análise propostos para verificar conforto humano.

No capítulo três é apresentada a metodologia adotada na modelagem dos carregamentos dinâmicos, assim como as respectivas formulações matemáticas que descrevem a atividade dinâmica. O enfoque deste estudo é para o carregamento humano rítmico correspondente à ginástica aeróbica.

O capítulo quatro trata da descrição dos modelos estruturais utilizados para avaliação do conforto humano, apresentando a geometria dos modelos computacionais, as propriedades geométricas das peças e as propriedades físicas dos materiais, além da descrição dos elementos finitos empregados na análise, da definição da malha utilizada nas análises e a modelagem do amortecimento dos sistemas.

No capítulo cinco são realizadas as análises dinâmicas dos modelos estruturais através dos autovalores, frequências naturais do sistema estrutural, e autovetores, modos de vibração, apresentados.

O capítulo seis apresenta as análises de vibração forçada, realizadas no domínio do tempo, a fim de avaliar o comportamento dinâmico das estruturas mistas (aço-concreto), quando submetidas a atividades rítmicas humanas (ginástica aeróbica), no que tange aos critérios de conforto humano.

No capítulo sete são apresentadas as conclusões deste estudo e as sugestões para trabalhos futuros, de forma a contribuir para o avanço desta linha de pesquisa.

2 CRITÉRIOS DE NORMA PARA ANÁLISE DE VIBRAÇÕES

2.1 Generalidades

O conhecimento das metodologias desenvolvidas para análise de estruturas submetidas a ações dinâmicas oriundas de atividades humanas se faz cada vez mais importante e necessário, devido frequentes problemas de vibração excessiva em estruturas que ocorrem hoje em dia.

Tais metodologias devem orientar e servir como base na elaboração de projetos ou ainda dar apoio na correção de problemas de vibração em estruturas existentes, prezando sempre não só o Estado Limite Último de Utilização, mas também o Estado Limite de Serviço, ou seja, garantir o conforto humano dos usuários .

Algumas normas referentes à análise de pisos submetidos às ações dinâmicas, como atividades humanas, e critérios relativos à análise do conforto humano estão apresentados nessa seção.

2.2 Norma Brasileira - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado: NBR 6118/2003

Segundo a norma brasileira NBR 6118/2003 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, a análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais. A norma recomenda que para estruturas sujeitas à vibração, deve-se afastar a frequência natural da estrutura (f_n) ao máximo possível da frequência crítica ($f_{crítica}$), que depende do tipo de ocupação da edificação em estudo. A norma recomenda que seja:

$$f_n > 1,2f_{crítica} \quad (2.1)$$

O comportamento de estruturas que se encontram sujeitas às ações dinâmicas cíclicas que originam vibrações, pode ser modificado por meio de alterações de alguns fatores, como ações dinâmicas, frequência natural (pela mudança da rigidez da

estrutura ou da massa em vibração) e o aumento das taxas de amortecimento estrutural. Na falta de valores determinados experimentalmente, adota-se os valores indicados na Tabela 2.1 para a $f_{crítica}$.

Tabela 2.1 - Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas à vibração pela ação de pessoas

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

Em casos especiais a norma sugere que sejam realizadas análises dinâmicas mais apuradas, com base em recomendações internacionais, enquanto não houver norma brasileira específica que trate deste assunto.

2.3 Norma Brasileira - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - Projeto de Revisão: NBR 8800/2008

O projeto de revisão da NBR 8800 de setembro de 2008 prevê que as estruturas de pisos formadas por grandes vãos e baixo amortecimento podem resultar em vibrações que provocam desconforto durante as atividades humanas normais e causar prejuízo no funcionamento de equipamentos.

A norma recomenda que para estruturas com problemas de vibração em pisos o projetista deverá recorrer a uma análise dinâmica que leve em conta os seguintes itens:

- a) as características e a natureza das excitações dinâmicas, como por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;
- b) os critérios de aceitação para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso;

- c) a frequência natural da estrutura do piso;
- d) a razão de amortecimento modal;
- e) os pesos efetivos do piso.

Para análises mais precisas, a norma cita e recomenda algumas normas e especificações nacionais e internacionais, além de bibliografia especializada.

O projetista pode optar também por uma avaliação mais simplificada de pisos submetidos a vibrações causadas por atividades humanas normais. Nesse caso, a norma recomenda que:

1) Nos pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências, escritórios e similares, a menor frequência natural do sistema estrutural não pode ser inferior a 5 Hz. Esta condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total for menor que 10 mm. Este deslocamento é calculado considerando as ações permanentes, incluindo a parcela dependente do tempo, e as ações variáveis, e usando as combinações frequentes de utilização propostas pela norma.

2) Nos pisos onde as pessoas saltam ou dançam de forma rítmica, como os de academias de ginástica, salões de dança, ginásios e estádios de esportes, a menor frequência natural não pode ser inferior a 10 Hz. Esta condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total for menor que 2,5 mm. Este deslocamento é calculado considerando as ações permanentes, incluindo a parcela dependente do tempo, e as ações variáveis, e usando as combinações frequentes.

2.4 Guia Prático do AISC - Floor Vibrations Due to Human Activity (Steel Design Guide Series of American Institute of Steel Construction) (2003)

Este guia de projeto foi desenvolvido pelos pesquisadores Murray, Allen e Ungar e faz parte de uma série de livros denominada Steel Design Guide Series, desenvolvida no American Institute of Steel Construction (AISC). Ele tem como objetivo básico fornecer os princípios básicos e ferramentas simples de análise para avaliar sistemas de pisos e passarelas submetidas a atividades humanas, quanto os estados limites, e também dar orientação no desenvolvimento de medidas corretivas para pisos problemáticos.

A análise dinâmica proposta por este guia é em função dos valores obtidos da aceleração de pico, relação a_p/g , comparados com os valores limites definidos na curva base da ISO (1989), que representa o limite no qual as acelerações verticais passam a ser perceptíveis.

Os valores limites podem ser vistos na Figura 2.1. Estes valores são ajustados de acordo com a ocupação pretendida. As curvas sugeridas para os vários tipos de ocupação estão em função da curva base de aceleração em rms (root mean square), Figura 2.1, podendo apresentar variações numa faixa de 0,8 a 1,5 vezes dos valores recomendados de acordo com a duração e a frequência da vibração.

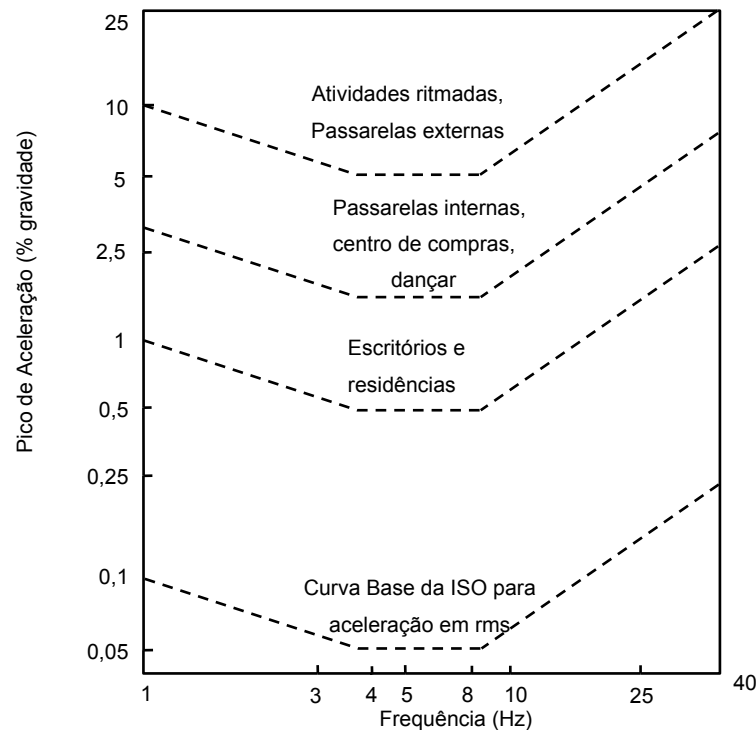


Figura 2.1 - Pico de aceleração máximo recomendado para o conforto humano

Este guia propõe considerar a solicitação dinâmica como uma componente harmônica dependente do tempo que se iguala à frequência natural da estrutura, na tentativa de causar a ressonância, como mostra a equação 2.2:

$$F(t) = P\alpha_i \cos(2\pi f_p t) \quad (2.2)$$

Onde:

F(t): força representativa da atividade humana ao longo do tempo (N);

P: peso do indivíduo;

i: múltiplo harmônico da frequência do passo;

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

f_p : frequência do passo da atividade (Hz);

t: tempo (s).

Os valores da frequência do passo da atividade (f_p) e coeficientes dinâmicos (α_i) podem ser vistos na Tabela 2.2, considerando diversos tipos de atividades, como a caminhada, a atividade aeróbica e a dança.

Tabela 2.2 - Faixas de frequência das atividades

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

* Coeficiente dinâmico = pico da força senoidal/ peso da(s) pessoa(s).

De acordo com este guia de projeto, o sistema de piso é considerado satisfatório se o pico de aceleração, a_p , devido à excitação da caminhada, em função da aceleração da gravidade, g , determinada através da equação (2.3), não exceder a aceleração limite, a_0/g , para a ocupação apropriada.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(0,35f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g} \quad (2.3)$$

Onde:

$\frac{a_p}{g}$: razão entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade em (m/s²);

$\frac{a_0}{g}$: aceleração limite recomendada de acordo com a curva limite em (%g);

f_n : frequência natural do sistema estrutural em (Hz);

P_o : carga constante de valor igual a 0,29 kN para painéis de piso e 0,41 kN para passarelas;

β : taxa de amortecimento modal;

W : peso efetivo total do piso em (kN).

Para a avaliação da estrutura quanto a atividades rítmicas, calcula-se a relação a_p/g (g é a aceleração da gravidade), dada pela equação 2.4, na ressonância, ou seja, fazendo a frequência do passo se igualar a frequência natural da estrutura ($f_p = f_n$).

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1,3\alpha_i w_p}{2\xi w_t} \quad (2.4)$$

Onde:

a_p/g : razão entre a aceleração de pico e a aceleração da gravidade;

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

w_p : carga efetiva por unidade de área das pessoas distribuídas sobre o piso;

w_t : carga total por unidade de área do piso, incluindo os ocupantes;

ξ : taxa de amortecimento modal.

2.5 Norma ISO - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations): ISO 2631/1 (1985)

Esta Norma Internacional define e dá valores numéricos a limites de exposição a vibrações transmitidas ao corpo humano, por superfícies sólidas, na amplitude de frequência de 1 a 80 Hz. Pode ser aplicada, dentro da amplitude de frequência especificada para vibrações periódicas e não periódicas ou esporádicas com um

espectro difuso de frequência. Eventualmente, pode também ser aplicada á excitação de impacto, desde que a energia em questão esteja contida na banda entre 1 e 80 Hz.

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

A norma fornece, então, limites para uso de acordo com os três critérios geralmente reconhecíveis de preservação do conforto, eficiência de trabalho e segurança ou saúde. Os limites estabelecidos segundo tais critérios são denominados:

a) Limite da redução do conforto: quando as vibrações já são sentidas e o conforto começa a ser prejudicado.

b) Limite de eficiência: quando os níveis de vibrações prejudicam a eficiência na realização de atividades, podendo chegar a causar fadiga nos usuários dependendo do tempo de exposição às vibrações.

c) Limite do tempo de exposição: significa o limite de exposição que um indivíduo esteja submetido sem que as vibrações causem danos à saúde ou até mesmo comprometa à segurança.

Apesar da norma classificar as vibrações e fornecer um método para se estabelecer o grau de severidade das vibrações em edifícios, ela não estabelece limites específicos de aceitação.

2.6 Norma ISO - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations – Continuous and Shock-Induced Vibration in Buildings (1 to 80 Hz): ISO 2631/2 (1989)

Essa norma apresenta procedimentos de medição e critérios de aceitabilidade em edificações sujeitas a vibrações que podem levar ao desconforto humano. Ela

estabelece limites para avaliação de vibrações, em função do tipo de vibração e do tipo de ocupação da edificação.

Além disso, ela define e fornece valores numéricos dos limites de exposição a vibrações transmitidas ao corpo humano, na amplitude de frequências entre 1 e 80 Hz, para vibrações periódicas e não periódicas. A norma sugere que se deve medir as vibrações na região onde exista o contato do usuário com a estrutura, seja em um ponto ou em vários pontos da edificação, onde as vibrações ocorram com maior intensidade.

A norma propõe que um fator importante na percepção das vibrações está relacionado com a posição em que o indivíduo se encontra quando as sente. A norma considera que a direção de propagação das vibrações no corpo humano se relaciona diretamente com o grau de percepção das vibrações. Para isso ela estabelece três direções principais: a direção dos pés à cabeça corresponde ao eixo Z, a direção das costas ao peito corresponde ao eixo X e a direção do lado direito ao lado esquerdo corresponde ao eixo Y. A Figura 2.2 ilustra essas três direções de propagação.

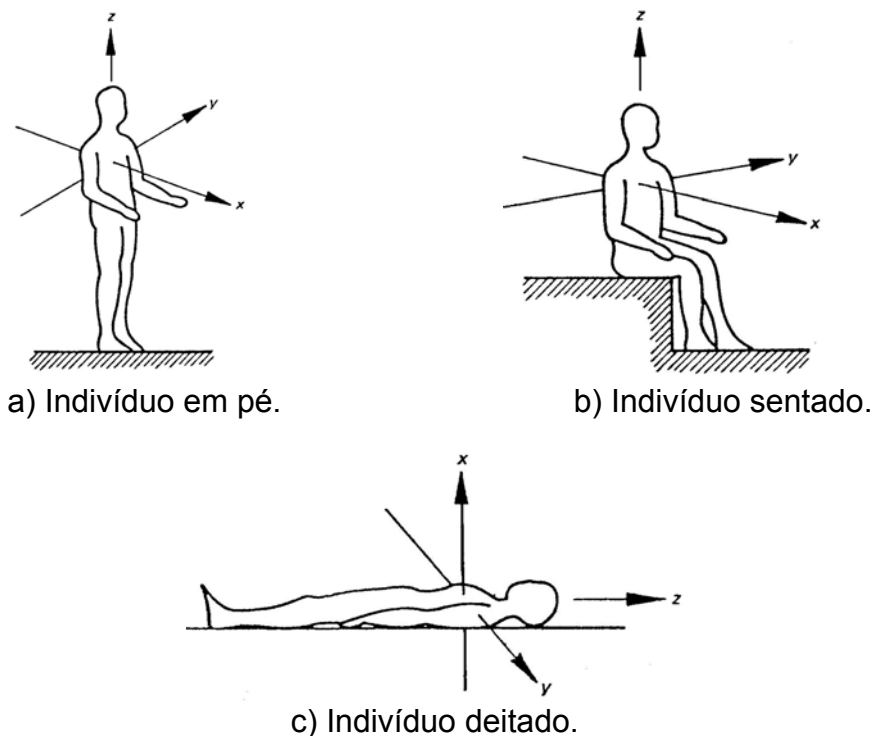


Figura 2.2 - Direções de propagação das vibrações no corpo humano

Além da direção de propagação da vibração a norma considera que a vibração deve ser definida também pela frequência (Hz) e aceleração máxima sofrida pelo corpo (m/s^2).

Níveis aceitáveis de vibrações em função do tipo de vibração, do período diurno ou noturno e do tipo de ocupação da edificação também são propostos. Os limites são especificados em termos de frequência vibratória, grandeza de aceleração, tempo de exposição e a direção da vibração em relação ao tronco humano.

São apresentadas, nas Figuras 2.3, 2.4 e 2.5, a seguir, as curvas das acelerações em rms (root mean square), e na Tabela 2.3 são apresentados os multiplicadores destas curvas, em função do tipo de ocupação, do período diurno ou noturno e do tipo de vibração.

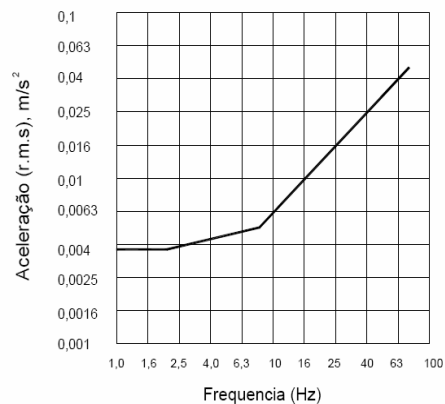


Figura 2.3 - Curva base de aceleração em direções combinadas (eixo x, y e z)

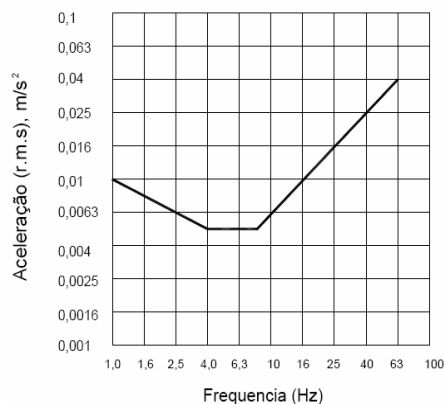


Figura 2.4 - Curva base de aceleração no eixo z

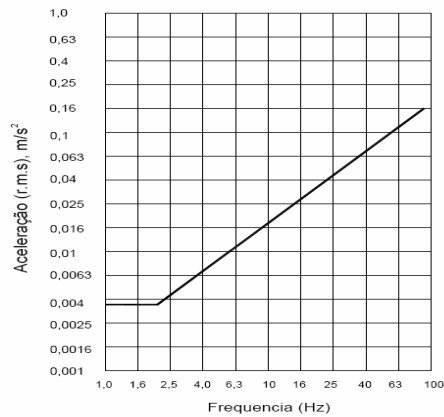


Figura 2.5 - Curva base de aceleração nos eixos x e y

Tabela 2.3 - Faixa dos fatores de multiplicação usados em vários países para estimar satisfatoriamente os níveis de vibrações em edificações, no que tange conforto humano

Local	Tempo	Vibrações contínuas ou intermitentes	Vibrações transientes (excitações com várias ocorrências por dia)
Áreas de trabalho críticas (ex.: salas de operação em hospitais, laboratórios de alta precisão, etc.)	Dia e Noite	1	1
Residências	Dia	2 a 4	30 a 90
	Noite	1,4	1,4 a 20
Escritórios	Dia e Noite	4	60 a 128
Salas de conferências	Dia e Noite	8	90 a 128

O próximo capítulo apresenta a formulação matemática referente ao modelo de carregamento dinâmico empregado ao longo da dissertação.

3 CARREGAMENTOS DINÂMICOS

3.1 Generalidades

Carregamentos dinâmicos são carregamentos em que a magnitude, direção e posição podem variar ao longo do tempo. Tal comportamento faz com que as respostas do sistema estrutural, em termos de deslocamento, velocidade e aceleração também variem ao longo do tempo.

Como exemplo de ações dinâmicas aplicadas em uma estrutura pode-se citar os abalos sísmicos, a ação dinâmica do vento, a atuação de equipamentos, o tráfego de veículos e também as ações causadas por atividades humanas como caminhar, pular e dançar, entre outras.

É importante primeiro conhecer e descrever corretamente as cargas que irão atuar no sistema estrutural para então analisar os efeitos causados por esta carga. E quando se trata de carregamento oriundo de atividades humanas podemos considerar o carregamento periódico, ou seja, a variação da carga é repetida por vários ciclos sucessivos.

Segundo Alves (1997), as cargas geradas por atividades humanas podem ser classificadas em duas categorias. A primeira categoria se refere àquelas atividades sem a perda de contato com a estrutura, por exemplo: a caminhada e a dança de salão. A outra categoria se refere àquelas atividades em que existe a perda de contato com a estrutura, como exemplo pode-se citar a ginástica aeróbica e a corrida.

Para este estudo caracterizou-se a carga dinâmica gerada por atividades humanas em que se perde o contato com a estrutura. A atividade específica escolhida foi a ginástica aeróbica.

3.2 Caracterização das ações dinâmicas

As ações dinâmicas são caracterizadas pela frequência da atividade, pelo tempo de contato do agente com a estrutura, pela carga dinâmica gerada e pelo amortecimento produzido durante a atividade executada. Sendo assim, para poder

discretizar o carregamento dinâmico produzido por atividades humanas deve-se levar em consideração características próprias de cada indivíduo como o peso, a habilidade física, o tipo de calçado e, ainda, como cada indivíduo realiza tal atividade.

No caso das ações dinâmicas que envolvem a perda de contato do indivíduo com a estrutura, o movimento realizado se configura por fases alternadas de contato, ou seja, durante um determinado período o indivíduo está em contato com a estrutura e por alguns instantes ele se mantém no ar.

A ginástica aeróbica e movimentos realizados por torcidas e platéias de shows, onde predominam a execução de saltos e principalmente um diferenciado grau de sincronismo de atuação dos participantes, são classificadas como atividades humanas que envolvem a perda de contato com a estrutura.

Na Figura 3.1 observa-se que a força aplicada sobre a estrutura é zero quando o indivíduo está no ar, mas a força vai crescendo até atingir seu pico na medida que o indivíduo aterrissa. Logo após atingir a força mínima o indivíduo começa a impulsionar para realizar o próximo salto. A Figura 3.2 ilustra os movimentos de um indivíduo ao praticar um salto, consideram-se quatro fases distintas para caracterização desta ação.

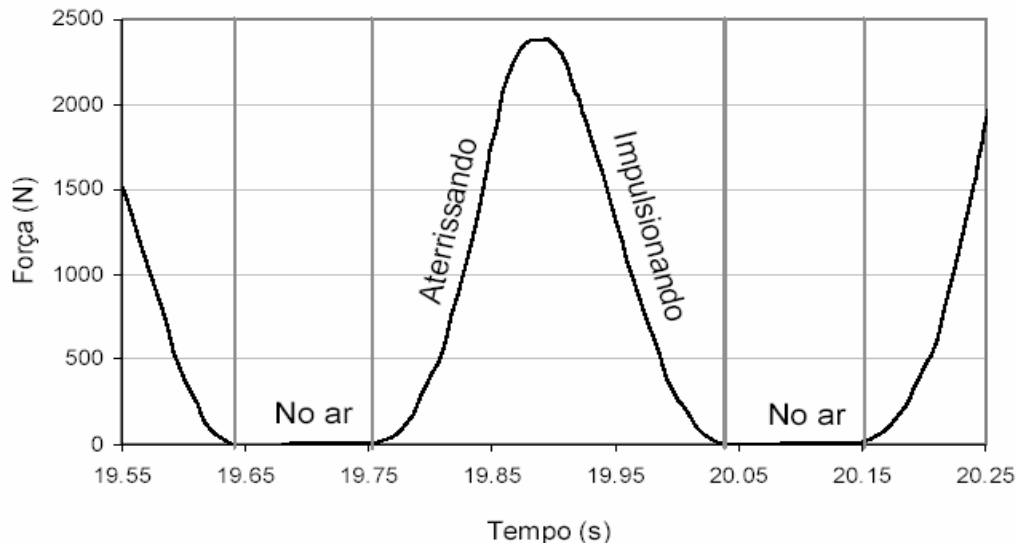


Figura 3.1 - Força sob uma estrutura no momento de um salto, Faísca (2003).

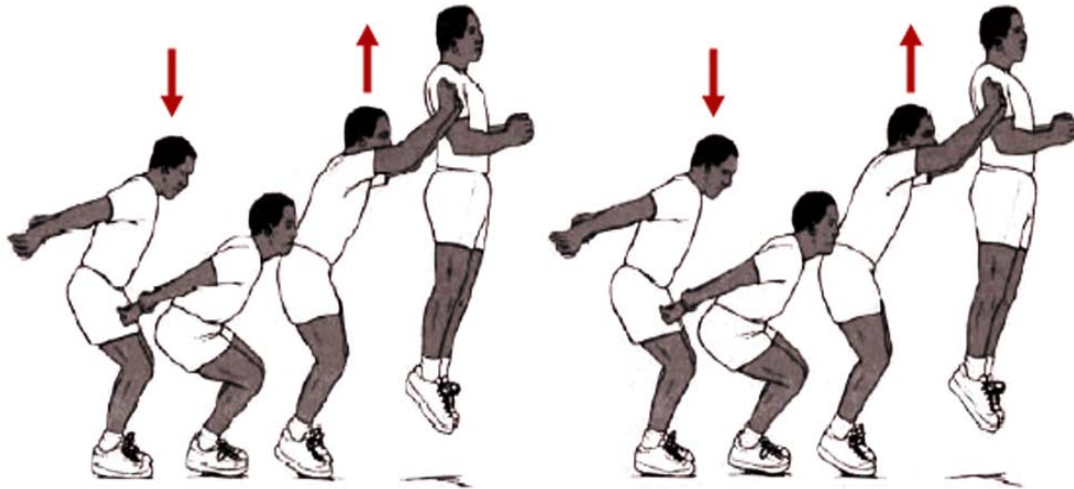


Figura 3.2 - Movimentos de um indivíduo durante um salto

A fase de preparação para salto é considerada a primeira fase, que pode ser chamada de posição inicial. Na seguinte fase o indivíduo flexiona os joelhos e projeta-se para frente e para cima, elevando seus braços a fim de impor uma velocidade inicial ao corpo. Esta segunda fase também é denominada fase de impulsão. Quando há a elevação do corpo, ou seja, quando o corpo perde o contato com o solo e segue uma trajetória no espaço é caracterizada a terceira fase. A quarta fase, ou aterrissagem, é quando o corpo retorna o contato com o solo. A partir daí o indivíduo retorna contato inicial, dando origem a um novo salto.

Os saltos podem ocorrer seguidos de movimentos horizontais ou podem ser executados estando o indivíduo inicialmente parado ou em movimento.

A Tabela 3.1 apresenta alguns valores obtidos por diversos autores, Allen e Rainer (1975), CEB (1991), Murray, Allen e Ungar (2003), apresentando a faixa da frequência fundamental medida para algumas atividades, entre elas atividades de ginástica aeróbica e de saltar.

Tabela 3.1 - Faixas de frequências fundamentais para os carregamentos humanos

Atividade	f (Hz)	Nº de Pessoas	Referência Bibliográfica
Pessoa Caminhando	1,60 - 2,20	1	Murray, Allen e Ungar (2003)
Saltar	1,80 - 3,40	1	CEB (1991)
	1,69 - 2,85	Até 100	Faísca (2003)
Grupo Dançando	1,50 - 3,0	8	Murray, Allen e Ungar (2003)
	1,50 - 3,0	1	CEB (1991)
Ginástica Aeróbica	1,89 - 2,65	Até 100	Faísca (2003)
	2,0 - 2,75	8	Murray, Allen e Ungar (2003)
Aeróbica de Alto Impacto	2,25 - 3,03	10 - 18	Allen e Rainer (1975)
Aeróbica de Baixo Impacto	2,54 - 2,72	14 - 25	Allen e Rainer (1975)
Show/Torcida	2,57	10 - 14	Allen e Rainer (1975)
	2,50 - 2,94	Até 100	Faísca (2003)

Faísca (2003), por considerar o efeito do amortecimento devido à participação de um número maior de pessoas pode-se observar, na Tabela 3.1, que os valores encontrados para a faixa de frequências fundamentais características para as atividades de ginástica aeróbica e de saltar foram, em média, inferiores aos valores encontrados pelos demais autores.

3.3 Modelo de carregamento empregado

Neste modelo de carregamento são simuladas as ações dinâmicas induzidas por atividades humanas rítmicas, como ginástica aeróbica e saltos à vontade, através da função Hanning. Tal função é muito utilizada em processamentos de sinais para descrever matematicamente esses carregamentos. Esta modelagem é respaldada por parâmetros experimentais realizados por Faisca (2003).

Faisca (2003), em sua investigação, observou que para diferentes atividades como saltos à vontade, ginástica aeróbica e show/torcida os gráficos da força x tempo apresentaram características bem semelhantes, ocorrendo variações apenas na amplitude máxima e no período das atividades. Isso possibilitou o emprego de uma única metodologia para o processamento dos sinais.

A partir dos resultados obtidos experimentalmente, verificou-se que a função semi-seno, usualmente empregada por vários autores, não é tão adequada para representar esse tipo de carregamento. Através de um estudo com várias funções, foi sugerida a função conhecida como função Hanning. Essa função foi a que melhor representou o sinal da força obtido experimentalmente. A comparação do sinal experimental com as funções semi-seno e Hanning podem ser vista na Figura 3.3.

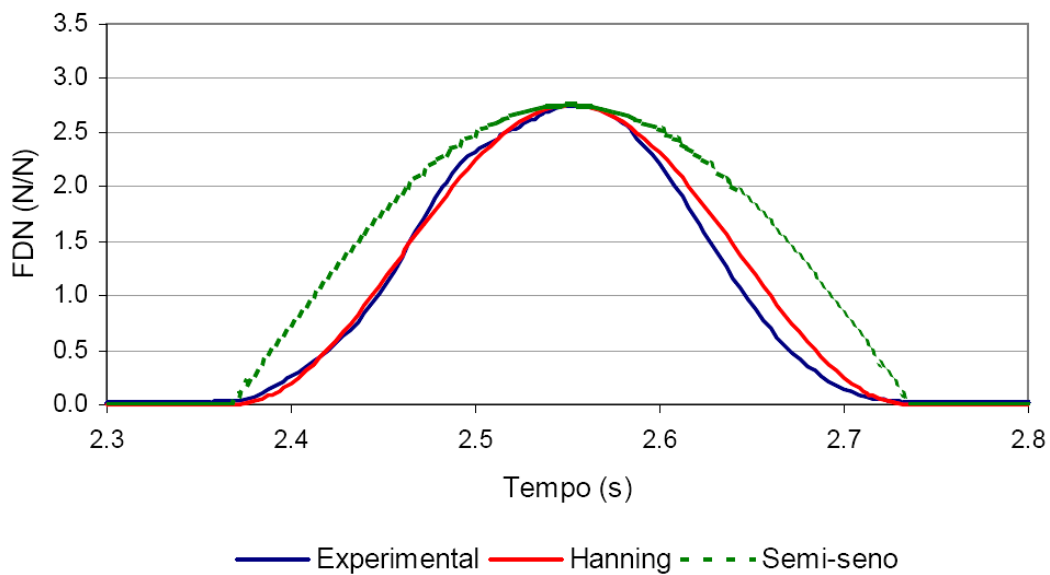


Figura 3.3 - Comparação entre o sinal experimental, e os obtidos com as funções semi-seno e Hanning

A representação matemática de carregamento dinâmico, por meio da função Hanning, é dada pela equação 3.1. Em seguida, a Figura 3.4 facilita o entendimento da função matemática adotada, pois esta ilustra os dois intervalos de tempo significativos da referida função. Ressalta-se que a força dinâmica normalizada (FDN) é representada na ordenada da Figura 3.4.

$$F(t) = CD \left\{ K_p P \left[0,5 - 0,5 \cos \left(\frac{2\pi}{T_c} t \right) \right] \right\}, \text{ para } t \leq T_c \quad (3.1)$$

$$F(t) = 0, \text{ para } T_c < t \leq T$$

Onde:

$F(t)$: representação matemática do carregamento no tempo (N);

CD: coeficiente de defasagem;

K_p : coeficiente de impacto;

P: peso da pessoa (N);

T: período da atividade (s);

T_c : período de contato da atividade (s);

t: tempo (s).

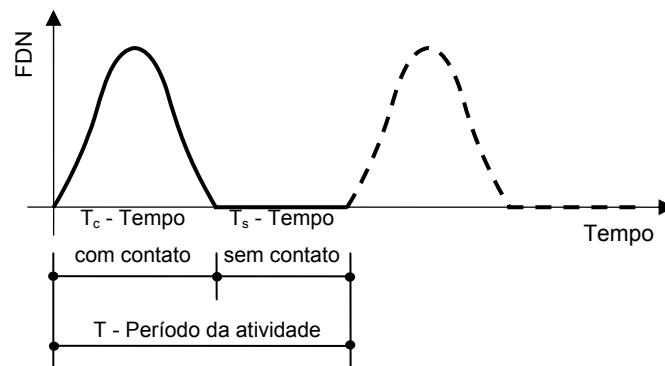


Figura 3.4 - Intervalos de tempo da função adotada.

Dos parâmetros citados anteriormente, o coeficiente de impacto (K_p), é um coeficiente de majoração da carga, que considera o impacto do salto sobre a estrutura. O coeficiente K_p deve ser obtido calculando-se o pico máximo de cada salto.

A partir das diferentes situações estudadas por Faisca (2003) que avaliaram a influência da flexibilidade da estrutura nas respostas, foram obtidos diferentes resultados para os parâmetros que caracterizam cada atividade. Na Tabela 3.2 são apresentados os valores das médias e desvios-padrão dos parâmetros T , T_c e K_p adotados neste trabalho para representar as atividades mencionadas.

Tabela 3.2 - Parâmetros experimentais utilizados

Atividade	T (s)	Tc (s)	Kp
Saltos à vontade	0,44 ± 0,15	0,32 ± 0,09	3,17 ± 0,58
Ginástica aeróbica	0,44 ± 0,09	0,34 ± 0,09	2,78 ± 0,60

O coeficiente de defasagem (CD) é um coeficiente de ponderação da carga, determinado em função da atividade realizada e do número de pessoas que atuam. Esse parâmetro leva em consideração os efeitos de multidão, ou seja, o grau de sincronismo entre as pessoas que atuam na estrutura. Através dele são consideradas possíveis defasagens, variações de ritmo, etc., que levariam à redução do carregamento.

$$CD = \frac{\text{Somatório de Todos os Picos}}{\sum_{i=1}^n K_{pi}} \quad (3.2)$$

A Figura 3.5 representa o gráfico do coeficiente de defasagem (CD), para três atividades estudadas por Faisca (2003), extrapoladas para um grande número de pessoas. Isso permite que as cargas possam ser usadas para representar multidões.

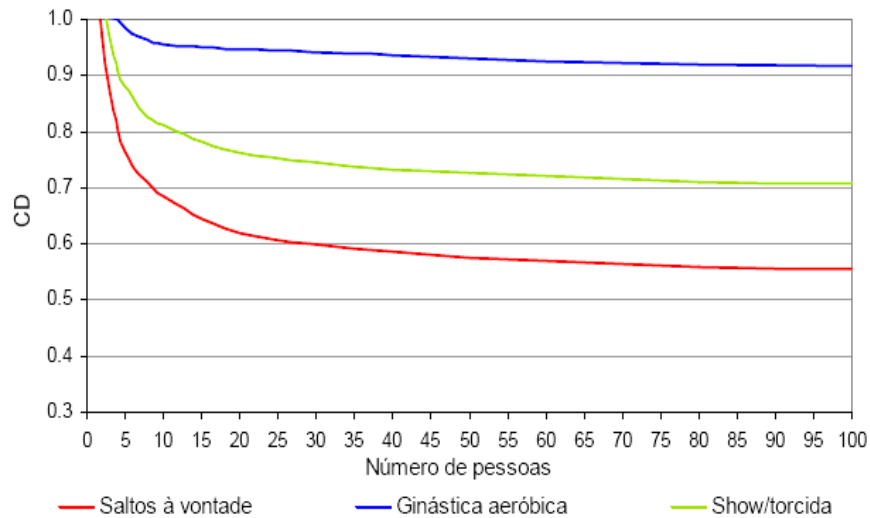


Figura 3.5 - Coeficientes de defasagem para as atividades propostas

Percebe-se, através da Figura 3.5, que o coeficiente de defasagem não varia muito para a atividade aeróbica como varia para a atividade de saltos à vontade, na medida em que o número de pessoas é aumentado. Isso ocorre porque há um maior sincronismo na atividade aeróbica.

Para as análises realizadas neste trabalho, os valores de CD adotados são apresentados na Tabela 3.3, estes foram tomados do gráfico com coeficientes propostos apresentado detalhadamente na Figura 3.5, de acordo com a atividade rítmica executada, e o número de pessoas.

Tabela 3.3 - Valores de CD Faísca (2003)

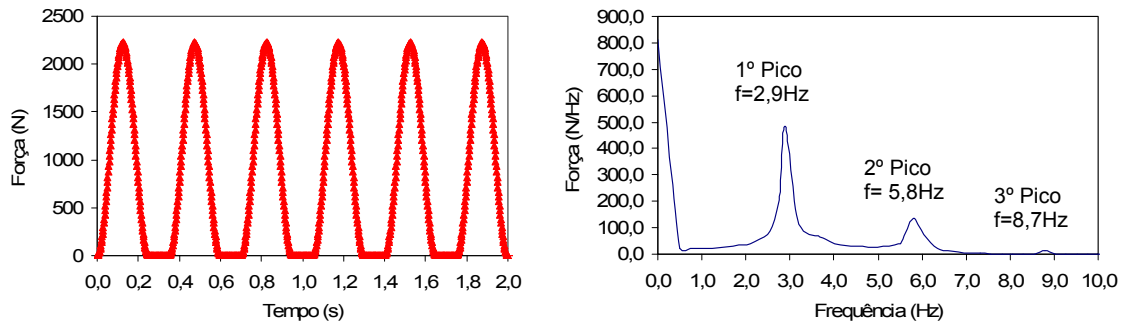
Nº Pessoas	CD	
	Ginástica aeróbica	Saltos à vontade
1	1	1
3	1	0,88
6	0,97	0,74
9	0,96	0,70
12	0,95	0,67

De forma a ilustrar a modelagem do tipo de carregamento dinâmico utilizado, ginástica aeróbica, a Figura 3.6 apresenta exemplos de sinais da força no tempo e o espectro de frequência da força para diferentes valores dos parâmetros T , T_c , K_p e CD , variando na faixa dos dados experimentais propostos por Faísca (2003). O peso de cada indivíduo (P) é considerado igual a 800N, Bachmann e Ammann (1987).

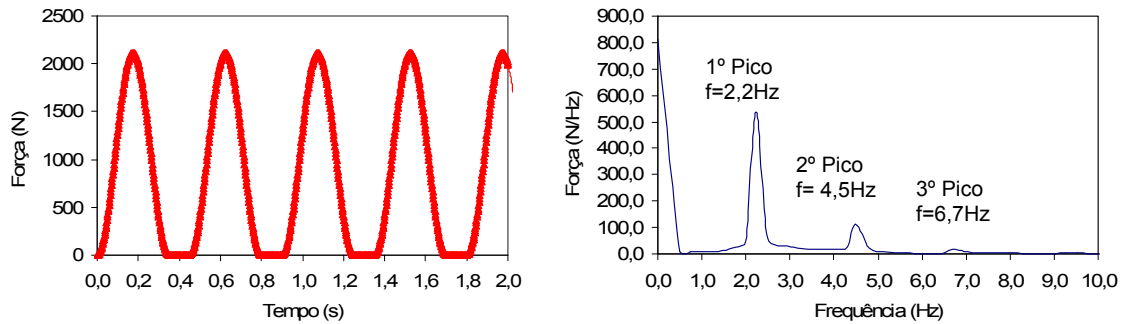
Para este trabalho de pesquisa adotou-se valores fixos para os parâmetros T , T_c e K_p , no que tange o carregamento dinâmico gerado por ginástica aeróbica, e variou-se apenas o parâmetro CD de acordo com o número de pessoas. O exemplo “a” da Figura 3.6, com $T = 0,35s$, $T_c = 0,25s$ e $K_p = 2,78$, representa sinais da força no tempo correspondente à modelagem do carregamento dinâmico utilizado neste trabalho de pesquisa, considerando $CD=1$.

A Figura 3.6 apresenta o espectro da carga dinâmica, obtido via emprego da Transformada Rápida de Fourier (TRF) (1996). Desta forma, a Figura 3.6 ilustra a função de tempo da carga dinâmica, $F(t)$, e sua respectiva transformada no domínio da frequência, $F(\omega)$. Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que a ação dinâmica proveniente da ginástica aeróbica apresenta três harmônicos, perfeitamente identificados na Figura 3.6, de acordo com a variação do período da atividade desenvolvida pelo ser humano sobre o piso. Ou seja, quando considera-se, por exemplo, $T = 0,35s$, o primeiro harmônico da carga, no domínio da frequência, associa-se ao pico com frequência de 2,9 Hz, de acordo com a Figura 3.6 (a).

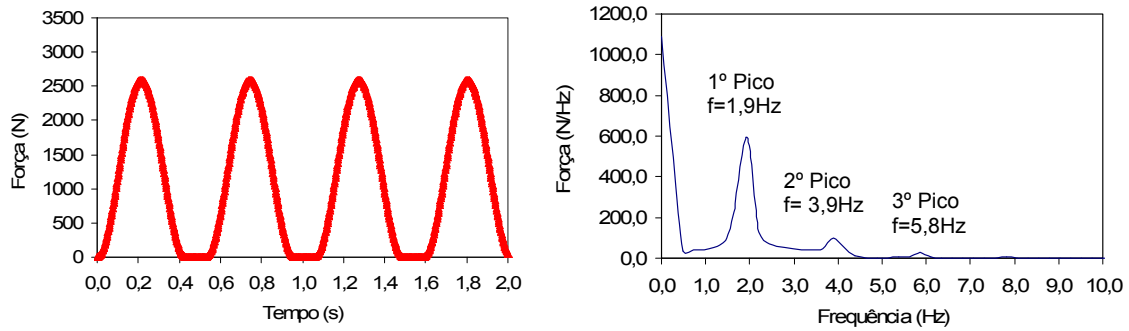
No próximo capítulo será apresentado os modelos numérico-computacionais adotado no presente estudo e suas respectivas características, bem como o esquema de aplicação das cargas dinâmicas.



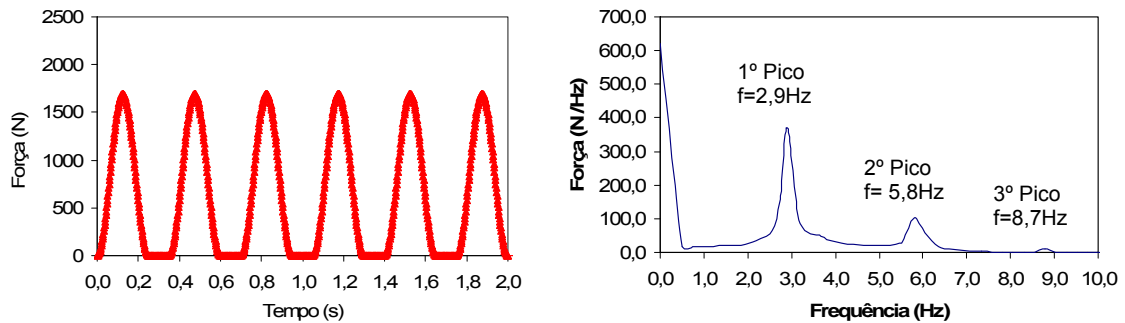
a) $T = 0,35s$, $T_c = 0,25s$, $K_p = 2,78$, $CD = 1$



b) $T = 0,45s$, $T_c = 0,35s$, $K_p = 2,78$, $CD = 0,95$



c) $T = 0,53s$, $T_c = 0,43s$, $K_p = 3,38$, $CD = 0,96$



d) $T = 0,35s$, $T_c = 0,25s$, $K_p = 2,18$, $CD = 0,97$

Figura 3.6 - Sinais de força no tempo e espectro de frequência da força para atividade de ginástica aeróbica.

4 MODELAGEM DO SISTEMA ESTRUTURAL

4.1 Generalidades

Este capítulo apresenta a descrição dos modelos estruturais utilizados para avaliação do conforto humano. Trata-se de modelos desenvolvidos e modificados a partir da geometria de um exemplo numérico descrito no Steel Design Guide Series, número 11, desenvolvido pelo American Institute of Steel Construction (AISC) (2003). Nesta investigação são estudados modelos mistos compostos por vigas de aço e laje maciça de concreto.

Nestes modelos são empregadas técnicas usuais de discretização através do método dos elementos finitos, por meio do programa computacional ANSYS (2005). As vigas e colunas foram simuladas por elementos finitos que consideram os efeitos de flexão e de torção. As lajes são simuladas por meio de elementos finitos de placa. Para garantir a compatibilidade de deformações entre os nós dos elementos de viga e dos elementos de casca, ou seja, garantir que os modelos funcionem como um sistema misto são utilizados conexões do tipo “off-set” na ligação entre a laje e as vigas. Considera-se também que os materiais, aço e concreto, trabalham no regime elástico-linear e assume-se a existência de interação total entre o aço e o concreto.

Este capítulo apresenta a geometria dos modelos computacionais, as propriedades geométricas das peças e as propriedades físicas dos materiais, além da descrição dos elementos finitos empregados na análise, da definição da malha utilizada nas análises e a modelagem do amortecimento dos sistemas.

4.2 Descrição dos sistemas estruturais

Os modelos estudados referem-se a edificações mistas, aço-concreto, de andares múltiplos (2, 3 e 4 andares) compostos por lajes maciças de concreto armado, apoiadas sobre vigas de aço, com seção transversal referentes a perfis do tipo “I” soldados, formando assim um sistema misto aço-concreto com interação total.

As vigas principais são compostas por perfis VS 550 x 100 e as vigas secundárias por perfis VS 500 x 86. . As ligações entre as vigas secundárias e primárias são flexíveis A seção transversal das colunas é associada a perfis do tipo "I" soldados, referentes ao CS 300 x 62. As características geométricas dos perfis de aço estão descritos na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Propriedades 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)
Viga - VS 500 x 86	450	250	16,0	16,0	6,3
Viga - VS 550 x 100	550	250	19,0	19,0	6,3
Coluna - CS 300 x 62	300	300	9,5	9,5	8,0

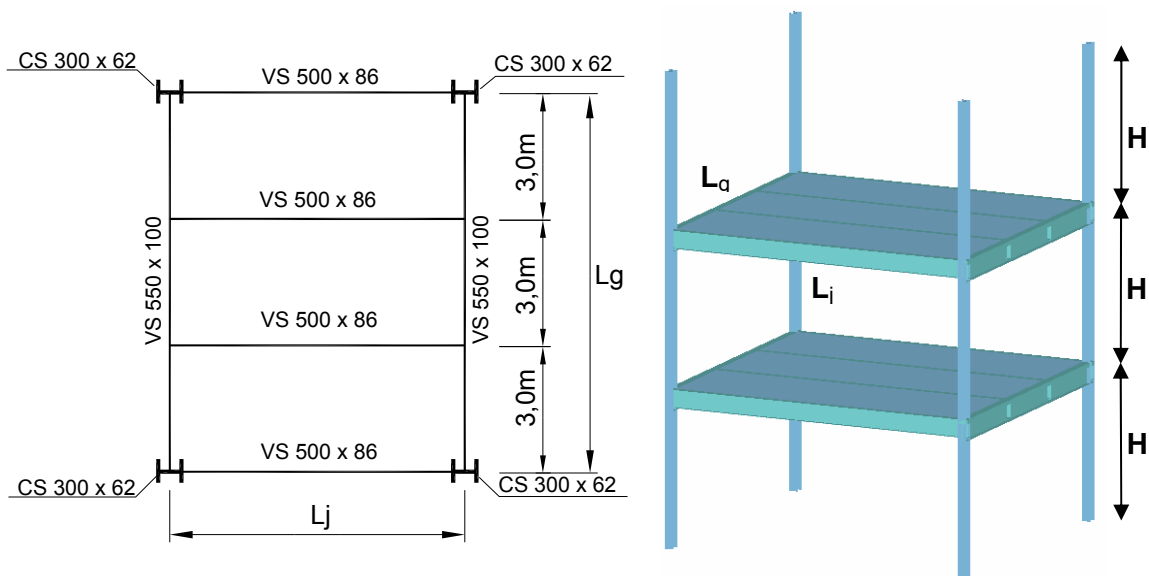


Figura 4.1 - Modelo estrutural.

A Figura 4.1 apresenta um esquema do modelo estrutural estudado e a Figura 4.2 ilustra a seção transversal genérica do pavimento dos pisos em estudo.

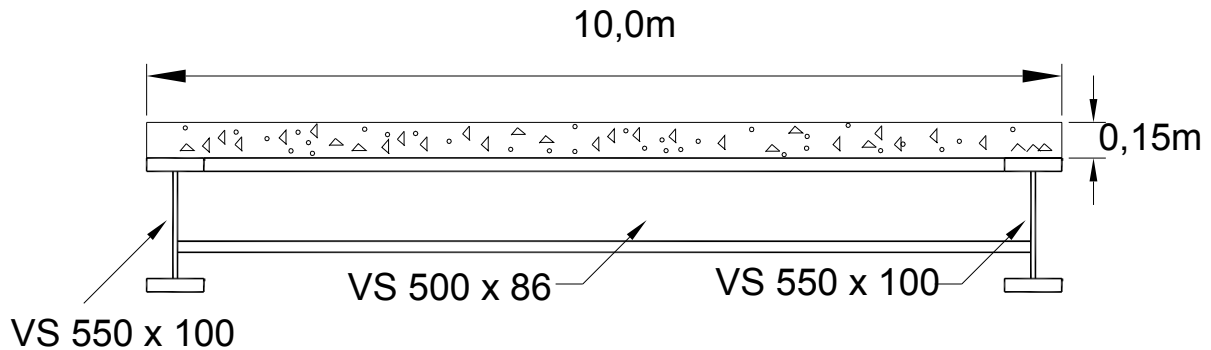
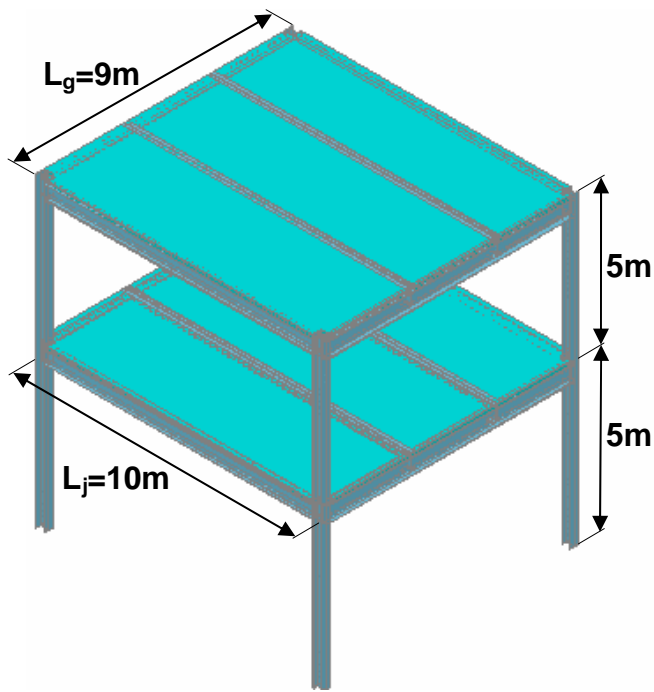


Figura 4.2 - Seção transversal genérica do pavimento do piso em estudo.

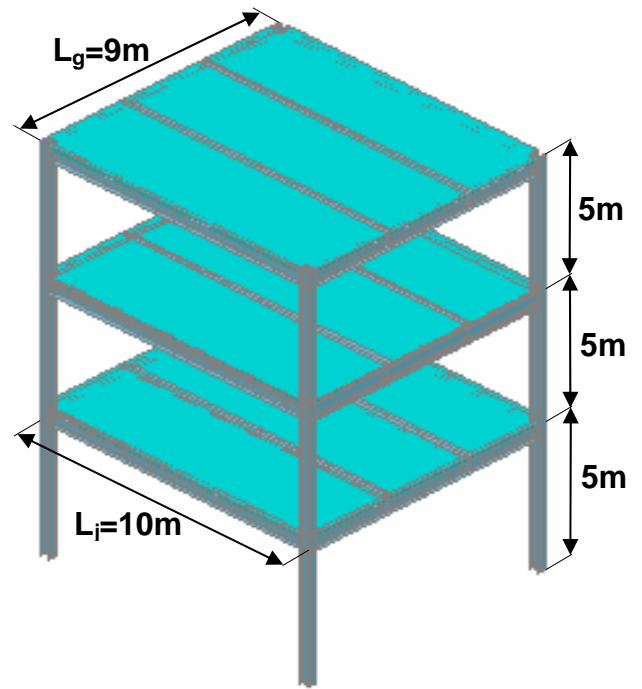
Os perfis metálicos do tipo “I” são constituídos por um aço com limite de escoamento de 300 MPa. Para vigas de aço foi considerado um módulo de elasticidade igual a 200 GPa, coeficiente de Poisson de 0,3 e massa específica igual a 7850 kg/m³. O concreto da laje possui resistência característica a compressão de 30 MPa, módulo de elasticidade igual a 24 GPa, coeficiente de Poisson de 0,2 e massa específica igual a 2550 kg/m³.

4.3 Modelos estruturais considerados

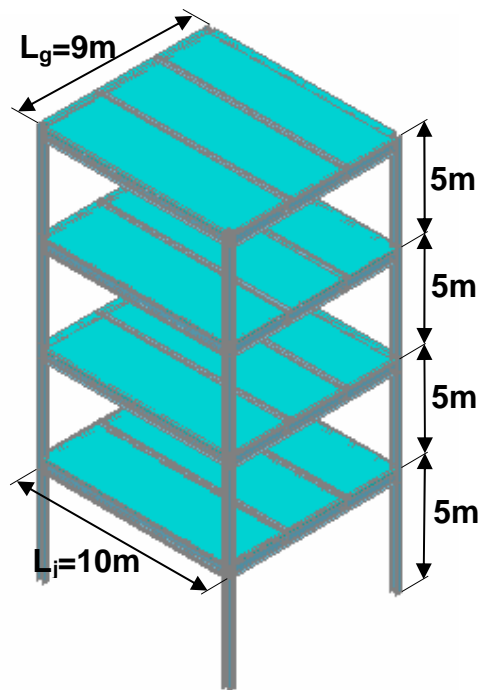
A laje de concreto dos pisos possui espessura de 0,15 m. A dimensão do vão denominado “L_g” é mantida constante e igual a 9,0m, como mostrado na Figura 4.1. O espaçamento entre as vigas secundárias é mantido constante e igual a 3,0 m e o vão denominado “L_j” também possui dimensão fixa, ao longo da análise, igual a 10,0m, conforme apresentado na Figura 4.3.



Modelo Estrutural I - 2 pavimentos



Modelo Estrutural II - 3 pavimentos



Modelo Estrutural III - 4 pavimentos

Figura 4.3 - Modelos estruturais estudados

A altura das colunas de aço é considerada igual a 5,0 m, Figura 4.3. As extremidades das colunas foram modeladas com apoios de segundo gênero. A

incorporação das colunas no modelo computacional visa obter uma situação mais real em termos de projeto, no que tange a rigidez na ligação viga-coluna. As ligações viga-coluna são consideradas como sendo rígidas.

Os modelos numéricos, desenvolvidos para a avaliação do conforto humano, correspondem a três sistemas estruturais distintos: Modelo Estrutural ME-I (2 pavimentos), Modelo Estrutural ME-II (3 pavimentos) e Modelo Estrutural ME-III (4 pavimentos), como pode ser visto na Figura 4.3.

4.4 Esquema de aplicação das cargas

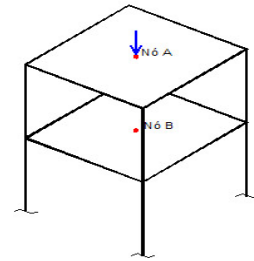
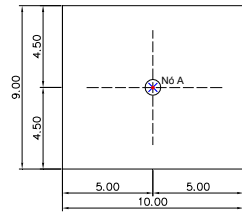
Para este trabalho foram considerados dois modelos de carregamento, variando o pavimento onde a carga dinâmica é aplicada, com o intuito de avaliar a influencia da transmissão por vibração de um piso para o outro.

No Modelo de Carregamento I (MC-I) as cargas estão aplicadas na laje do último pavimento, como mostrado na Figura 4.4, e no Modelo de Carregamento II (MC-II) as cargas estão aplicadas na laje logo abaixo do último pavimento, como mostrado na Figura 4.5.

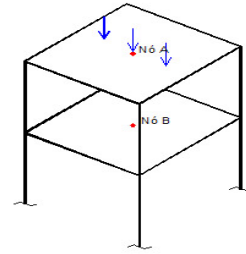
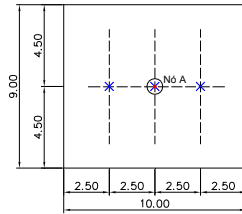
A ação dinâmica induzida pelo ser humano, ginástica aeróbica, é aplicada sobre a laje de concreto dos modelos cujo nó central denomina-se Nó A. No centro da laje do pavimento imediatamente inferior está localizado o Nó B, enquanto o Nó C está localizado na laje do pavimento imediatamente superior.

As Figuras 4.4 e 4.5 apresentam na parte esquerda uma planta baixa representativa da posição da ação dinâmica (ginástica aeróbica) sobre as lajes e na parte da direita uma perspectiva ilustrativa dessas cargas dinâmicas.

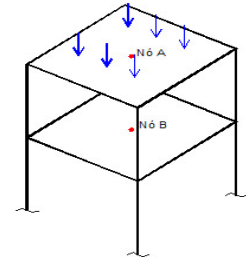
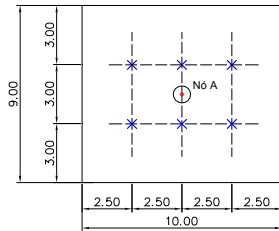
Nesta investigação foram aplicados carregamentos dinâmicos sobre os modelos estruturais correspondentes a 1 pessoa, 3 pessoas, 6 pessoas, 9 pessoas e 12 pessoas, como ilustrado nas Figuras 4.4 e 4.5. A distribuição foi feita utilizando uma taxa e ocupação da ordem de 0,25 pessoas/m² (Bachmann & Ammann, 1987), centradas no painel de laje. Foi considerado, ainda, que o peso de uma pessoa é igual a 800N (Bachmann & Ammann, 1987).



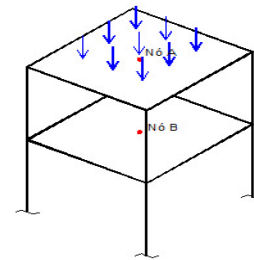
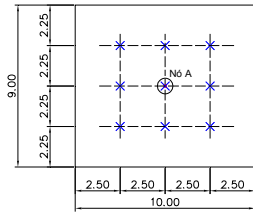
a) 1 Pessoa.



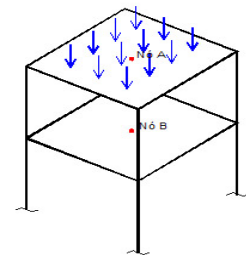
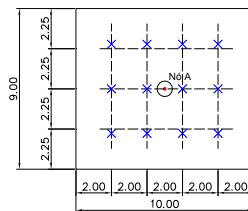
b) 3 Pessoas.



c) 6 Pessoas.

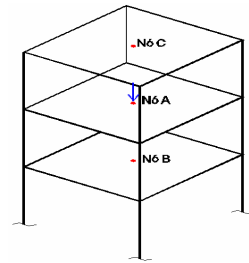
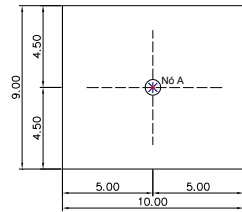


d) 9 Pessoas.

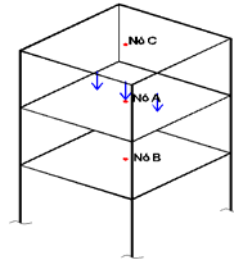
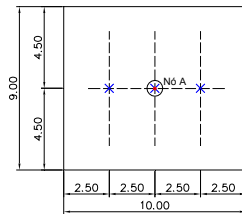


e) 12 Pessoas.

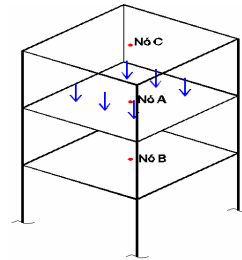
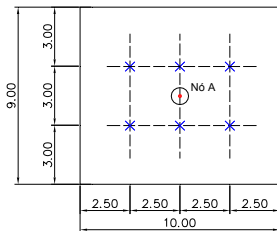
Figura 4.4 - Distribuição do Modelo de Carregamento I aplicado sobre os pisos



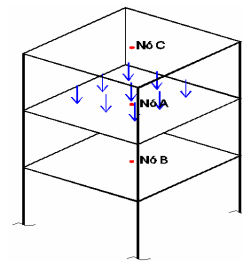
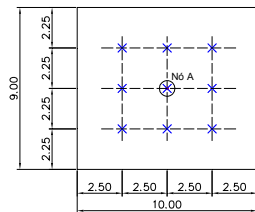
a) 1 Pessoa.



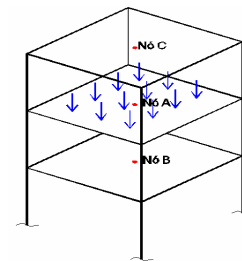
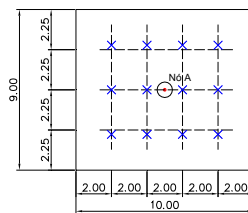
b) 3 Pessoas.



c) 6 Pessoas.



d) 9 Pessoas.



e) 12 Pessoas.

Figura 4.5 - Distribuição do Modelo de Carregamento II aplicado sobre os pisos

As respostas dinâmicas obtidas, deslocamentos translacionais verticais e acelerações máximas, são referentes ao Nó A, Nó B e Nó C (Figuras 4.4 e 4.5), a fim de serem avaliados os níveis de vibrações não só no piso onde são aplicadas as cargas como também sobre os pisos abaixo e acima deste, objetivando verificar a influência da excitação sobre as lajes.

4.5 Descrição dos elementos finitos

Nos modelos numéricos são empregadas técnicas usuais de discretização através do método dos elementos finitos, por meio do programa computacional ANSYS (2005). Na modelagem, as vigas e as colunas de aço são simuladas por elementos finitos tridimensionais, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção, sendo então utilizado o elemento BEAM 44. No que tange as lajes de concreto armado, estas são simuladas por meio de elementos finitos de casca, utilizando o elemento SHELL 63.

O elemento BEAM 44 está ilustrado na Figura 4.6. Ele possui seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações nas direções x , y e z . A orientação do elemento vai do nó I para o nó J, estando orientado sobre o eixo x . Os eixos principais y e z podem ser visualizados na Figura 4.6.

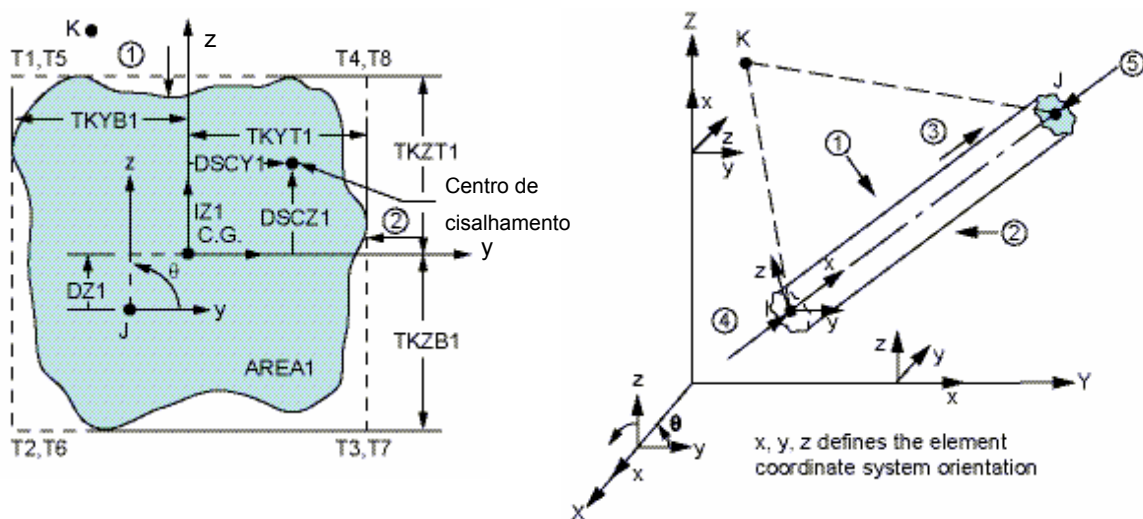


Figura 4.6 - Elemento BEAM 44

O elemento SHELL 63, Figura 4.7, é definido por quatro nós e quatro espessuras. Esse elemento considera efeitos de membrana e/ou flexão. O elemento possui seis graus de liberdade por nó sendo três translações e três rotações nas direções x , y e z .

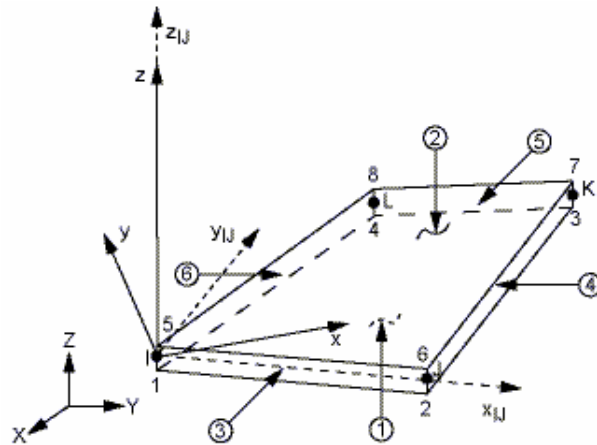


Figura 4.7 - Elemento SHELL 63

Além disso, para garantir que os modelos funcionem como um sistema misto, com interação total, são empregadas conexões do tipo “off-set” na ligação entre a laje de concreto armado e as vigas de aço, visto que estas não estão posicionadas no mesmo eixo.

A excentricidade (e) pode ser vista no esquema da Figura 4.8. Essa consideração é de fundamental importância, pois garante a compatibilidade de deformações entre os nós dos elementos de viga tridimensionais e os elementos de placa.

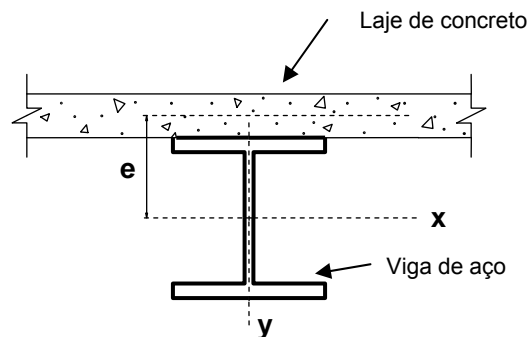


Figura 4.8 - Excentricidade entre a laje e a viga

Para a análise dos modelos investigados neste trabalho foi considerado um comportamento elástico-linear para os materiais aço e concreto armado, caracterizado no programa computacional ANSYS (2005).

4.6 Modelagem computacional

A dimensão da malha de elementos finitos adotada para este trabalho foi de 0,25m para os elementos de viga e coluna e 0,25m x 0,25m para os elementos de laje. Esta escolha levou em consideração não só a certeza de uma boa discretização da malha, no que tange às respostas das frequências naturais e modos de vibração, como também a distribuição das pessoas sobre os pisos, ou seja, buscou atender à distribuição e à variação do número de pessoas aplicadas, definido na seção anterior.

A Figura 4.3 apresenta um modelo estrutural discretizado em elementos finitos, utilizando o programa computacional ANSYS (2005).

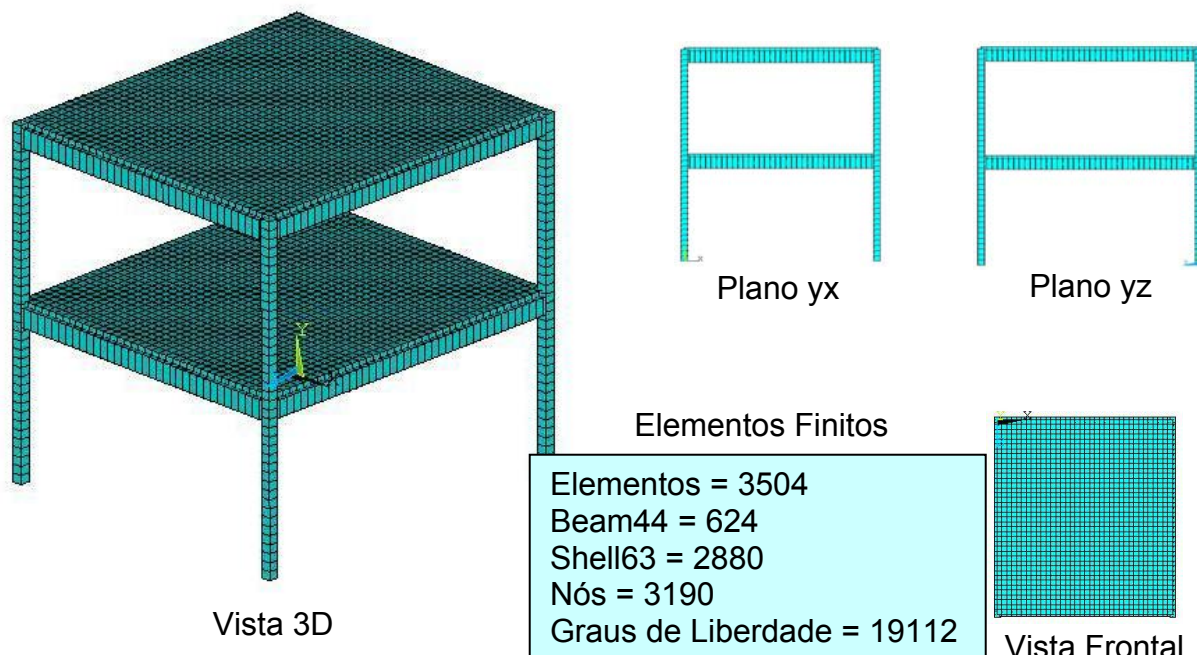


Figura 4.9 - Modelo da malha de elementos finitos correspondentes ao Modelo Estrutural ME-I

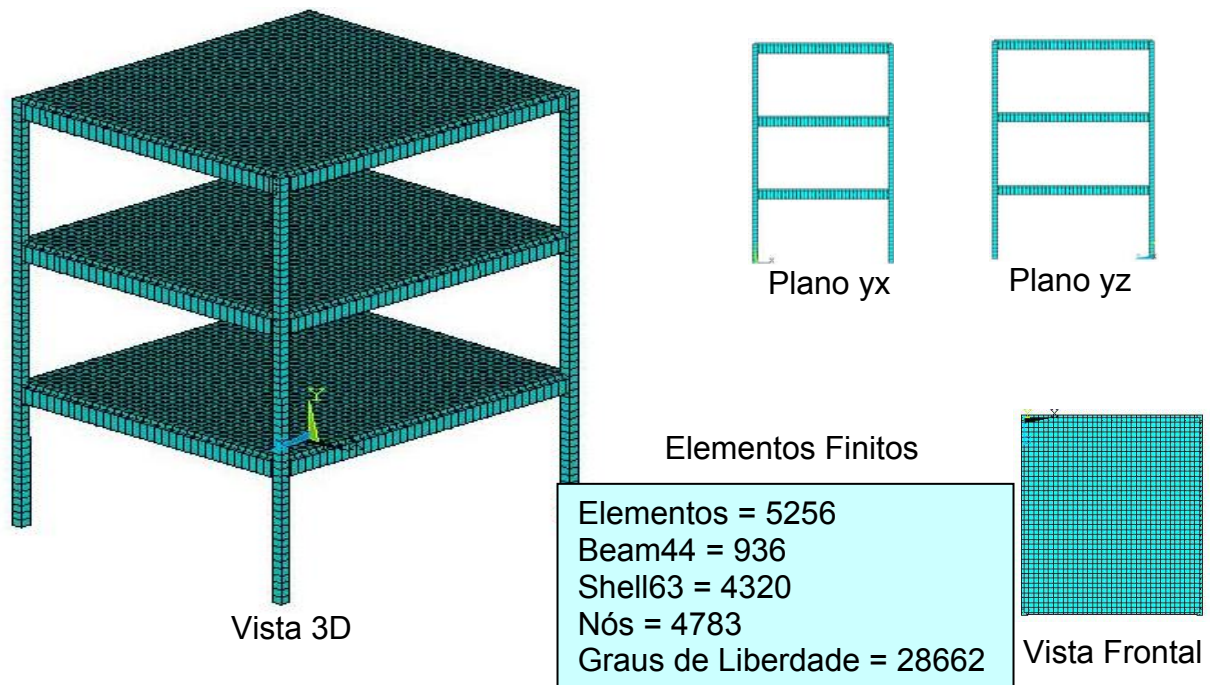


Figura 4.10 - Modelo da malha de elementos finitos correspondentes ao Modelo Estrutural ME-II

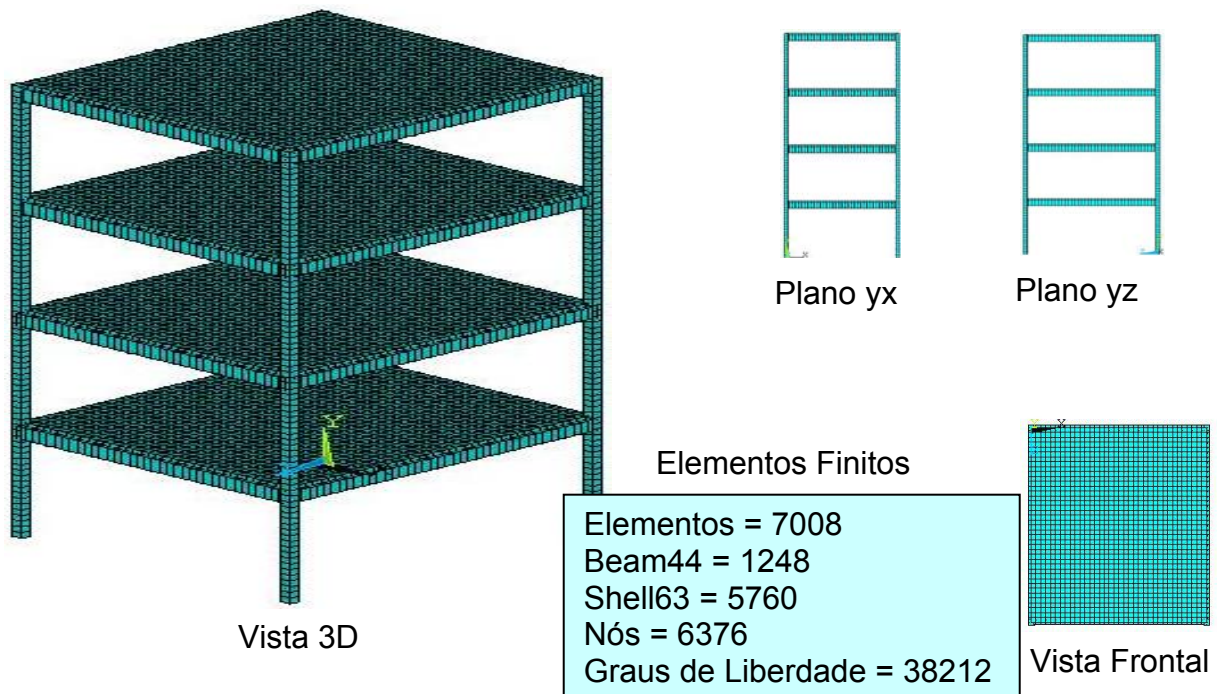


Figura 4.11 - Modelo da malha de elementos finitos correspondentes ao Modelo Estrutural ME-III

4.7 Modelagem do amortecimento

O amortecimento é definido como sendo o processo pelo qual a energia proveniente do movimento vibratório é dissipada. Entretanto, avaliar o amortecimento de uma estrutura é tarefa bastante difícil, pois o amortecimento não depende apenas das propriedades intrínsecas dos materiais que compõem a estrutura, mas também de materiais e elementos que estejam acoplados à estrutura, tais como alvenaria, acabamentos, divisórias e mobiliários.

A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é 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 utilizar-se a matriz de amortecimento de Rayleigh (1975), que considera uma contribuição da matriz de rigidez (β) e uma taxa de contribuição da matriz de massa (α), que pode ser visto através da Equação 4.1. Sendo que M é a matriz de massa e K é a matriz de rigidez do sistema.

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

Em termos de taxa de amortecimento modal e frequência 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} : frequência natural circular do modo $i = 2 \pi f_{ni}$.

Isolando α e β da equação 3.2 para duas frequências naturais importantes, tem-se que:

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

$$\beta = \frac{2(\xi_2 \omega_{o2} - \xi_1 \omega_{o1})}{\omega_{o2} \omega_{o2} - \omega_{o1} \omega_{o1}} \quad (4.4)$$

A partir de duas frequências naturais é possível descobrir os valores de α e β . Em geral, a frequência natural ω_{o1} é tomada como a menor frequência natural, ou frequência fundamental da estrutura, e ω_{o2} como a segunda frequência mais importante no carregamento.

O AISC, Murray, Allen e Ungar (2003), indica valores para a taxa de amortecimento modal de acordo com as condições do piso. A partir de tais indicações, foi considerado um coeficiente de amortecimento de 1% ($\xi = 1\%$), referente ao amortecimentos inerte ao material aço. Em análise seguinte foi considerado uma taxa de amortecimento de 10% ($\xi = 10\%$) a 15% ($\xi = 15\%$) em sistemas estruturais completamente acabados (obra completa e com acabamento) devido ao emprego do revestimento do piso das lajes de concreto, das paredes de alvenaria e, bem como do material do forro das tetos (1999). A taxa entre 1 e 3 % leva em conta que nos locais onde se pratica esse tipo de atividade humana rítmica ,ginástica aeróbica, existem poucos elementos que contribuem com o amortecimento do sistema estrutural (Loose, 2007) e considerou-se ainda um coeficiente de amortecimento de 15% ($\xi = 15\%$) para analisar a influencia do amortecimento na resposta da estrutura.

No próximo capítulo será analisado o comportamento dinâmico das estruturas, inicialmente com base na análise de suas frequências naturais e modos de vibração, do primeiro ao sexto harmônico.

5 ANÁLISE DOS AUTOVALORES E AUTOVETORES

5.1 Generalidades

Neste capítulo são obtidos os autovalores (frequências naturais) e os autovetores (modos de vibração), referentes aos modelos estruturais mistos (aço-concreto) investigados. O problema de autovalor, associado a uma análise de vibração livre, é resolvido com base no emprego do programa computacional ANSYS, objetivando identificar as frequências naturais e os respectivos modos de vibração de cada edificação estudada.

5.2 Análise das frequências naturais (Autovalores)

Através de análises de vibração livre realizada, pelo programa ANSYS (2005), sobre os modelos estruturais (ME-I, ME-II e ME-III, Figura 4.3), foram obtidos os valores das frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores).

Na análise numérica foram obtidos os valores representativos das frequências naturais até o sexto modo de vibração para cada um dos modelos desenvolvidos. Para tal é considerada a influência do aumento da quantidade de pavimentos. Os valores das frequências naturais dos modelos estudados estão dispostos na Tabelas 5.1.

Tabela 5.1 - Frequências naturais dos modelos

Modelos	Frequências Naturais (Hz)					
	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆
I	6,44	6,73	11,33	11,86	13,30	14,22
II	6,16	6,71	6,76	10,87	11,81	11,95
III	5,81	6,68	6,75	6,78	10,22	11,33

Os resultados apresentados na Tabela 5.1 indicam que os valores das frequências naturais das edificações diminuem do Modelo Estrutural I para o Modelo Estrutural III, na medida em que o número de pavimentos é aumentado; isto porque, conforme a altura das edificações aumenta, os modelos tornam-se mais flexíveis.

5.3 Análise dos modos de vibração (Autovetores)

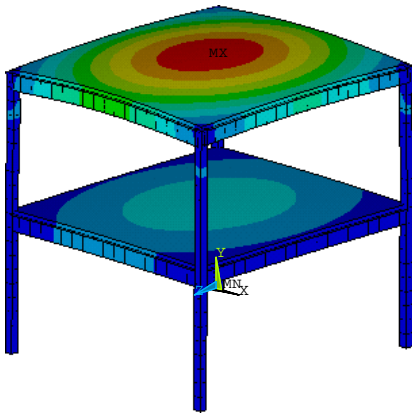
Nas Figuras 5.1 a 5.3, as seis primeiras formas modais referentes aos modelos estruturais (ME-I, ME-II e ME-III, Figura 4.3), correspondentes às seis primeiras frequências naturais da estrutura.

De forma geral, verifica-se, com clareza, que os modos de vibração dos sistemas estruturais analisados apresentam predominância dos efeitos de flexão. Inicialmente, com referência ao modelo estrutural ME-I, Figura 4.3, percebe-se que a edificação apresenta os dois primeiros modos de vibração com flexão em torno dos eixos Z e X (modos simétricos), respectivamente, de acordo com a Figura 5.1.

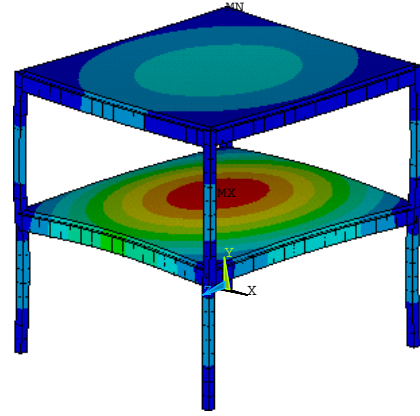
Na sequência, no que tange ao terceiro e quarto modos de vibração do modelo (ME-I, Figura 4.3), observa-se, nitidamente, o terceiro modo de vibração (flexão das lajes), inicialmente, com amplitude máxima ocorrendo com flexão em torno do eixo X (2^o piso) e, em seguida, com relação ao quarto modo de vibração este efeito se repete no andar inferior (1^o piso), novamente, com flexão em torno do eixo X, conforme ilustrado na Figura 5.1.

Finalmente, o quinto e sexto modos de vibração da edificação são semelhantes ao terceiro e quarto modos, apenas diferindo no que se refere à flexão das lajes, pois esta ocorre em torno do eixo Z em ambos os modos (quinto e sexto modos), como mostrado na Figura 5.1. Destaca-se que, de forma geral, as conclusões associadas ao modelo estrutura ME-I, Figura 4.3, podem ser estendidas para os demais modelos estruturais (ME-II e ME-III, Figura 4.3), como apresentado nas Figuras 5.2 e 5.3.

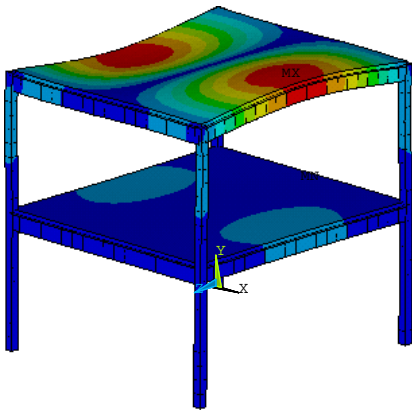
A seguir, o capítulo 6 apresenta as acelerações de pico dos modelos estruturais mistos (aço-concreto) estudados, de forma a avaliar-se o conforto humano dessas edificações.



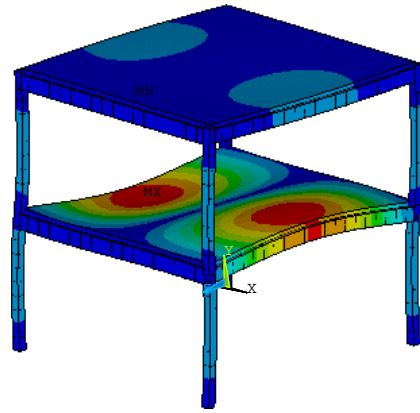
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 6,44$ Hz.



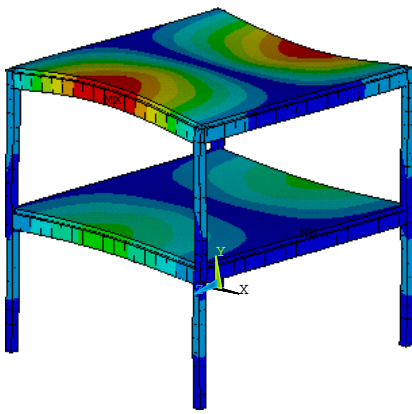
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 6,73$ Hz.



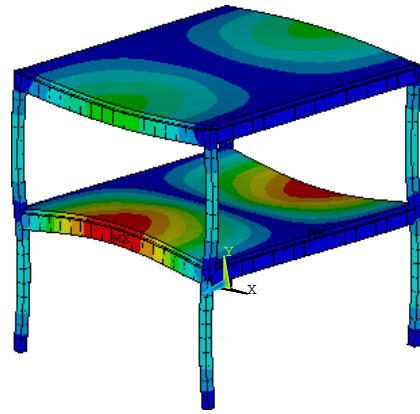
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 11,33$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04} = 11,86$ Hz.

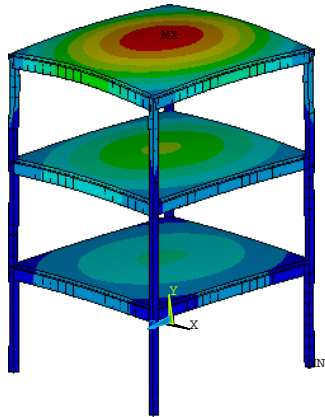


e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05} = 13,30$ Hz.

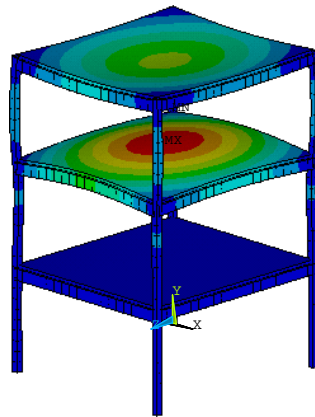


f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06} = 14,22$ Hz.

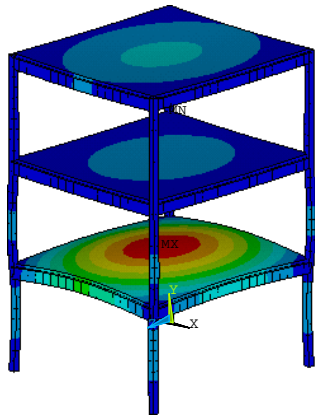
Figura 5.1 - Modos de Vibração do Modelo Estrutural I.



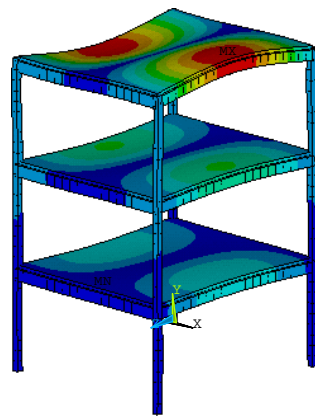
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 6,16$ Hz.



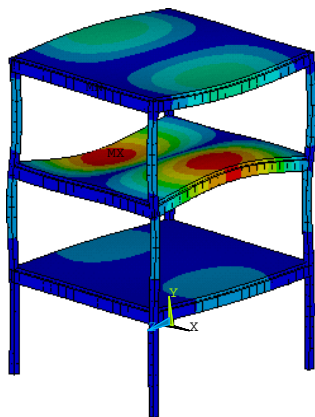
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 6,71$ Hz.



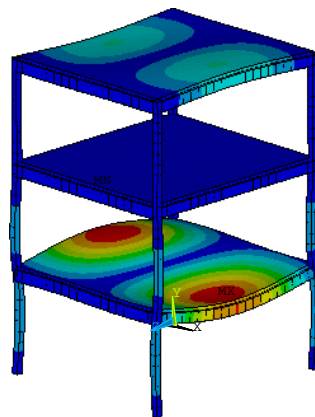
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 6,76$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04} = 10,87$ Hz.

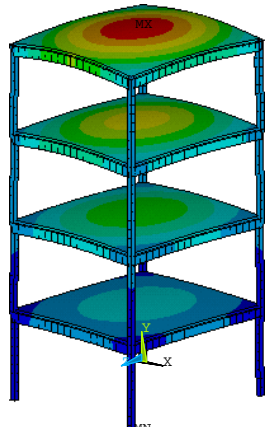


e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05} = 11,81$ Hz.

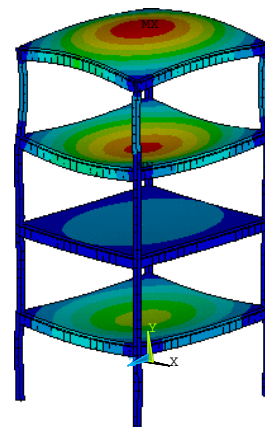


f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06} = 11,95$ Hz.

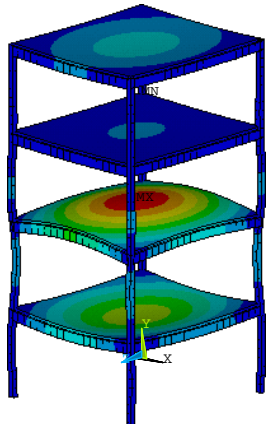
Figura 5.2 - Modos de Vibração do Modelo Estrutural II



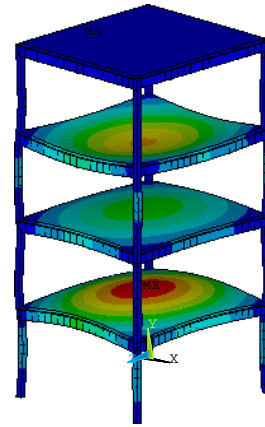
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 5,81$ Hz.



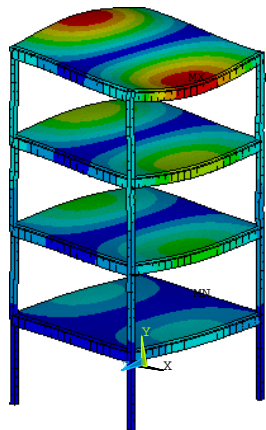
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 6,68$ Hz.



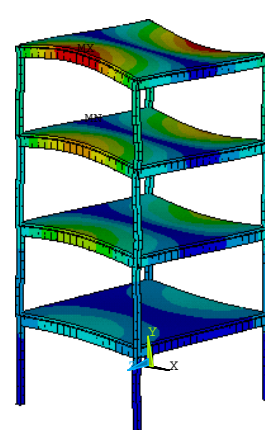
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 6,75$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04} = 6,78$ Hz.



e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05} = 10,22$ Hz.



f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06} = 11,33$ Hz.

Figura 5.3 - Modos de Vibração do Modelo Estrutural III.

6 ESTUDO DO CONFORTO HUMANO

6.1 Aspectos gerais

Este capítulo apresenta a análise dinâmica dos modelos estruturais, a fim de avaliar o comportamento dinâmico das estruturas mistas (aço-concreto), quando submetidas a atividades rítmicas humanas (ginástica aeróbica), no que tange ao desconforto humano oriundo das vibrações.

São realizadas análises de vibração forçada. Todas as análises são realizadas por meio do programa computacional ANSYS (2005). Os resultados das análises de vibração forçada são obtidos em termos dos deslocamentos e acelerações máximas, provenientes da aplicação dos carregamentos dinâmicos descritos anteriormente, MCI e MCII, Figura 4.4 e 4.5, respectivamente.

Os resultados obtidos, em termos das acelerações máximas, são comparados e confrontados com os valores limites sob o ponto de vista do conforto humano. Esses valores limites são fornecidos por recomendações técnicas internacionais: ISO 2631-1 (1985), ISO 2631-2 (1989) e AISC (2003) e são expressos em função da aceleração da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$), ou seja, em porcentagem de g (% g).

As análises são realizadas nos pisos correspondentes aos modelos estruturais ME-I, ME-II e ME-III, Figura 4.3, apresentados no capítulo quatro, variando o coeficiente de amortecimento. Foram consideradas taxas de amortecimentos de 1% e de 3% para estruturas não acabadas sem elementos não estruturais e de 15%, para estruturas acabadas com elementos não estruturais.

A metodologia para aplicação do carregamento utiliza dados experimentais propostos por Faísca (2003). As ações dinâmicas correspondem à aplicação de 1, 3, 6, 9 e 12 pessoas sobre os pisos, apresentado na Figura 4.4 e Figura 4.5, obedecendo à taxa de ocupação de 0,25 pessoas/m², Bachmann e Ammann (1987), não sendo considerada a variação espacial da carga.

O intervalo de integração utilizado nas análises numéricas foi igual a 0,002 s ($\Delta t = 2 \cdot 10^{-3}$ s), pois foi verificado que esse intervalo de integração atende convenientemente

às características dinâmicas dos modelos e, também, à representação dos carregamentos propostos.

É importante ressaltar que todos os pisos estudados nesta seção foram verificados estaticamente quanto ao método do estado limite, com base na NBR 8800 (2008). Porém os cálculos não são apresentados, pois o objetivo principal desse trabalho é a análise dinâmica dos modelos.

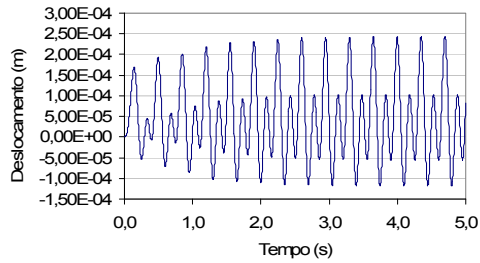
6.2 Análise do comportamento geral dos modelos

Buscando avaliar o comportamento geral das edificações quando submetidas aos carregamentos dinâmicos correspondentes a ginástica aeróbica, descritos no capítulo três, foram utilizados os seguintes parâmetros, a saber: $T = 0,35s$, $T_c = 0,25s$, $T_s = 0,10s$, $K_p = 2,78$ e coeficiente CD, coeficiente de defasagem, variando em cada análise de acordo com o número de pessoas atuando sobre o modelo (1, 3, 6, 9 e 12 pessoas), como mostra a Figura 3.5.

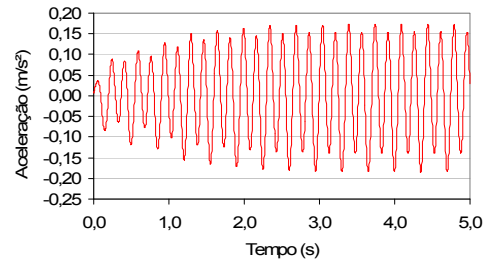
6.2.1 Análise no domínio do tempo

As respostas, em termos dos sinais de deslocamentos translacionais verticais (m) e acelerações (m/s^2), obtidas no Nó A para o modelo de carregamento MC-I, Figuras 4.4, e para o modelo de carregamento MC-II, Figuras 4.5, são apresentadas na Figura 6.1 e Figura 6.2, respectivamente. Para esta representação foi escolhido o modelo estrutural ME-III, Figura 4.3, que possui 4 pavimentos com coeficiente de amortecimento de 3% para representar todos os modelos estudados, por este levar em conta a existência de poucos elementos que contribuem com o amortecimento da estrutura.

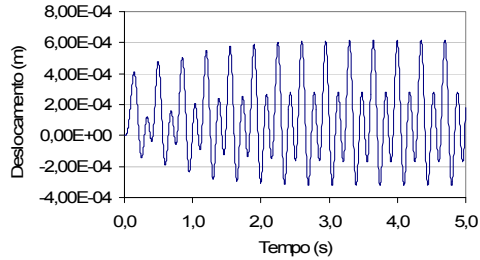
A fase transiente da resposta pode ser observada num intervalo relativamente curto, da ordem de 2,0s. Ao longo do tempo percebe-se que a fase permanente da resposta dos modelos é rapidamente alcançada, como mostram as Figuras 6.1 e 6.2.



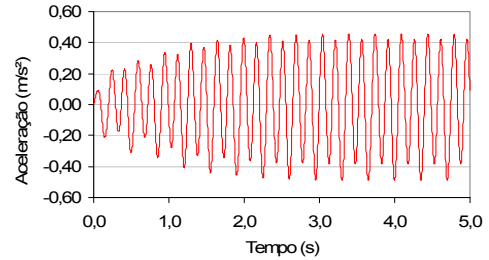
a) Deslocamento: 1 pessoa.



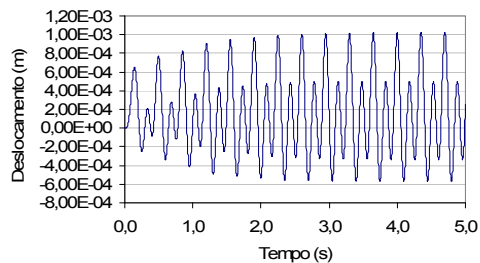
b) Aceleração: 1 pessoa.



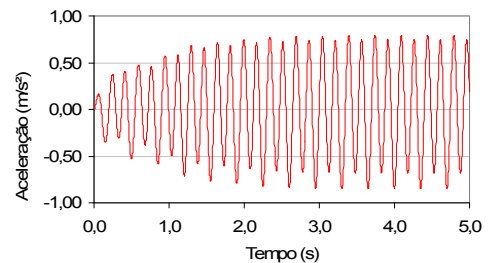
c) Deslocamento: 3 pessoas.



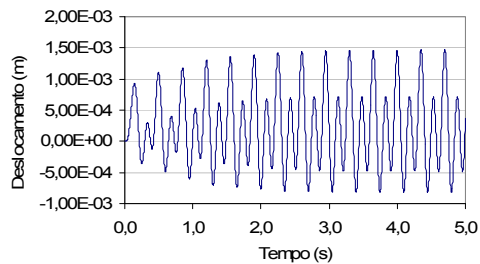
d) Aceleração: 3 pessoas.



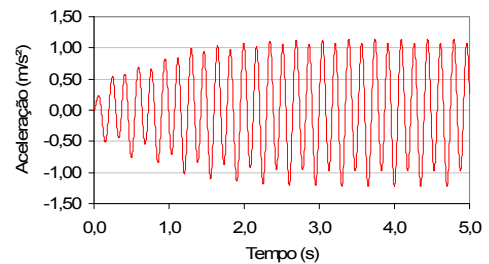
e) Deslocamento: 6 pessoas



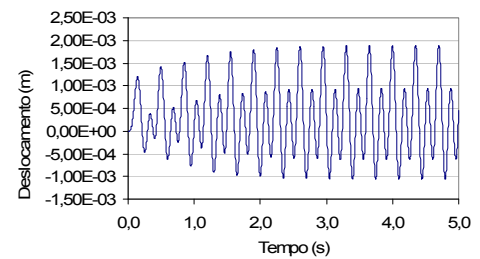
f) Aceleração: 6 pessoas.



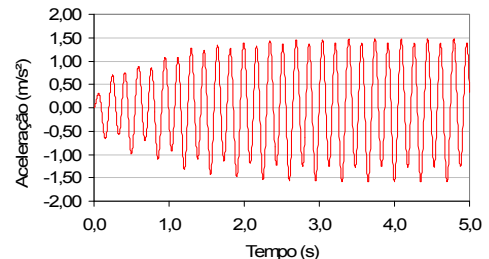
g) Deslocamento: 9 pessoas.



h) Aceleração: 9 pessoas.

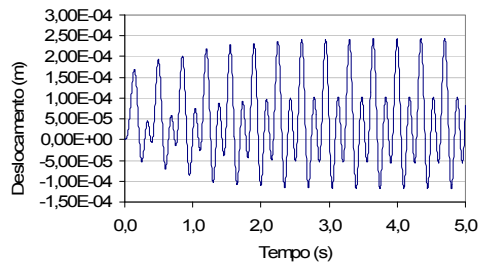


i) Deslocamento: 12 pessoas

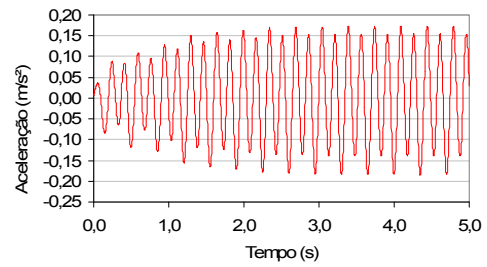


j) Aceleração: 12 pessoas

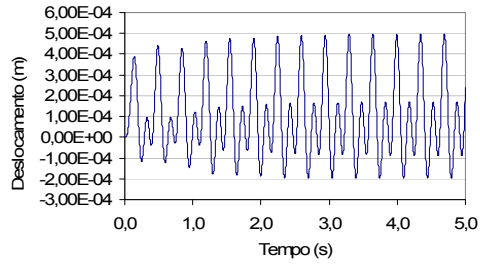
Figura 6.1 - Deslocamentos e acelerações no centro da laje (Nó A: Figura 4.4). Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento I.



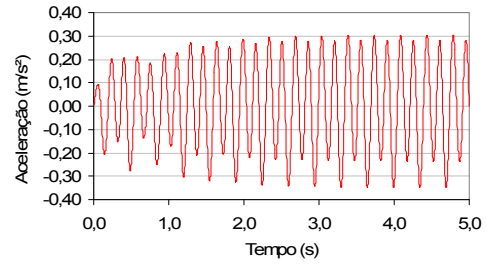
a) Deslocamento: 1 pessoa.



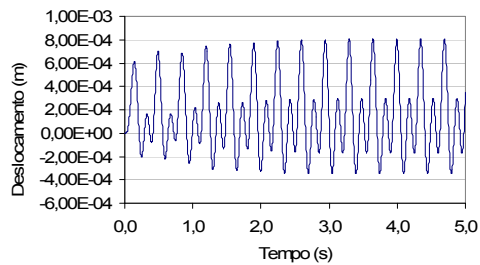
b) Aceleração: 1 pessoa.



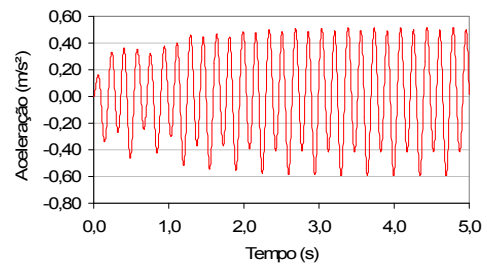
c) Deslocamento: 3 pessoas.



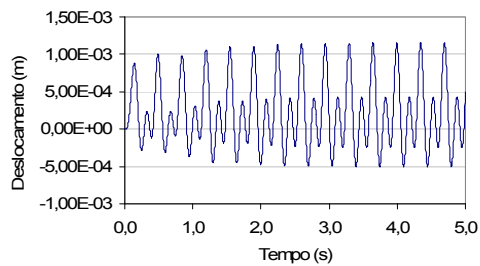
d) Aceleração: 3 pessoas.



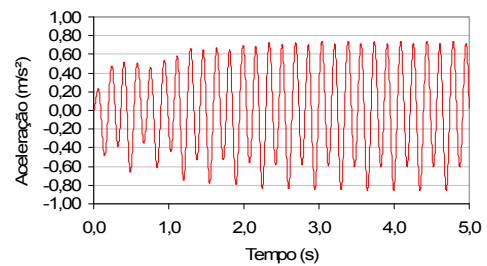
e) Deslocamento: 6 pessoas



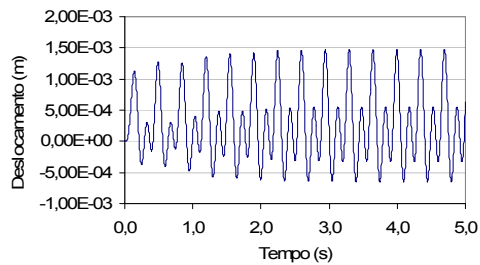
f) Aceleração: 6 pessoas.



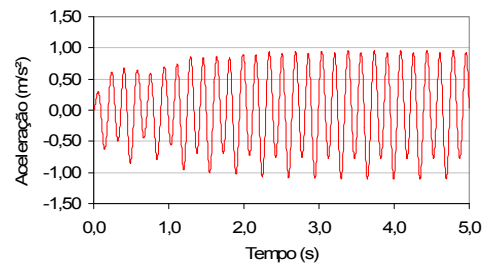
g) Deslocamento: 9 pessoas.



h) Aceleração: 9 pessoas.



i) Deslocamento: 12 pessoas



j) Aceleração: 12 pessoas

Figura 6.2 - Deslocamentos e acelerações no centro da laje (Nó A: Figura 4.5). Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento II.

Pelos resultados obtidos nos gráficos das Figuras 6.1 e 6.2 pode-se observar que os valores dos deslocamentos e das acelerações aumentam com o aumento do número de pessoas praticando atividade dinâmica rítmica, ginástica aeróbica, ou seja, os valores mínimos foram obtidos nos casos de carregamentos referentes a uma pessoa e os valores máximos foram obtidos para carregamentos referentes a doze pessoas, tanto para o Modelo de Carregamento I como para o Modelo de Carregamento II, Figura 4.4 e 4.5, concluindo que os valores dos deslocamentos e das acelerações do piso são proporcionais ao número de pessoas que pratica a atividade rítmica.

Dando ênfase especial à análise de conforto humano, ressalta-se que os gráficos apresentados nas Figuras 6.1 e 6.2 (ME-III com $\xi = 3\%$), revelam que as acelerações de pico, na fase permanente da resposta dos modelos, quando submetidos às cargas oriundas do modelo de carregamento MC-I são: $0,17 \text{ m/s}^2$ (1 pessoa), $0,46 \text{ m/s}^2$ (3 pessoas), $0,83 \text{ m/s}^2$ (6 pessoa), $1,17 \text{ m/s}^2$ (9 pessoas) e $1,51 \text{ m/s}^2$ (12 pessoas); e quando submetidos às cargas oriundas do modelo de carregamento MC-II são: $0,16 \text{ m/s}^2$ (1 pessoa), $0,34 \text{ m/s}^2$ (3 pessoas), $0,57 \text{ m/s}^2$ (6 pessoa), $0,82 \text{ m/s}^2$ (9 pessoas) e $1,08 \text{ m/s}^2$ (12 pessoas).

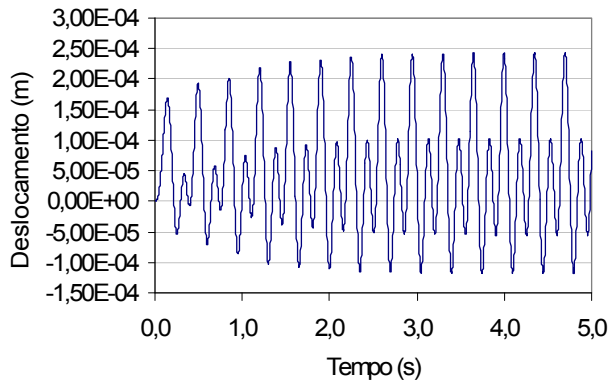
As demais combinações paramétricas estudadas, variando os modelos estruturais, descritos no capítulo quatro, com os diferentes coeficientes de amortecimento, apresentam o mesmo comportamento, mudando apenas seus valores, ou seja, são qualitativamente semelhantes, mas quantitativamente diferentes.

6.2.2 Análise no domínio da frequência

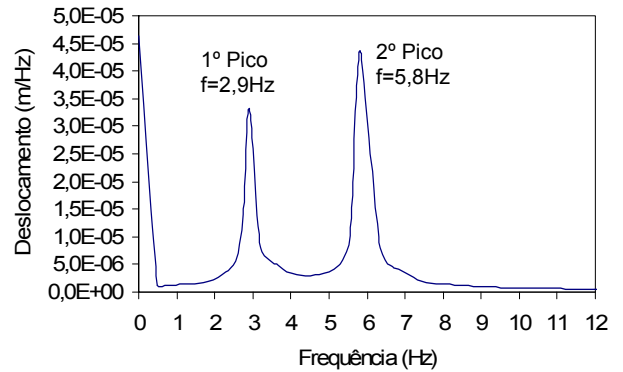
As Figuras 6.3, 6.4, 6.5 e 6.6 apresentam o espectro das respostas dinâmicas da estrutura, em termos de seus deslocamentos verticais e acelerações via análise no domínio da frequência, com base no emprego da transformada de Fourier (1996).

Para este estudo, foram escolhidos os carregamentos de 1 e 3 pessoas praticando ginástica aeróbica sobre o sistema estrutural com quatro pavimentos e amortecimento de 3%. Os demais modelos estudados, variando outros parâmetros, mostraram-se qualitativamente iguais.

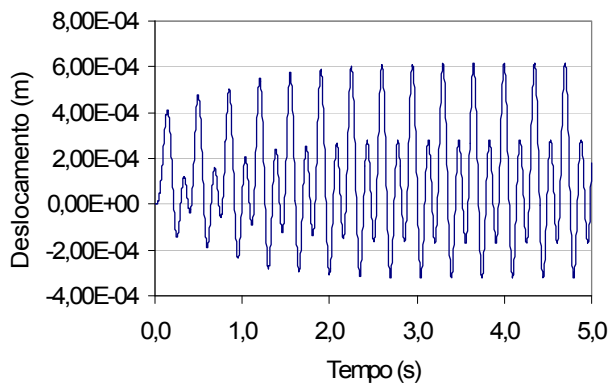
Os gráficos correspondentes ao Modelo de Carregamento I são apresentados nas Figuras 6.3 e 6.4 e aqueles referentes ao Modelo de Carregamento II são apresentados nas Figuras 6.5 e 6.6.



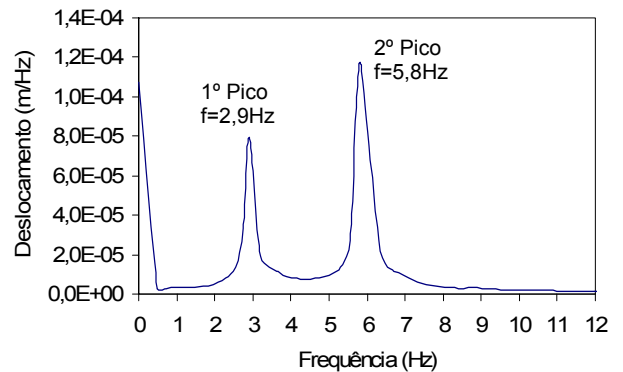
a) Domínio do tempo (1 pessoa)



b) Domínio da frequência (1 pessoa)



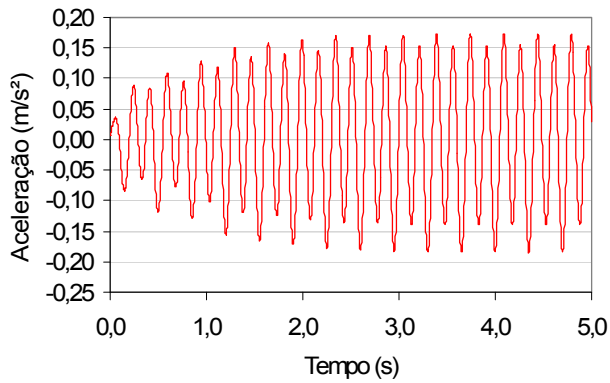
c) Domínio do tempo (3 pessoas)



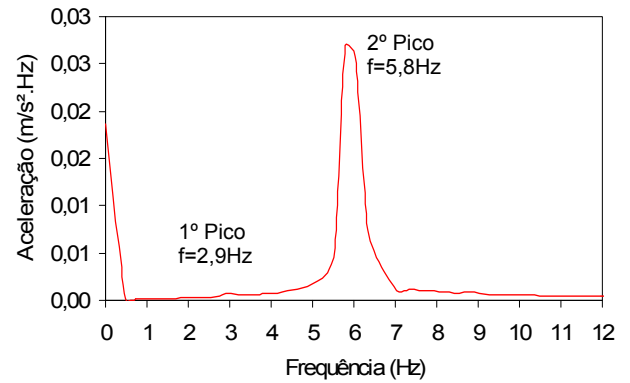
d) Domínio da frequência (3 pessoas)

Figura 6.3 - Deslocamentos referentes ao Nó A (Figura 4.4). Domínio do tempo e domínio da frequência. Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento I.

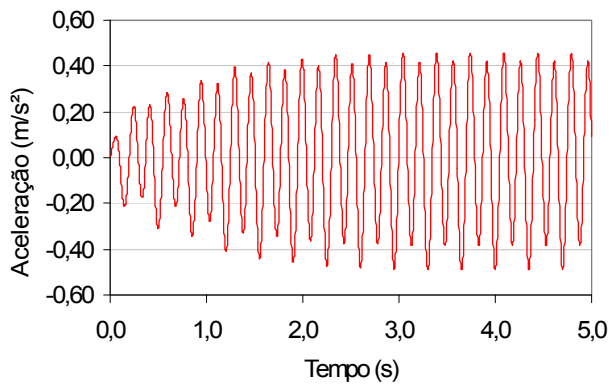
Observando-se os gráficos apresentados na Figura 6.3, pode-se verificar que o pico correspondente a frequência fundamental do modelo ($f_{01} = 5,81 \text{ Hz}$), segundo pico no gráfico, é o principal responsável pela transferência de energia do sistema. Convém ressaltar, também, que a frequência fundamental da estrutura coincide com a frequência correspondente ao segundo harmônico da excitação ($f = 5,8 \text{ Hz}$), caracterizando assim, o fenômeno da ressonância ($f_{01} = f = 5,8 \text{ Hz}$). O primeiro pico que aparece na Figura 6.1 corresponde ao primeiro harmônico da excitação dinâmica rítmica ($f = 2,9 \text{ Hz}$).



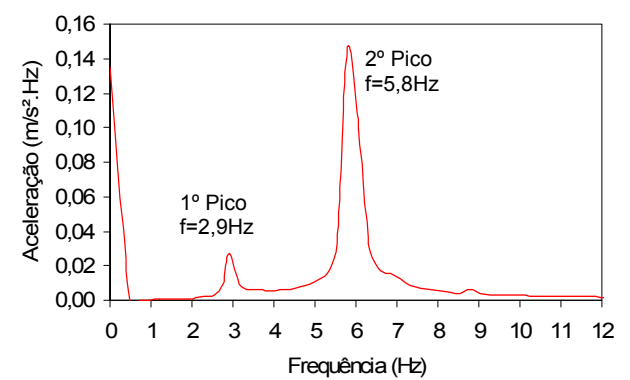
a) Domínio do tempo (1 pessoa)



b) Domínio da frequência (1 pessoa)



c) Domínio do tempo (3 pessoas)

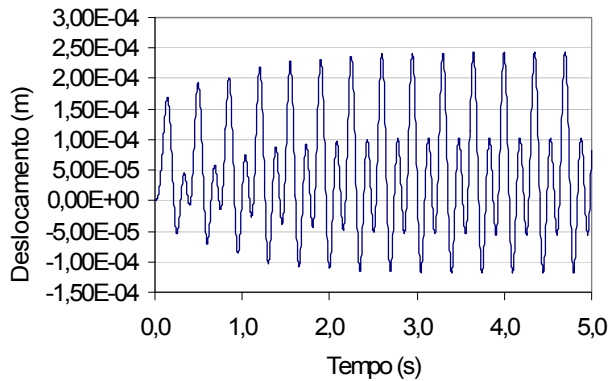


d) Domínio da frequência (3 pessoas)

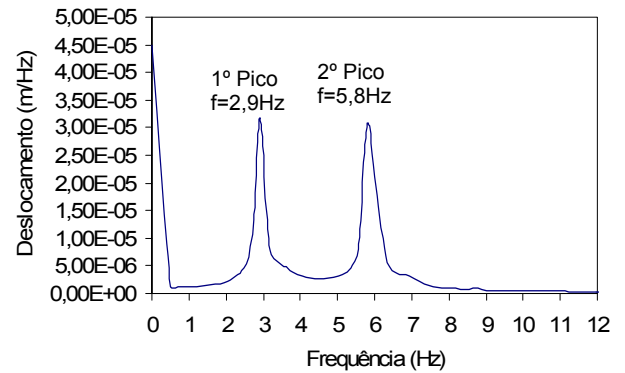
Figura 6.4 - Acelerações referentes ao Nó A (Figura 4.4). Domínio do tempo e domínio da frequência. Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento I.

Na Figura 6.4, pode-se observar que o segundo pico do gráfico das acelerações sofridas pela estrutura, correspondente ao segundo harmônico da excitação, com frequência $f = 5,8\text{Hz}$, é o principal responsável pela transferência de energia da estrutura. Comparando a frequência fundamental da estrutura ($f_{01} = 5,81\text{ Hz}$) com a frequência correspondente ao segundo harmônico da excitação ($f = 5,8\text{Hz}$), conclui-se a ocorrência da ressonância, uma vez que $f_{01} = f = 5,8\text{ Hz}$.

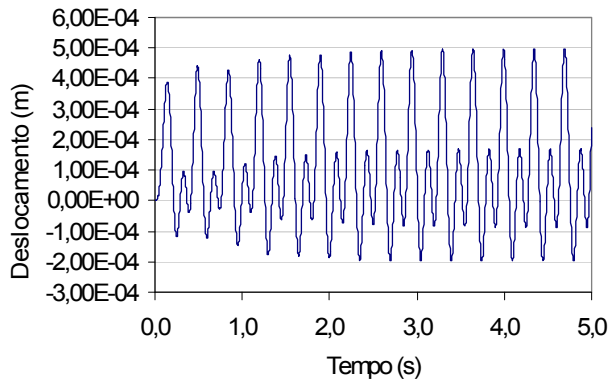
O primeiro pico que aparece na Figura 6.4 corresponde ao primeiro harmônico da excitação dinâmica rítmica ($f = 2,9\text{ Hz}$). Para o carregamento dinâmico referente a apenas uma pessoa, o primeiro pico do gráfico de aceleração praticamente não aparece devido a carga aplicada no sistema estrutural estudado ser muito pequena, o que não gerou uma grande transmissão de energia.



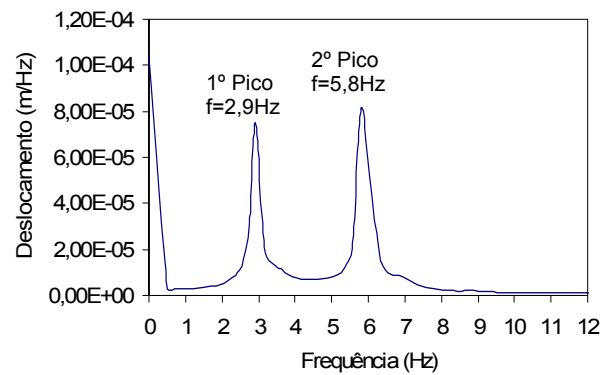
a) Domínio do tempo (1 pessoa)



b) Domínio da frequência (1 pessoa)



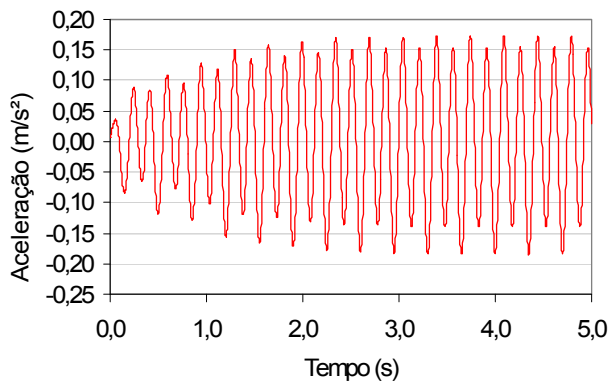
c) Domínio do tempo (3 pessoas)



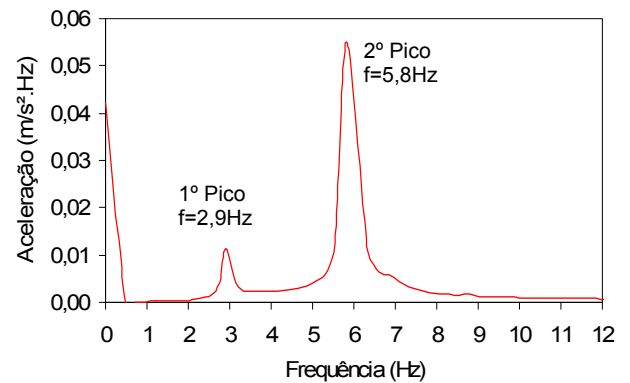
d) Domínio da frequência (3 pessoas)

Figura 6.5 - Deslocamentos referentes ao Nó A (Figura 4.5). Domínio do tempo e domínio da frequência. Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento II.

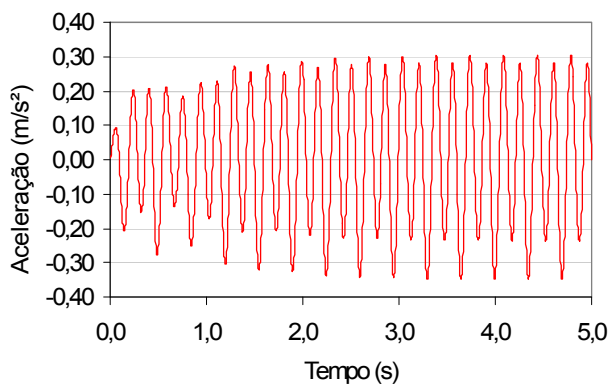
Os gráficos de deslocamento no domínio da frequência, mostrados na Figura 6.5, apresentam, novamente, o primeiro e segundo picos, correspondentes, respectivamente, ao primeiro harmônico da excitação dinâmica (ginástica aeróbica) e a frequência fundamental do modelo ($f_{01} = 5,81\text{Hz}$), coincidente com o segundo harmônico da carga. Basicamente o quadro é o mesmo apresentado anteriormente, onde a principal parcela para a transferência de energia do sistema estrutural diz respeito a ressonância entre a frequência fundamental do modelo ($f_{01} = 5,81\text{Hz}$), e aquela associada ao segundo harmônico da excitação ($f = 5,8\text{Hz}$).



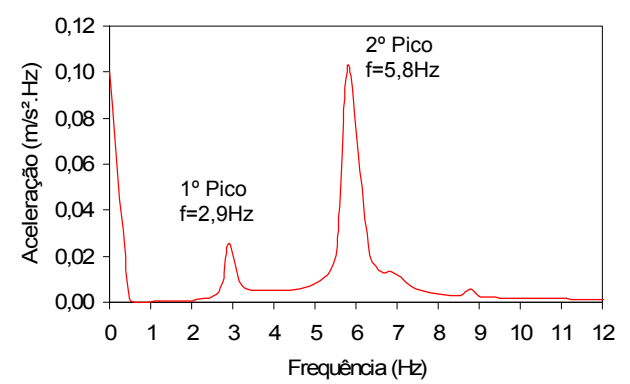
a) Domínio do tempo (1 pessoa)



b) Domínio da frequência (1 pessoa)



c) Domínio do tempo (3 pessoas)



d) Domínio da frequência (3 pessoas)

Figura 6.6 - Acelerações referentes ao Nó A (Figura 4.5). Domínio do tempo e domínio da frequência. Modelo Estrutural III. Modelo de Carregamento II.

Na Figura 6.6 também observa-se que o segundo pico do gráfico apresentado, correspondente ao segundo harmônico e frequência da carga dinâmica $f = 5,8$ Hz, é o responsável pela transferência de energia da resposta dinâmica. Conclui-se, então, que, devido à proximidade entre os valores da frequência fundamental da estrutura ($f_{01} = 5,81$ Hz), Tabela 5.1, e frequência de excitação do carregamento dinâmico ($f = 5,8$ Hz), o modelo poderia vir a sofrer problemas de vibração excessiva e, conseqüentemente, desconforto humano.

Deve-se ressaltar que, de forma geral, a análise no domínio da frequência das edificações mistas (aço-concreto) investigadas apresenta o mesmo quadro para todos os modelos estudados ao longo desta dissertação.

6.3 Estudo Paramétrico

6.3.1 Análise das acelerações de pico

Com o objetivo de avaliar o nível de conforto humano dos modelos estruturais mistos (aço-concreto), ME-I (2 pavimentos), ME-II (3 pavimentos) e ME-III (4 pavimentos), Figura 4.3, de acordo com a metodologia de análise proposta, neste trabalho de pesquisa, são obtidos os valores das acelerações máximas dos modelos (acelerações de pico).

Foram utilizados os seguintes parâmetros para a definição da ação dinâmica, correspondente a ginástica aeróbica, a saber: $T = 0,35s$, $T_c = 0,25s$, $T_s = 0,10s$, $K_p = 2,78$ e coeficiente CD variando, em cada análise numérica, de acordo com o número de pessoas atuando sobre o modelo (1, 3, 6, 9 e 12 pessoas).

Para esta análise paramétrica também é considerada uma variação do coeficiente de amortecimento utilizado na estrutura, 1%, 3% e 15%, e o nó do centro da laje, Nó A, Nó B e Nó C (Figuras 4.4 e 4.5), onde é adquirida a resposta dinâmica, aceleração de máxima.

Como são aplicadas duas metodologias de carregamento, sendo a primeira com a carga dinâmica aplicada na laje superior da estrutura (MC-I) e a segunda a carga dinâmica aplicada na laje imediatamente inferior (MC-II), a análise das acelerações de pico encontradas em cada caso foi feita separadamente. Convém chamar a atenção do leitor, para o fato de que, para a avaliação das acelerações de pico (acelerações máximas obtidas na fase permanente da resposta), foram examinados 90 casos.

6.3.1.1 Modelo de carregamento I

A Tabela 6.1 apresenta, agora, os valores obtidos para as acelerações de pico, a_p , no que tange aos três modelos estruturais investigados, conforme ilustrado na Figura 4.8, 4.9 e 4.10, com coeficiente de amortecimento de 1% e carregamento dinâmico na laje superior, modelo de carregamento MC-I.

Essas acelerações de pico foram obtidas na fase permanente da resposta das estruturas, com referência ao centro da laje do último pavimento, Nó A, Figura 4.4, de cada edificação e, também, no que diz respeito ao centro da laje do pavimento imediatamente inferior, Nó B, Figura 4.4.

Tabela 6.1 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi_s = 1\%$

Número de Pessoas	Acelerações de Pico (a_p : m/s^2)					
	Nó A (Figura 4.4)			Nó B (Figura 4.4)		
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo I	Modelo II	Modelo III
1	0,13	0,16	0,33	0,005	0,040	0,192
3	0,33	0,40	0,48	0,013	0,104	0,240
6	0,54	0,67	1,57	0,040	0,180	0,927
9	0,76	0,96	2,26	0,057	0,258	1,330
12	0,99	1,24	2,93	0,076	0,326	1,762
<p>$a_{lim} = 0,50 m/s^2$: valor limite recomendado para pisos de edificações submetidos a atividades humanas rítmicas, (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003).</p>						

Percebe-se que o pico de aceleração mais elevado encontrado na presente investigação, considerando-se um carregamento dinâmico correspondente a 12 pessoas praticando ginástica aeróbica sobre o piso superior, foi da ordem de $2,93m/s^2$ no Nó A, Figura 4.4, referente ao modelo estrutural ME-III, que, como pode-se verificar Tabela 5.1, é o piso mais flexível, $f_{01} = 5,83Hz$.

No que diz respeito ao modelo mais rígido, ME-I, $f_{01} = 6,44Hz$, Tabela 5.1, submetido ao mesmo carregamento, este valor é da ordem de $0,99m/s^2$ no Nó A, Figura 4.4, como apresentado na Tabela 6.1.

Observa-se que quando o número de pessoas praticando ginástica aeróbica sobre a laje de concreto dos modelos aumenta os valores das acelerações máximas, acelerações de pico, aumentam drasticamente, de acordo com a Tabela 6.1.

Verifica-se, ainda, que o modelo estrutural ME-III (Figura 4.3) foi o que apresentou valores mais elevados para as acelerações, tanto no Nó A (Figura 4.4) quanto no Nó B (Figura 4.4), isto porque se trata do modelo mais flexível e cuja frequência fundamental mais se aproxima da frequência da excitação, conforme os resultados apresentados na Tabela 6.1.

Ao longo das análises numéricas, foi verificado que inúmeros valores de aceleração encontram-se bem acima dos limites especificados em recomendações de projeto, $a_{lim} = 0,50 \text{ m/s}^2$, (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003), quando a excitação dinâmica atua sobre o último pavimento de concreto dos modelos estruturais, de acordo com os valores apresentados na Tabela 6.1.

As Tabelas 6.2 e 6.3, a seguir, mostram os valores fornecidos para as acelerações máximas encontradas nos modelos estruturais ME-I, ME-II e ME-III, Figura 4.3, com coeficiente de amortecimento de 3% e 15%, respectivamente, e aplicação do modelo de carregamento MC-I.

Tabela 6.2 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi = 3\%$

Número de Pessoas	Acelerações de Pico (a_p : m/s^2)					
	Nó A (Figura 4.4)			Nó B (Figura 4.4)		
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo I	Modelo II	Modelo III
1	0,11	0,13	0,17	0,005	0,023	0,087
3	0,28	0,33	0,46	0,013	0,063	0,241
6	0,46	0,55	0,83	0,025	0,113	0,433
9	0,65	0,79	1,17	0,036	0,162	0,618
12	0,85	1,00	1,51	0,049	0,210	0,807
$a_{lim} = 0,50 \text{ m/s}^2$: valor limite recomendado para pisos de edificações submetidos a atividades humanas rítmicas, (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003).						

Tabela 6.3- Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi = 15\%$

Número de Pessoas	Acelerações de Pico (a_p : m/s^2)					
	Nó A (Figura 4.4)			Nó B (Figura 4.4)		
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo I	Modelo II	Modelo III
1	0,07	0,07	0,08	0,005	0,009	0,015
3	0,27	0,19	0,18	0,013	0,024	0,042
6	0,30	0,33	0,30	0,014	0,045	0,075
9	0,44	0,44	0,43	0,020	0,063	0,108
12	0,56	0,58	0,56	0,027	0,082	0,141
$a_{lim} = 0,50 m/s^2$: valor limite recomendado para pisos de edificações submetidos a atividades humanas rítmicas, (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003).						

Observa-se que a aceleração de pico no Nó A, Figura 4.4, para os coeficientes de amortecimento de 3% e 15%, considerando 12 pessoas praticando ginástica aeróbica sobre o piso superior, foi da ordem de $1,51m/s^2$ e $0,56m/s^2$, respectivamente, no modelo estrutural ME-III (Figura 4.3), por ser a edificação mais flexível, $f_{01} = 5,83Hz$, Tabela 5.1, como mostra as Tabelas 6.2 e 6.3.

O menor valor de aceleração de pico encontrado ao longo das análises é verificado, em todas as tabelas, Tabela 6.1, 6.2 e 6.3, no modelo estrutural ME-I (Figura 4.3), modelo estrutural mais rígido $f_{01} = 6,44Hz$, Tabela 5.1, com a carga dinâmica de apenas 1 pessoa praticando atividade física, tanto para o Nó A (Figura 4.4) quanto para o Nó B (Figura 4.4).

Ao longo da investigação foi constatado que, praticamente todos os pisos investigados neste trabalho apresentam problemas referentes a conforto humano, ou seja, vibrações excessivas. A medida em que o número de pessoas praticando ginástica aeróbica sobre os modelos aumenta, a estrutura fica mais comprometida.

Com referência à transmissão da vibração de um pavimento para outro, oriunda da ginástica aeróbica, pode-se observar que os valores das acelerações de pico obtidas

para o pavimento imediatamente inferior aquele onde pratica-se a atividade rítmica, Nó B, Figura 4.4, estão quase todos bem abaixo dos limites recomendados (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003), especialmente no que se refere aos modelos estruturais mais rígidos, como mostrado na Tabela 5.

Por outro lado, na medida em que o modelo estrutural torna-se mais flexível, considerando-se as ligações vigas-coluna como sendo rígidas, esses valores de aceleração de pico, mesmo sem a aplicação direta da ação dinâmica no pavimento, poderia vir a violar os critérios de conforto humano (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003), de acordo com os resultados ilustrados nas Tabelas 6.1, 6.2 e 6.3.

6.3.1.2 Modelo de carregamento II

São apresentados agora os valores das acelerações de pico, a_p , obtidos nos modelos estruturais ME-I, ME-II e ME-III (Figura 4.3), quando aplicado o modelo de carregamento MC-II, ou seja, carregamento de 1,3,6,9 e 12 pessoas praticando ginástica aeróbica no piso logo abaixo do piso mais elevado, Figura 4.5.

Essas acelerações de pico foram obtidas na fase permanente da resposta das edificações, com referência ao centro da laje do pavimento onde é aplicado o carregamento dinâmico, Nó A (Figura 4.5), de cada modelo e, também, no centro da laje do pavimento imediatamente inferior, Nó B (Figura 4.5), e imediatamente superior, Nó C (Figura 4.5).

A Tabela 6.4 revela os valores das acelerações, descritas acima, para um coeficiente de amortecimento da estrutura de 1%.

Tabela 6.4 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi = 1\%$

Número de Pessoas	Acelerações de Pico (ap: m/s ²)							
	Nó A (Figura 4.5)			Nó B (Figura 4.5)		Nó C (Figura 4.5)		
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo II	Modelo III	Modelo I	Modelo II	Modelo III
1	0,10	0,12	0,18	0,022	0,091	0,019	0,062	0,166
3	0,26	0,29	0,57	0,058	0,286	0,031	0,161	0,529
6	0,41	0,47	0,99	0,098	0,528	0,089	0,285	0,908
9	0,57	0,69	1,43	0,145	0,736	0,124	0,410	1,280
12	0,74	0,89	1,85	0,183	0,956	0,161	0,518	1,738

$a_{lim} = 0,50 \text{ m/s}^2$: valor limite recomendado para pisos de edificações submetidos a atividades humanas rítmicas, (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003).

Pode-se verificar que quando o número de pessoas praticando ginástica aeróbica sobre a laje de concreto dos modelos aumenta, ou seja, aumenta a carga dinâmica, os valores das acelerações máximas, acelerações de pico, aumentam drasticamente, de acordo com a Tabela 6.4.

Considerando um carregamento dinâmico correspondente a 12 pessoas praticando ginástica aeróbica, pode-se observar que no modelo estrutural ME-III, (Figura 4.3), modelo mais flexível, $f_{01} = 5,83\text{Hz}$, Tabela 5.1, encontra-se o pico de aceleração mais elevado presente nesta investigação, da ordem de $1,85\text{m/s}^2$, no Nó A (Figura 4.5).

Já o modelo estrutural ME-I (Figura 4.5), modelo mais rígido, $f_{01} = 6,44\text{Hz}$, Tabela 5.1, apresenta uma aceleração máxima de $0,74\text{m/s}^2$, no Nó A (Figura 4.5), quando submetido ao mesmo carregamento, como mostra a Tabela 6.4.

Observa-se, ainda, que o modelo estrutural ME-III (Figura 4.3), por ser o do modelo mais flexível e cuja frequência fundamental mais se aproxima da frequência do carregamento dinâmico, foi o que apresentou valores mais elevados para as

acelerações, tanto no Nó A quanto no Nó B e no Nó C, mostrados na Figura 4.5, conforme os resultados apresentados na Tabela 6.4.

Com referência a relação entre as acelerações máximas apresentadas nos diferentes pavimentos verifica-se, na Tabela 6.4, que no Nó A (Figura 4.5), onde é aplicada a carga dinâmica, as acelerações são mais elevada.

As Tabelas 6.5 e 6.6, a seguir, apresentam os resultados das acelerações máximas encontradas nos modelos estruturais estudados, Figura 4.3, com coeficiente de amortecimento de 3% e 15%, respectivamente, com aplicação do modelo de carregamento MC-II.

Tabela 6.5 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi=3\%$

Número de Pessoas	Acelerações de Pico (ap: m/s ²)								
	Nó A (Figura 4.5)			Nó B (Figura 4.5)		Nó C (Figura 4.5)			
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo II	Modelo III	Modelo I	Modelo II	Modelo III	
1	0,09	0,10	0,16	0,014	0,049	0,012	0,039	0,088	
3	0,23	0,26	0,34	0,037	0,135	0,032	0,108	0,237	
6	0,37	0,42	0,57	0,066	0,242	0,055	0,188	0,422	
9	0,53	0,60	0,82	0,095	0,348	0,078	0,271	0,630	
12	0,68	0,78	1,08	0,125	0,459	0,100	0,357	0,805	
<p>$a_{lim} = 0,50 \text{ m/s}^2$: valor limite recomendado para pisos de edificações submetidos a atividades humanas rítmicas, (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003).</p>									

Tabela 6.6 - Acelerações de pico. Amortecimento estrutural: $\xi = 15\%$

Número de Pessoas	Acelerações de Pico (ap: m/s ²)								
	Nó A (Figura 4.5)			Nó B (Figura 4.5)		Nó C (Figura 4.5)			
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo II	Modelo III	Modelo I	Modelo II	Modelo III	
1	0,07	0,07	0,07	0,003	0,008	0,003	0,009	0,013	
3	0,17	0,18	0,17	0,009	0,025	0,008	0,025	0,042	
6	0,27	0,29	0,28	0,016	0,045	0,014	0,043	0,075	
9	0,40	0,41	0,41	0,023	0,065	0,019	0,064	0,106	
12	0,51	0,52	0,52	0,030	0,085	0,026	0,082	0,140	

$a_{lim} = 0,50 \text{ m/s}^2$: valor limite recomendado para pisos de edificações submetidos a atividades humanas rítmicas, (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003).

Observa-se que, para os coeficientes de amortecimento de 3% e 15%, considerando um carregamento dinâmico correspondente a 12 pessoas praticando ginástica aeróbica no piso onde se encontra o nó central Nó A, Figura 4.5, a aceleração máxima foi da ordem de $1,08\text{m/s}^2$ e $0,52\text{m/s}^2$, respectivamente, no modelo estrutural ME-III (Figura 4.3), por ser o piso mais flexível, $f_{01} = 5,83\text{Hz}$, Tabela 5.1, como mostra as Tabelas 6.5 e 6.6.

No modelo estrutural ME-I (Figura 4.3), modelo estrutural mais rígido $f_{01} = 6,44\text{Hz}$, Tabela 5.1, com a carga dinâmica de apenas 1 pessoa praticando atividade física pode-se verificar as acelerações de pico mais baixo, como mostra a Tabela 6.4, 6.5 e 6.6., tanto para o Nó A quanto para o Nó B e Nó C, ilustrados na Figura 4.5.

Assim como na Tabela 6.4, nas Tabelas 6.5 e 6.6, também pode-se observar que as acelerações máximas apresentadas no Nó A (Figura 4.5), nó central do piso onde é aplicada a carga dinâmica, são mais elevadas.

Verifica-se, ao longo das análises numéricas, que o limite da aceleração de pico, $a_{lim} = 0,50 \text{ m/s}^2$, especificado em recomendações de projeto, (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003) foi ultrapassado em inúmeros casos, a medida que aumenta o

número de pessoas praticando atividade física e a quantidade de pavimentos, de acordo com os valores apresentados na Tabela 6.4, 6.5 e 6.6.

6.3.2 Influência do amortecimento estrutural

Este estudo apresenta variações nas taxas de amortecimento dos modelos a fim de analisar sua influencia nas respostas dinâmicas, em termos de acelerações de pico. Por apresentar acelerações de pico mais elevadas o modelo estrutural ME-III foi escolhido para representar os demais modelos investigados.

No modelo de carregamento MC-I observam-se as acelerações de pico no Nó A e no Nó B, Figura 4.4, enquanto no modelo de carregamento MC-II as acelerações de pico são apresentadas para no Nó A, no Nó B e no Nó C, Figura 4.5.

6.3.2.1 Modelo de carregamento I

A Figura 6.7 apresenta os valores das acelerações de pico no centro do pavimento mais elevado para o carregamento dinâmico de 1, 3, 6, 9 e 12 pessoas, praticando ginástica aeróbica no piso superior da estrutura. O limite de aceleração de pico recomendado pelo AISC, $a_p=0,5m/s^2$, também é identificado no gráfico.

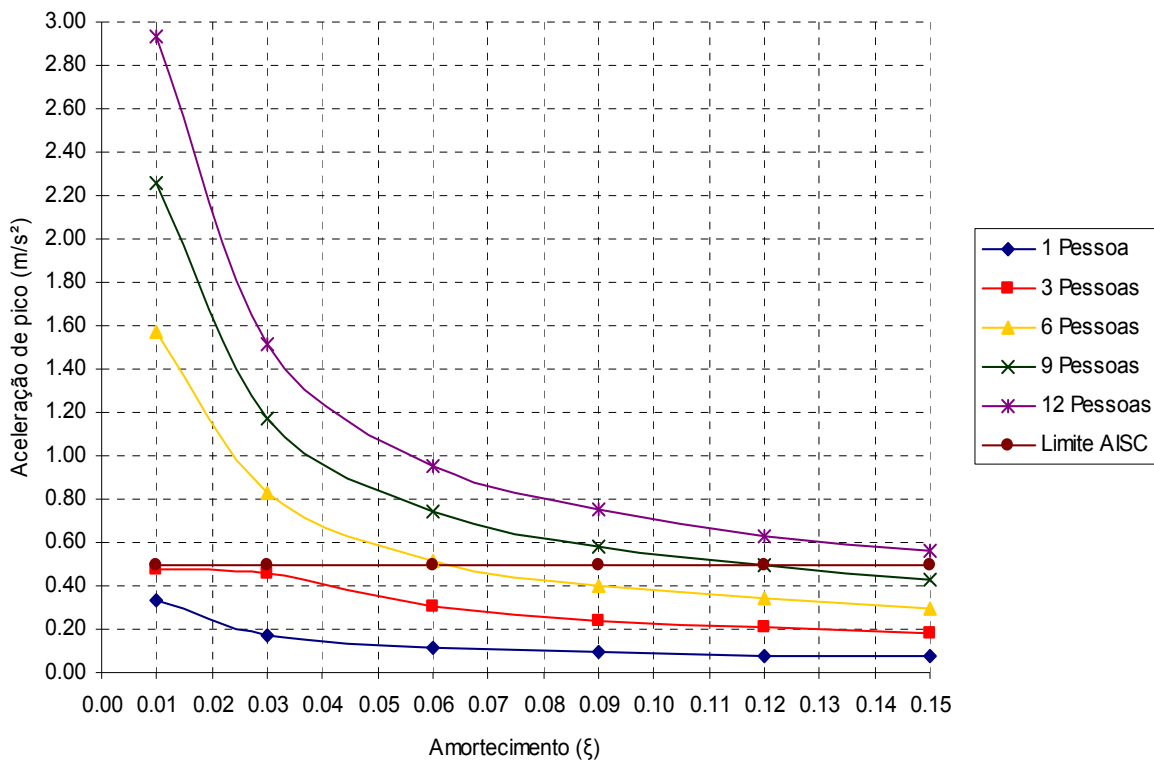


Figura 6.7 - Acelerações de pico no Nó A (Figura 4.4). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%

Considerando-se, inicialmente, os aspectos quantitativos da resposta dinâmica do modelo, observa-se que os níveis de aceleração não ultrapassaram o limite recomendado, de $0,5 \text{ m/s}^2$ (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003), apenas para os carregamentos dinâmicos de uma e três pessoas, com taxas de amortecimento variando de 1% a 15%.

Por outro lado, quando o nível da solicitação dinâmica torna-se mais elevado e doze pessoas são colocadas atuando sobre o modelo estrutural, este quadro modifica-se bastante, pois as acelerações de pico para as taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%, são, respectivamente, iguais a $2,93 \text{ m/s}^2$, $1,51 \text{ m/s}^2$, $0,95 \text{ m/s}^2$, $0,75 \text{ m/s}^2$, $0,63 \text{ m/s}^2$ e $0,56 \text{ m/s}^2$, como ilustra a Figura 6.7, e estes valores violam os critérios de conforto humano estabelecidos por normas de projeto (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003).

A seguir, são apresentados, na Figura 6.8, as acelerações de pico do centro do pavimento imediatamente inferior ao mais elevado, quando aplicado o Modelo de

Carregamento I, Figura 4.4. O limite de aceleração de pico recomendado pelo AISC, $a_p=0,5m/s^2$, também é identificado no gráfico.

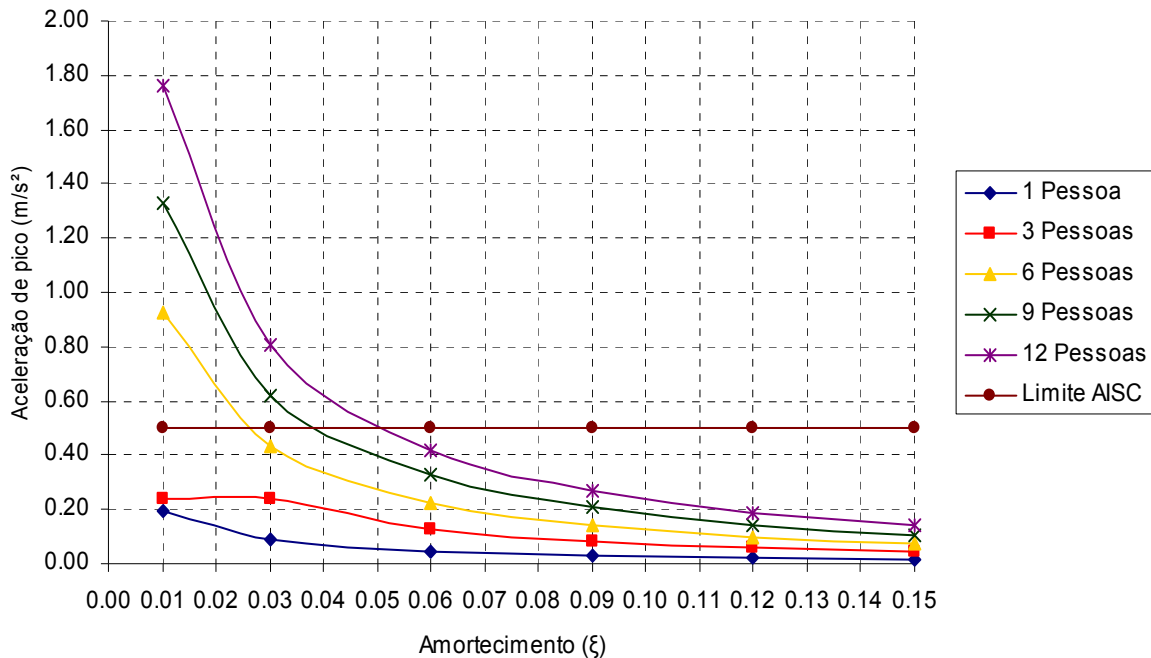


Figura 6.8 - Acelerações de pico no Nó B (Figura 4.4). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%.

Para os valores de acelerações obtidos no Nó B (Figura 4.4) verifica-se um comportamento similar ao encontrado no Nó A (Figura 4.4), com valores de acelerações menores do que os encontrados no Nó A (Figura 4.4), influenciado diretamente pelo modo fundamental de vibração do modelo estudado. Tais acelerações também sofrem influência da taxa de amortecimento empregada na estrutura, onde é verificado um comportamento de redução dos valores de aceleração à medida que se aumenta a taxa de amortecimento.

Com base nos resultados alcançados, observa-se que estes pisos não devem ser utilizados para a prática de ginástica aeróbica, pois ultrapassam bastante os valores limites das normas e recomendações vigentes.

6.3.2.2 Modelo de carregamento II

A Figura 6.9 apresenta os valores das acelerações de pico no centro do pavimento onde se aplica o carregamento dinâmico de 1, 3, 6, 9 e 12 pessoas praticando ginástica aeróbica. O limite de aceleração de pico recomendado pelo AISC, $a_p=0,5\text{m/s}^2$, também é identificado no gráfico.

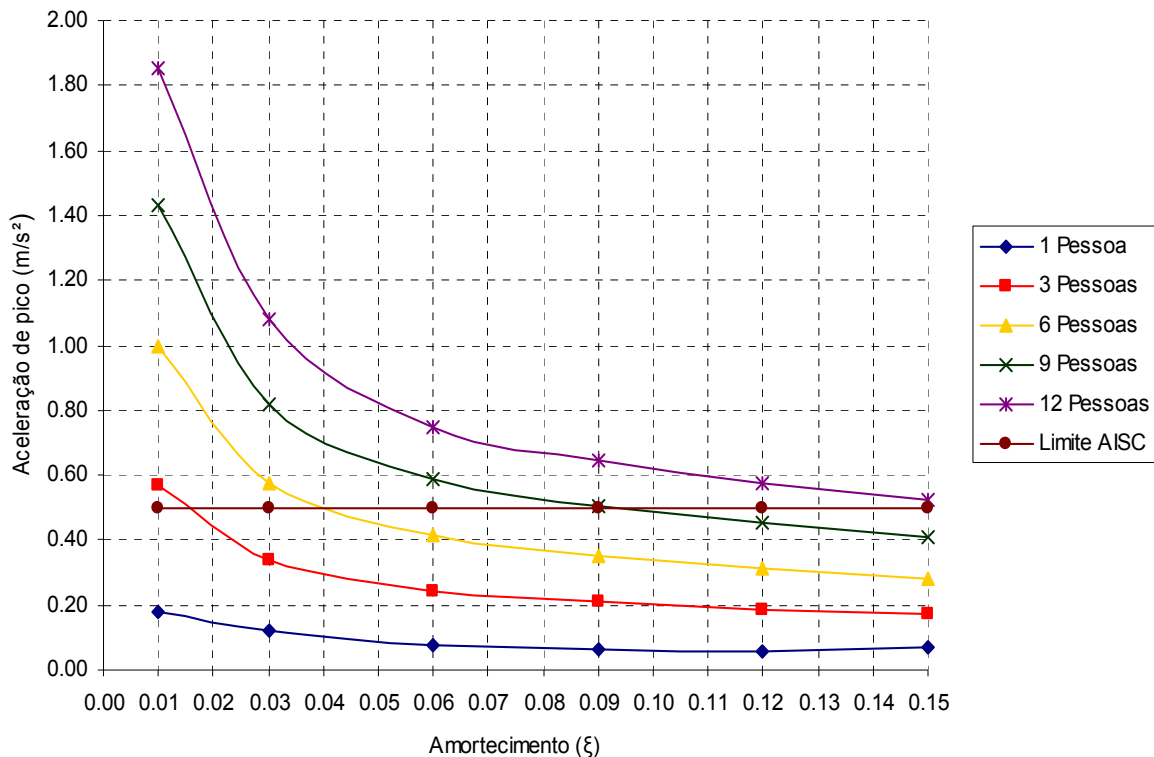


Figura 6.9 - Acelerações de pico no Nó A (Figura 4.5). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%.

Observa-se que a aceleração de pico mais baixa, $0,07\text{m/s}^2$, foi verificada para o carregamento de apenas uma pessoa com taxa de amortecimento de 15% e que o valor mais elevado, $1,85\text{m/s}^2$, ocorreu para o carregamento equivalente a 12 pessoas e amortecimento estrutural e 1%.

Para a carga dinâmica de 12 pessoas, todas as acelerações de pico são superiores a $0,5\text{m/s}^2$, sendo $1,85\text{m/s}^2$, $1,08\text{m/s}^2$, $0,75\text{m/s}^2$, $0,65\text{m/s}^2$, $0,57\text{m/s}^2$ e $0,52$

m/s² para os amortecimentos de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%, respectivamente, como pode-se visualizar na Figura 6.9.

As acelerações de pico do centro do pavimento imediatamente inferior ao que está aplicada a carga dinâmica, Nó B, Figura 4.5, são apresentados a seguir na Figura 6.10. O limite de aceleração de pico recomendado pelo AISC, $a_p=0,5\text{m/s}^2$, também é identificado no gráfico.

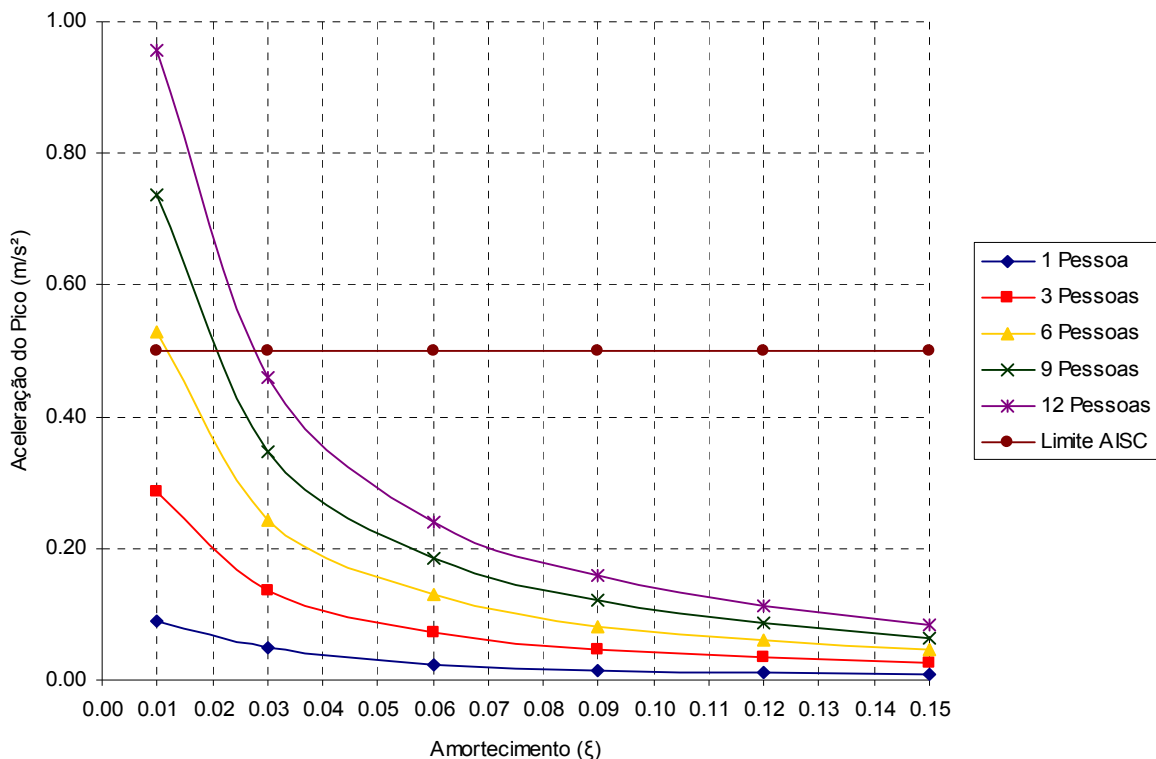


Figura 6.10 - Acelerações de pico no Nó B (Figura 4.5). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%.

Na Figura 6.10 verifica-se que apenas a taxa de aceleração de 1% ultrapassa o limite de aceleração de pico recomendado pelo AISC (2003), enquanto que as de 3%, 6%, 9%, 12% e 15%, mesmo para um carregamento de 12 pessoas, ficam bem abaixo.

A Figura 6.11 mostra as acelerações de pico do centro do pavimento imediatamente superior ao que está aplicada a carga dinâmica, Figura 4.5. O limite de aceleração de pico recomendado pelo AISC, $a_p=0,5\text{m/s}^2$, também é identificado no gráfico.

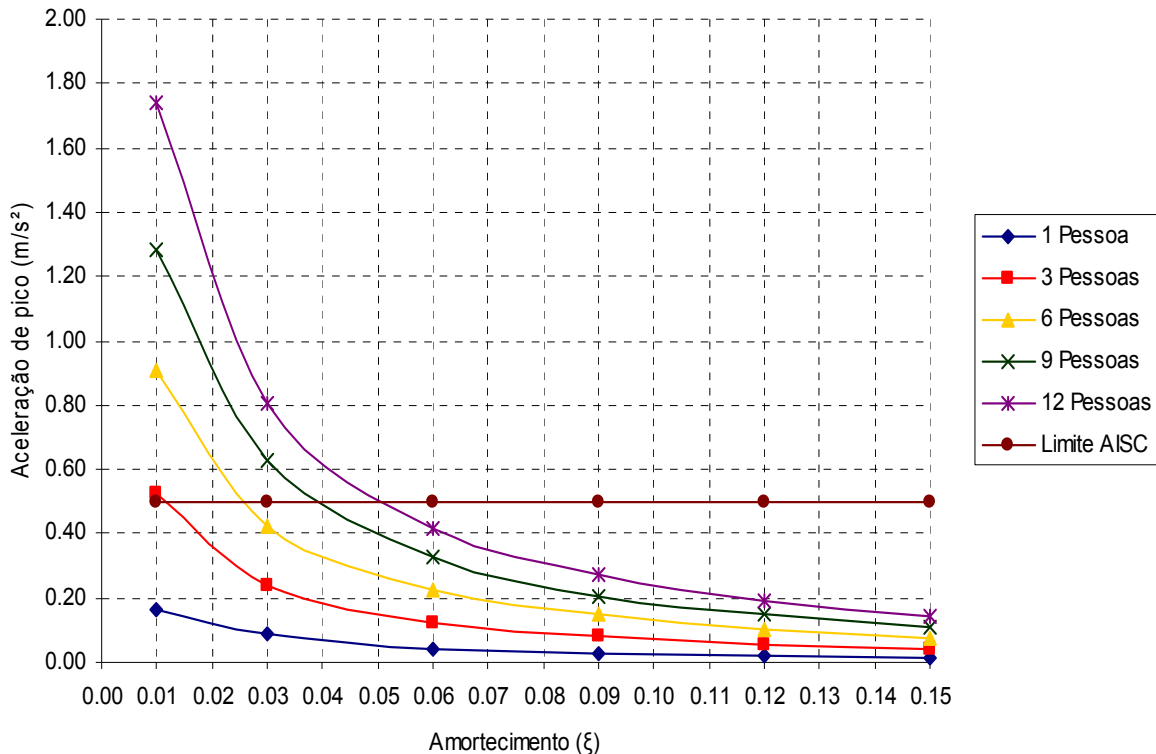


Figura 6.11 - Acelerações de pico no Nó C (Figura 4.5). Taxas de amortecimento de 1%, 3%, 6%, 9%, 12% e 15%.

Como era de se esperar, observa-se que, em todos os casos analisados nesta dissertação, os valores das acelerações máximas (acelerações de pico) aumentam à medida que se aumenta o número de pessoas atuando sobre a estrutura, independente do nó analisado e diminuem à medida que se aumenta a taxa de amortecimento empregada. Seguindo-se nesta linha de raciocínio, e verificando-se os resultados obtidos na presente análise, sobretudo observando-se as acelerações de pico no Nó A, no Nó B e no Nó C, (Figura 4.5) para os dois modelos de carregamento aplicados e para as diversas taxas de amortecimento adotadas, Figura 6.7 a Figura 6.11, conclui-se que um conhecimento prévio das acelerações pode vir a ser um fator decisório para o estudo do tipo de atividade ocupacional a ser adotado para a estrutura.

Para os modelos com taxas de amortecimento de 9%, 12% e 15% são apresentados os menores valores de acelerações de pico em todos os pontos onde foram feitas leituras nos modelos numéricos e em todas as condições de carregamento,

de acordo com as Figuras 6.7 a 6.11. Tal fato, comprovado numericamente, demonstra um padrão natural das estruturas, tendendo a serem mais estáveis à medida que consigam absorver os esforços provenientes de atividades rítmicas e dissipá-los.

As maiores acelerações de pico são percebidas nos modelos com taxas de amortecimento de 1% e 3%, conforme ilustra as Figuras 6.7 a 6.11, pois nestes há uma menor efetividade da estrutura em dissipar os esforços provenientes de atividades rítmicas, visto que possuem taxas de amortecimento inferiores às apresentadas no parágrafo acima. Aprofundando-se a análise nesta mesma perspectiva, conclui-se que quanto maior o amortecimento dado ao modelo, menor serão as acelerações desse modelo.

Assim sendo, com base nos resultados alcançados, apresentados nos gráficos das Figuras 6.7 a 6.11, sob o aspecto ocupacional, pode-se concluir que a atividade do tipo ginástica aeróbica não deve ser exercida sobre o piso estudado nesta dissertação, sob qualquer taxa de amortecimento analisada, até mesmo porque estas atividades se dão em grupos de pessoas. As atividades recomendadas para este tipo de piso devem ser atividades com maior período de contato, fazendo com que sejam diminuídos os níveis das acelerações observadas.

6.3.3 Medidas corretivas a serem adotadas para a solução de problemas associados a vibrações excessivas

Com o objetivo de contribuir com sugestões para diminuir os problemas associados a vibração excessiva de edificações submetidas a cargas dinâmicas humanas rítmicas são apresentados algumas soluções que podem vir a ser utilizadas em projeto.

6.3.3.1 Redução de efeitos

Em algumas situações, não é necessário fazer modificações no sistema estrutural para que o problema de vibrações seja resolvido. A solução pode estar na

eliminação da fonte causadora da perturbação e remoção ou alteração de alguns elementos não estruturais que vibram em ressonância com o movimento do piso.

6.3.3.2 Relocação

A relocação é ainda uma das medidas mais utilizadas para se resolver o problema de vibrações em pisos. Sua rapidez, facilidade de execução, baixo custo e a não necessidade de um conhecimento aprofundado do assunto torna esta medida bastante eficaz.

Existem casos em que a fonte causadora das vibrações pode ser transferida para outro local, como vibrações provocadas por equipamentos, realocando este numa área mais isolada do resto da estrutura, ou a situação com pessoas executando atividades aeróbicas, fazendo a relocação destas atividades numa área no primeiro andar ou térreo da edificação, resolvendo o problema, dependendo do tipo da atividade e da disponibilidade de espaço.

O fator confrontante da solução descrita acima é o limite de espaço disponível e também ao limite tolerável pela vizinhança em suas adjacências.

6.3.3.3 Redução da massa

A redução da massa de um sistema estrutural pode levar a um aumento da frequência natural e, assim, afastar a estrutura da ressonância. Mas também diminuir a resistência inercial ao impacto ou à vibração ressonante, não sendo, portanto, usualmente muito efetiva,

6.3.3.4 Enrijecimento

Geralmente, ao aumentar a rigidez da estrutura gera um aumento das frequências naturais, reduzindo a possibilidade da ressonância e os efeitos de vibração nos pisos. Mas tal medida é bastante trabalhosa e custosa, requerendo um trabalho especializado, além de dever utilizar sempre materiais leves e rígidos para que não

promova um aumento considerável da massa do sistema, já que isso não contribuiria para o aumento da frequência natural da estrutura.

6.3.3.5 Aumento do nível de amortecimento

O amortecimento do sistema estrutural depende das propriedades físicas inerentes aos materiais que compõe a estrutura, mas também dos elementos não-estruturais, tais como acabamentos, divisórias, forros, móveis e etc.

O aumento do amortecimento da estruturas pode reduzir as vibrações causadas por atividades humanas. Uma maneira eficaz de aumentar o amortecimento é a introdução de elementos não-estruturais que interagem com a estrutura e podem fornecer um acréscimo no amortecimento da mesma.

6.3.3.6 Dispositivo mecânico de controle passivo

Os dispositivos mecânicos de controle passivo, também chamados de absorvedores dinâmicos de vibração, nada mais são que atenuadores de vibrações, conhecidos como TMD (Tuned Mass Damper), e constituídos de um sistema simples, composto por massas, molas e amortecedores.

Posicionado o TMD no ponto de máxima amplitude de vibração do painel de piso este contrapõe-se ao movimento do piso, pois, por ter um movimento com frequência próxima e em oposição de fase com a da estrutura, ele gera forças de inércia que se contrapõem às forças de inércia produzidas na estrutura pelas ações externas.

O TMD é considerado uma solução barata, pois não precisa de energia elétrica para atuar, visto que entram em funcionamento acionados pelo próprio movimento da estrutura, além de não interferir na arquitetura do ambiente, pois podem ser facilmente ocultados no forro.

6.3.3.7 Sistema de controle ativo

Um dos sistemas de controle ativo utilizado é o atuador de massa. Este tipo de sistema se vale de energia externa para controlar os efeitos de vibrações indesejáveis. O atuador é um sistema que recebe um sinal de entrada decorrente das medições de acelerômetros existentes na estrutura, e que responde, após processamento em um computador, em oposição ao movimento do piso, reduzindo assim suas amplitudes de vibração. Sua instalação requer manutenção periódica. O uso de energia elétrica constante eleva o seu custo de utilização.

No capítulo seguinte serão apresentados as conclusões deste trabalho de pesquisa, no que tange os estudos realizados para vibrações excessivas em edificações e os critérios de conforto humano.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Introdução

Esta investigação objetiva contribuir no que tange ao estudo do comportamento de edificações mistas (aço-concreto) de andares múltiplos quando submetidos a carregamentos dinâmicos provenientes de atividades humanas rítmicas, como a ginástica aeróbica.

O presente trabalho de pesquisa apresenta os resultados de uma análise numérico-computacional desenvolvida para avaliar o conforto humano dos modelos estruturais investigados, diante da consideração da influência dos seguintes parâmetros de projeto: quantidade de pavimentos, coeficiente de amortecimento estrutural, modelo de carregamento e área de aplicação da ação dinâmica.

Os sistemas estruturais em estudo foram analisados utilizando modelos computacionais concebidos por meio de técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa ANSYS (2005).

Inicialmente, foi realizada uma análise das frequências naturais e modos de vibração das edificações investigadas; e, em seguida, uma avaliação do conforto humano desses modelos, mediante a obtenção das acelerações de pico.

7.2 Conclusões alcançadas

São apresentadas a seguir, as conclusões obtidas ao longo deste trabalho de pesquisa, de acordo com a metodologia de análise proposta e dos resultados alcançados.

Considerando-se os resultados obtidos com a análise das frequências naturais (autovalores) dos modelos estruturais estudados, percebe-se que a partir do aumento do número de pavimentos, os valores dessas frequências naturais diminuem, devido ao fato de que estes modelos tornam-se mais flexíveis, e, portanto, mais susceptíveis a vibrações. Por outro lado, ao proceder-se a análise dos modos de vibração

(autovetores) dessas edificações foi verificada uma predominância dos efeitos de flexão.

Foi constatado que à medida que a ação dinâmica humana rítmica, associada a um determinado número de indivíduos praticando ginástica aeróbica sobre os pisos das edificações aumenta, a resposta dinâmica dos modelos (deslocamentos e acelerações de pico) tende a ser mais elevada.

Mediante a análise no domínio da frequência, foi observado que o principal responsável pela transferência de energia associada a resposta dinâmica dos sistemas estruturais investigados está associado ao primeiro modo de vibração das edificações, o qual possui uma frequência natural muito próxima da frequência do segundo harmônico da carga dinâmica proveniente dos seres humanos. Desta forma, pode-se caracterizar o fenômeno da ressonância, o qual pode induzir o sistema a sofrer problemas de vibração excessiva e, conseqüentemente, desconforto humano dos usuários.

Verifica-se que ao aplicar as cargas dinâmicas provenientes dos modelos de carregamento (MC-I e MC-II - Figuras 4.4 e 4.5) sobre os modelos estruturais, o modelo estrutural ME-III, Figura 4.3, foi o que apresentou valores de aceleração de pico mais elevados em todas as situações investigadas. Justifica-se esta afirmativa devido ao fato de que o modelo estrutural (ME-III) é o mais flexível ($f_{01} = 5,81\text{Hz}$), Tabela 5.1, e cuja frequência fundamental mais se aproxima da frequência da excitação.

O pico de aceleração mais elevado encontrado na presente dissertação, igual a $2,93\text{m/s}^2$ ($a_p = 2,93\text{m/s}^2$) considera um carregamento dinâmico correspondente a 12 pessoas praticando ginástica aeróbica sobre a laje superior do modelo estrutural ME-III, Figura 4.3, (Nó A - Figura 4.4), e ultrapassa os limites estabelecidos em normas e recomendações de projeto (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003), indicando problemas de conforto humano.

Com referência à transmissão da vibração de um pavimento para outro, oriunda da ginástica aeróbica, pode-se observar que os valores das acelerações de pico, na maioria dois casos estudados encontram-se dentro dos limites estabelecidos por norma (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003). Todavia, convém chamar a atenção dos projetistas estruturais para o fato de que em algumas situações específicas, pertinentes

apenas ao modelo estrutural ME-III (modelo mais flexível), Figura 4.3, para baixos valores de amortecimento estrutural e considerando-se as ligações estruturais viga-coluna como sendo rígidas, percebe-se que em áreas adjacentes, mesmo sem a aplicação direta da ação dinâmica no pavimento, os critérios de conforto humano não são atendidos (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003).

Em todos os casos analisados nesta dissertação, observa-se que os valores das acelerações máximas (acelerações de pico) aumentam à medida que se aumenta o número de pessoas atuando sobre a estrutura, independentemente do local de aplicação da ação dinâmica. Por outro lado, essas acelerações de pico diminuem drasticamente à medida que se aumenta a taxa de amortecimento estrutural empregada sobre os modelos estruturais estudados. Tal fato deve servir de alerta aos projetistas de estruturas para a relevância do amortecimento estrutural sobre a resposta dinâmica de edificações mistas (aço-concreto).

Os maiores valores de acelerações de pico são percebidos nos modelos de edificações com taxas de amortecimento de 1% e 3% ($\xi = 1\%$ e 3%), por serem sistemas estruturais considerados como ainda não acabados, ou seja, onde não existe uma maior dissipação de energia nos modelos estruturais, quando estes são submetidos a atividades humanas rítmicas. Contudo, quando são considerados os modelos estruturais com taxas de amortecimento superiores a 10% ($\xi > 10\%$), percebe-se, claramente, uma diminuição nos valores das acelerações máximas. Em resumo, seguindo-se esta linha de raciocínio, conclui-se que quanto maior o amortecimento estrutural menor serão as acelerações de pico.

Os limites estabelecidos em normas e recomendações de projeto, no que tange ao conforto humano ($a_{lim} = 0,50 \text{ m/s}^2$), (ISO 2631/2, 1989), (Murray et al., 2003), foi ultrapassado em diversos casos, ao longo das análises numéricas realizadas nesta dissertação. Certamente, nessas situações em que foi verificado um valor de aceleração acima do limite ($a_p > a_{lim}$), o modelo estrutural estará sujeito a vibrações excessivas, apresentando problemas referentes a conforto humano.

Sendo assim, considerando-se o aspecto ocupacional, pode-se concluir que a atividade do tipo ginástica aeróbica não deveria ser exercida em edificações com as características geométricas e sistema estrutural investigados.

7.3 Sugestões para trabalhos futuros

A seguir, são relacionadas algumas sugestões para a continuidade e desenvolvimento de trabalhos futuros sobre os temas aqui tratados e outros correlatos.

- Realizar testes experimentais que tornariam possível uma comparação entre os resultados numéricos (frequências naturais e acelerações), com os valores obtidos experimentalmente;
- Variar outros parâmetros do carregamento tais como o período de contato, e o coeficiente de impacto, além do número de pessoas representativas da ação dinâmica;
- Variar a geometria dos modelos estruturais no que tange aos vãos das vigas de aço, analisando a influência da relação “a x b” na resposta do sistema;
- Variar outros parâmetros associados a geometria dos modelos estruturais investigados, tais como a espessura das lajes de concreto e o pé-direito das edificações;
- Modelar as ligações viga-coluna como sendo semi-rígidas, pois sabe-se que na maioria dos casos da prática corrente de projeto essas ligações assumem este comportamento;
- Considerar uma interação parcial entre as vigas de aço e a laje de concreto, variando a quantidade de conectores;
- Incorporar na metodologia de análise a modelagem numérica associada a representação de dispositivos para controle das vibrações estruturais, objetivando analisar o desempenho desses dispositivos, em termos dos valores finais das acelerações de pico.

REFERÊNCIAS

ALLEN, D.E., RAINER, J.H., *Vibration Criteria for Long Span Floors*, Canadian Journal of Civil Engineering, The National Research Council of Canada, Vol. 3, No. 2, Jun., 1976.

ALLEN, D. E.; RAINER J.H., *CBD - 173 Floor Vibration* - Canadian Building Digest. Disponível em: <www.nrc.ca/irc/cbd/cbd173e.html>. Acesso em: 26 Jun. 2006.

ALLEN, D. E., *Floor Vibrations from Aerobics*, Canadian Journal of Civil Engineering, v. 17, n. 5, pp. 771-779, 1990.

ALLEN, D. E.; RAINER, J. H.; PERNICA, G.. *Vibration criteria for assembly occupancies*. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 12, 1985, 617-623 p.

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

ANSYS, *Swanson Analysis Systems*. Inc.. P.O. Box 65. Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065, version 10.0, Basic analysis procedures, Second edition, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118*: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8800*: Norma Brasileira para Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios - Projeto de Revisão, Rio de Janeiro, 2008.

BACHMANN, H. - *Case Studies of Structures with Man-Induced Vibrations* - Journal of Structural Engineering, Vol.118, Nº.3, 631-647, March, 1992.

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, Maio, 2002.

CEB - Comité Euro-International du Beton, *Vibration Problems in Structures - Practical Guidelines*, Bullitin d'information, nº 209, 1991.

DA SILVA, J.G.S., *Análise Dinâmica Não-Determinística de Tabuleiros de Pontes Rodoviária com Irregularidades Superficiais*. Tese de Doutorado - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1996.

DE ALMEIDA, R. R., *Análise de Vibrações em Sistemas Estruturais para Pisos Mistos com Joists Submetidos a Atividades Humanas Rítmicas*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. PGECIV, Faculdade de Engenharia, FEN. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, 2008.

DE PAULA, F.A., QUEIROZ, G., *Uso do MEF na Adaptação de uma Estrutura para Resistir a Solicitações Oriundas de Atividades Rítmicas* - Anais do II Simpósio de Mecânica Computacional, Ouro Preto, 1998.

EBRAHIMPOUR, A., SACK, R. L., *Modeling Dynamic Occupant Loads*, ASCE Journal of Structural Engineering, v. 115, n. 6, pp. 1476 - 1495, 1989.

EBRAHIMPOUR, A., SACK, R. L., *Design Live Load for Coherent Crowd Harmonic Movements*, ASCE Journal of Structural Engineering, v.118, n.4, pp. 1121 - 1136, 1992.

EBRAHIMPOUR, A., HAMAN, A., SACK, R. L., PATTEN, W. N., *Measuring and Modeling Dynamic Loads Imposed by Moving Crowds*, ASCE Journal of Structural Engineering, v. 122, n.12, pp. 1468 - 1474, 1996.

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

CLOUGH, R. W. e PENZIEN, J., *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Auckland, 1975.

GAMA, C. D., PANEIRO, G., A.. *Incomodidade Humana Perante As Vibrações e sua Caracterização Absoluta e Relativa*, Centro de Geotecnia, IST, Lisboa, Portugal. Disponível em: <cegeo.ist.utl.pt/html/publicações.shtml>.

INTERNATIONAL STANDARD ORGANIZATION. *ISO 2631-1: Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration, Part 1: General Requirements*, Switzerland, 1985.

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

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

LENZEN, K. H., *Vibration of Steel Joist Concrete Slab Floors*. In: *Engineering journal*, v. 3(3), p. 133-136, 1996.

LOOSE, J. K.. *Análise dinâmica de pisos mistos em aço-concreto submetidos a atividades humanas rítmicas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Espírito Santo, UFES, Vitória, 2007.

MELLO, A.V. de A.. *Vibrações em pisos de edificações induzidas por atividades humanas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação

em Engenharia Civil. PGECIV, Faculdade de Engenharia, FEN. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, 2005.

MELLO, A.V. de A.; DA SILVA, J.G.S.; LIMA, L.R.O. de. *Dynamical analysis for the walking induced vibrations of composite floors*. CC 2005 - The Tenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. Roma, Itália, CD-ROM, 2005, 1-15 p.

MELLO, A.V. de A.; DA SILVA, J.G.S.; DE ANDRADE, S. A. L.; VELLASCO, P. C. G. da S.; LIMA, L.R.O. *Estudo do Conforto Humano em Pisos Mistos (Aço-Concreto)*. Revista da Escola de Minas, v. 60, 2007, 409-418 p.

MELLO, A.V. de A.; DA SILVA, J.G.S.; DE ANDRADE, S. A. L.; VELLASCO, P. C. G. da S.; LIMA, L.R.O. *Dynamic Analysis of Composite Systems Made of Concrete Slabs and Steel Beams*, Journal of Constructional Steel Research, v. 65, 2008, 125-151 p.

MEMARI, A. M, AGHAKOUCHAK, A. A., ASHTIANY, G. M, TIV, M, *Full-scale dynamic testing of steel frame building during construction*, Engineering Structures, vol. 21, p. 1115 a 1127, 1999.

MOREIRA, B. C., *Avaliação Comparativa de Pisos e Edificações em Estrutura Metálica quanto ao Critério de Vibração*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, 2004.

MURRAY, T. M.; ALLEN, D. E.; UNGAR, E. E.. *Floor vibration due to human activity*, Steel Design Guide Series, AISC, Chicago, USA, 2003.

REIHER, H. E, MEISTER, F. J., *The Effect of Vibration on people*. Traduzido da Forsch Geb, p 381-386, Ohio, 1946.

SILVA, N. M. T. F., *Análise Estática e Dinâmica de Lajes Nervuradas de Concreto Armado*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. PGECIV, Faculdade de Engenharia, FEN. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, 2008.

VARELA, W. D., *Modelo Teórico-Experimental para Análises de Vibrações Induzidas por Pessoas Caminhando sobre Lajes de Edifícios*. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

VECCI, M. A. M., FAKURY, R. H., MAGALHÃES, M. C., *Análise do Comportamento Dinâmico de Pisos Metálicos Submetidos a Excitações Rítmicas - Anais do II Simpósio de Mecânica Computacional*, Ouro Preto, 1998.

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.

MURRAY, T. M., *Design to Prevent Floor vibration*. In: *Engineering Journal*, v. 12, nº. 3, p. 82-87, 1975.

ANEXO A - Exemplo de APDL para modelagem do sistema estrutural e análise estática - Modelo Estrutural ME-III

!PISO MISTO AÇO-CONCRETO DE UM PAVIMENTO: ESPESSURA DA LAJE: 15CM.

!PÉ-DIREITO: 5M. AREA: 9M X 10M.

!3 PAVIMENTOS

!INICIA A FASE DE PREPROCESSAMENTO

/PREP7

/VIEW,1,1,1,1

/PNUM,AREA,1

/PNUM,AREA,1

!DEFINIÇÃO DO TIPO DE ELEMENTO FINITO!

ET,1,BEAM44 !TIPO DE ELEMENTO 1 - VIGAS E COLUNAS DE AÇO

ET,2,SHELL63 !TIPO DE ELEMENTO - LAJE DE CONCRETO

!DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO MODELO ESTRUTURAL

!COMANDO "R", IDENTIFICAÇÃO DA PROPRIEDADE,

!ÁREA DA SEÇÃO, INÉRCIA IZZ, INÉRCIA IYY,

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE INFERIOR (TKZB1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE ESQUERDA (TKYB1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE SUPERIOR (TKZT1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE DIREITA (TKYT1),

!OFFSET: DISTÂNCIA DO CENTRÓIDE DA VIGA ATÉ O CENTRÓIDE DE LAJE.

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS VIGAS DO VÃO DE 9m

!VS 550 x 100, h=550, b=250, offset=0,275+0,075=0,350

R,1,127.3e-4,74.041e-5,4.949e-5,0.125,0.275,0

RMORE,127.3e-4,74.041e-5,4.949e-5,0.125,0.275,0

RMORE,0,-0.35,0,0,-0.35,0

RMORE,0,0,0.125,0.275,0.125,0.275

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS VIGAS DO VÃO DE 10m
 IVS 500 x 86, h=500, b=250, offset=0,25+0,075=0,325

R,2,109.5e-4,52.25e-5,4.168e-5,0.125,0.25,0
 RMORE,109.5e-4,52.25e-5,4.168e-5,0.125,0.25,0
 RMORE,0,-0.325,0,0,-0.325,0
 RMORE,0,0,0.125,0.25,0.125,0.25
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0
 RMORE,0

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS COLUNAS
 ICS 300 x 62, h=300, b=300

R,3,79.5e-4,4.276e-5,13.509e-5,0.150,0.150,0
 RMORE,79.5e-4,4.276e-5,13.509e-5,0.150,0.150,0
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0,0,0.150,0.150,0.150,0.150
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0,0,0,0,0,0
 RMORE,0
 RMORE,0

!COMANDO "R", IDENTIFICAÇÃO DA PROPRIEDADE,
 !ESPESSURA DA LAJE DE CONCRETO

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS LAJES

R,4,0.15

!DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

!AÇO

MP,EX,1,2.05E+11 !MÓDULO DE ELASTICIDADE
 MP,PRXY,1,0.3 !COEFICIENTE DE POISSON
 MP,DENS,1,7850 !DENSIDADE

!CONCRETO

MP,EX,2,2.4E+10 !MÓDULO DE ELASTICIDADE
 MP,PRXY,2,0.1 !COEFICIENTE DE POISSON

MP,DENS,2,2550 !DENSIDADE

!DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO ESTRUTURAL (KEYPOINTS, LINHAS E ÁREAS)

!COORDENADAS X,Y,Z DOS PONTOS-CHAVE (KEYPOINTS)

K,1,0,0,0
K,2,9,0,0
K,3,9,0,10
K,4,0,0,10
K,5,0,5,0
K,6,3,5,0
K,7,6,5,0
K,8,9,5,0
K,9,9,5,10
K,10,6,5,10
K,11,3,5,10
K,12,0,5,10
K,13,0,10,0
K,14,3,10,0
K,15,6,10,0
K,16,9,10,0
k,17,9,10,10
k,18,6,10,10
k,19,3,10,10
k,20,0,10,10
k,21,0,15,0
k,22,3,15,0
k,23,6,15,0
k,24,9,15,0
k,25,9,15,10
k,26,6,15,10
k,27,3,15,10
k,28,0,15,10
k,29,0,20,0
k,30,3,20,0
k,31,6,20,0
k,32,9,20,0
k,33,9,20,10
k,34,6,20,10
k,35,3,20,10
k,36,0,20,10

!DEFINIÇÃO DE TODAS AS LINHAS DO MODELO ESTRUTURAL

!SEGMENTOS CORRESPONDENTES AS COLUNAS

L,1,5
L,2,8
L,3,9
L,4,12
L,5,13
L,8,16
L,9,17
L,12,20
L,13,21
L,16,24
L,17,25
L,20,28
L,21,29
L,24,32
L,25,33
L,28,36

ISEGMENTOS CORRESPONDENTES AS VIGAS DE 9m

L,5,6
L,6,7
L,7,8
L,12,11
L,11,10
L,10,9
L,13,14
L,14,15
L,15,16
L,20,19
L,19,18
L,18,17
L,21,22
L,22,23
L,23,24
L,28,27
L,27,26
L,26,25
L,29,30
L,30,31
L,31,32
L,36,35
L,35,34
L,34,33

ISEGMENTOS CORRESPONDENTES AS VIGAS DE 10m

L,5,12

L,6,11
L,7,10
L,8,9
L,13,20
L,14,19
L,15,18
L,16,17
L,21,28
L,22,27
L,23,26
L,24,25
L,29,36
L,30,35
L,31,34
L,32,33

!DEFINIÇÃO DE TODAS AS ÁREAS DO MODELO ESTRUTURAL

!ÁREAS: PONTOS QUE FORMAM 1/3 DE CADA LAJE DE PISO DOS PAVIMENTOS

!ÁREA 1 - PAVIMENTO 1

A,5,6,11,12
A,6,7,10,11
A,7,8,9,10

!ÁREA 2 - PAVIMENTO 2

A,13,14,19,20
A,14,15,18,19
A,15,16,17,18

!ÁREA 3 - PAVIMENTO 3

A,21,22,27,28
A,22,23,26,27
A,23,24,25,26

!ÁREA 4 - PAVIMENTO 4

A,29,30,35,36
A,30,31,34,35
A,31,32,33,34

!GERAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

ESIZE,,.25,0, !DEFINE A DIVISÃO DAS LINHAS

TYPE,1 !DEFINE O TIPO DE ELEMENTO (VIGA)
 MAT,1 !DEFINE O TIPO DE MATERIAL (AÇO)

REAL,1 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (VIGA DE 9m)
 LMESH,17,40,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL,GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

REAL,2 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (VIGA DE 10m)
 LMESH,41,56,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL,GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

REAL,3 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (COLUNAS DE AÇO)
 LMESH,1,16,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL,GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

TYPE,2 !DEFINE O TIPO DE ELEMENTO (LAJE DE CONCRETO)
 MAT,2 !DEFINE O TIPO DE MATERIAL (CONCRETO)
 REAL,4 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (LAJE DE CONCRETO)

AATT,2,4,2 !COMANDO QUE ENGLOBA O TIPO DE ELEMENTO, REAL CONSTANTE E MATERIAL
 AMESH, ALL !TODAS AS ÁREAS REFERENTE AS LAJES DE CONCRETO

!CONDIÇÕES DE CONTORNO

!COMANDO "DK", NÚMERO DO NÓ, RESTRIÇÃO DOS NÓS EM X,Y,Z

DK,1,UX,,,,,UY,,,,,UZ
 DK,2,UX,,,,,UY,,,,,UZ
 DK,3,UX,,,,,UY,,,,,UZ
 DK,4,UX,,,,,UY,,,,,UZ
 DK,5,UX,,,,,,UZ
 DK,8,UX,,,,,,UZ
 DK,9,UX,,,,,,UZ
 DK,12,UX,,,,,,UZ
 DK,13,UX,,,,,,UZ
 DK,16,UX,,,,,,UZ
 DK,17,UX,,,,,,UZ
 DK,20,UX,,,,,,UZ
 DK,21,UX,,,,,,UZ
 DK,24,UX,,,,,,UZ
 DK,25,UX,,,,,,UZ
 DK,28,UX,,,,,,UZ
 DK,29,UX,,,,,,UZ
 DK,32,UX,,,,,,UZ
 DK,33,UX,,,,,,UZ
 DK,36,UX,,,,,,UZ

!SOLUÇÃO


```
/SOL
ANTYPE,2
MSAVE,0
MODOPT,LANB,10
EQSLV,SPAR
MXPAND,10, , ,0
LUMPM,0
PSTRES,0
MODOPT,LANB,10,0,0, ,OFF
/STATUS,SOLU
SOLVE
FINISH

/POST1
SET,LIST
SET,FIRST
/EFACET,1
PLNSOL,U,SUM,0,1.0
```

ANEXO B - Exemplo de APDL para modelagem do sistema estrutural e aplicação de carregamento dinâmico - Modelo Estrutural ME-I. Amortecimento de 3%. 6 pessoas. Modelo de Carregamento MC-I

!PISO MISTO AÇO-CONCRETO DE UM PAVIMENTO: ESPESSURA DA LAJE: 15CM.

!PÉ-DIREITO:5M. AREA: 9M X 10M.

!MODELO COM 01 PAVIMENTO

!INICIA A FASE DE PREPROCESSAMENTO

/config,nres,20000

/PREP7

/VIEW,1,1,1,1

/PNUM,AREA,1

/PNUM,AREA,1

!DEFINIÇÃO DO TIPO DE ELEMENTO FINITO

ET,1,BEAM44 !TIPO DE ELEMENTO 1 - VIGAS E COLUNAS DE AÇO

ET,2,SHELL63 !TIPO DE ELEMENTO - LAJE DE CONCRETO

!DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO MODELO ESTRUTURAL

!COMANDO "R", IDENTIFICAÇÃO DA PROPRIEDADE,

!ÁREA DA SEÇÃO, INÉRCIA IZZ, INÉRCIA IYY,

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE INFERIOR (TKZB1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE ESQUERDA (TKYB1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE SUPERIOR (TKZT1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE DIREITA (TKYT1),

!OFFSET: DISTÂNCIA DO CENTRÓIDE DA VIGA ATÉ O CENTRÓIDE DE LAJE.

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS VIGAS DO VÃO DE 9m

!VS 550 x 100, h=550, b=250, offset=0,275+0,075=0,350

R,1,127.3e-4,74.041e-5,4.949e-5,0.125,0.275,0

RMORE,127.3e-4,74.041e-5,4.949e-5,0.125,0.275,0

RMORE,0,-0.35,0,0,-0.35,0

RMORE,0,0,0.125,0.275,0.125,0.275

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS VIGAS DO VÃO DE 10m

!VS 500 x 86, h=500, b=250, offset=0,25+0,075=0,325

R,2,109.5e-4,52.25e-5,4.168e-5,0.125,0.25,0

RMORE,109.5e-4,52.25e-5,4.168e-5,0.125,0.25,0

RMORE,0,-0.325,0,0,-0.325,0

RMORE,0,0,0.125,0.25,0.125,0.25

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS COLUNAS

!CS 300 x 62, h=300, b=300

R,3,79.5e-4,4.276e-5,13.509e-5,0.150,0.150,0

RMORE,79.5e-4,4.276e-5,13.509e-5,0.150,0.150,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0.150,0.150,0.150,0.150

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!COMANDO "R", IDENTIFICAÇÃO DA PROPRIEDADE,

!ESPESURA DA LAJE DE CONCRETO

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS LAJES

R,4,0.15

!DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

!AÇO

MP,EX,1,2.05E+11 !MÓDULO DE ELASTICIDADE

MP,PRXY,1,0.3 !COEFICIENTE DE POISSON

MP,DENS,1,7850 !DENSIDADE

!CONCRETO

MP,EX,2,2.4E+10 !MÓDULO DE ELASTICIDADE
MP,PRXY,2,0.1 !COEFICIENTE DE POISSON
MP,DENS,2,2550 !DENSIDADE

!DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO ESTRUTURAL (KEYPOINTS, LINHAS E ÁREAS)

!COORDENADAS X,Y,Z DOS PONTOS-CHAVE (KEYPOINTS)

K,1,0,0,0
K,2,9,0,0
K,3,9,0,10
K,4,0,0,10
K,5,0,5,0
K,6,3,5,0
K,7,6,5,0
K,8,9,5,0
K,9,9,5,10
K,10,6,5,10
K,11,3,5,10
K,12,0,5,10
K,13,0,10,0
K,14,3,10,0
K,15,6,10,0
K,16,9,10,0
K,17,9,10,10
K,18,6,10,10
K,19,3,10,10
K,20,0,10,10

!DEFINIÇÃO DE TODAS AS LINHAS DO MODELO ESTRUTURAL

!SEGMENTOS CORRESPONDENTES AS COLUNAS

L,1,5
L,2,8
L,3,9
L,4,12
L,5,13
L,8,16
L,9,17
L,12,20

!SEGMENTOS CORRESPONDENTES AS VIGAS DE 9m

L,5,6
L,6,7
L,7,8

L,12,11
 L,11,10
 L,10,9
 L,13,14
 L,14,15
 L,15,16
 L,20,19
 L,19,18
 L,18,17

!SEGMENTOS CORRESPONDENTES AS VIGAS DE 10m

L,5,12
 L,6,11
 L,7,10
 L,8,9
 L,13,20
 L,14,19
 L,15,18
 L,16,17

!DEFINIÇÃO DE TODAS AS ÁREAS DO MODELO ESTRUTURAL

!ÁREAS: PONTOS QUE FORMAM 1/3 DE CADA LAJE DE PISO DOS PAVIMENTOS

!ÁREA 1 - PAVIMENTO 1

A,5,6,11,12
 A,6,7,10,11
 A,7,8,9,10

!ÁREA 2 - PAVIMENTO 2

A,13,14,19,20
 A,14,15,18,19
 A,15,16,17,18

!GERAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

ESIZE,.25,0 !DEFINE A DIVISÃO DAS LINHAS
 TYPE,1 !DEFINE O TIPO DE ELEMENTO (VIGA)
 MAT,1 !DEFINE O TIPO DE MATERIAL (AÇO)

REAL,1 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (VIGA DE 9m)
 LMESH,9,20,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL, GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

REAL,2 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (VIGA DE 10m)

LMESH,21,28,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL, GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

REAL,3 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (COLUNAS DE AÇO)

LMESH,1,8,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL, GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

AATT,2,4,2 !COMANDO QUE ENGLOBA O MATERIAL, REAL CONSTANTE E TIPO DE ELEMENTO

AMESH,ALL !TODAS AS ÁREAS REFERENTE AS LAJES DE CONCRETO

!CONDIÇÕES DE CONTORNO

!COMANDO "DK", NÚMERO DO NÓ, RESTRIÇÃO DOS NÓS EM X,Y,Z

DK,1,UX,,,,,UY,,,,,UZ

DK,2,UX,,,,,UY,,,,,UZ

DK,3,UX,,,,,UY,,,,,UZ

DK,4,UX,,,,,UY,,,,,UZ

DK,5,UX,,,,,,UZ

DK,8,UX,,,,,,UZ

DK,9,UX,,,,,,UZ

DK,12,UX,,,,,,UZ

DK,13,UX,,,,,,UZ

DK,16,UX,,,,,,UZ

DK,17,UX,,,,,,UZ

DK,20,UX,,,,,,UZ

!SOLUÇÃO

/SOLU

!TIPO DE ANÁLISE

ANTYPE,4 !4 - ANÁLISE DE TRANSIENTE

TRNOPT,FULL !MÉTODO INTEGRAL

LUMPM,0

!CARREGAMENTO

*DIM, T6, TABLE,2501, 1, 1, , , 0 !DIMENSÃO DA TABELA (2501 LINHAS)

*TREAD,T6,C:\nat\Temp\T6.txt,,0 !CAMINHO DA PASTA ONDE ENCONTRA-SE A TABELA

F,353,FY,%T6% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (353) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA MESMA

F,363,FY,%T6% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (363) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA MESMA

F,373,FY,%T6% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (373) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA MESMA

F,392,FY,%T6% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (392) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA MESMA

F,402,FY,%T6% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (402) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA MESMA

F,412,FY,%T6% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (412) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA MESMA

!OUTPUT CTRLS !CONTROLES DE SAÍDA

OUTPR,NSOL,ALL, !CONTROLE DA IMPRESSÃO DA SOLUÇÃO: NODAL
 OUTRES,NSOL,ALL, !CONTROLE DO RESULTADO: NODAL

!TIME/FREQUENCY !TEMPO OU FREQUÊNCIA

TIME,5 !TEMPO DE AMOSTRAGEM (5s)
 AUTOTS,-1 !TEMPO AUTOMÁTICO DE MEDIÇÃO
 DELTIM,0.002, , ,1 !ESPECIFICA INTERVALO (AUTOMÁTICO) DE MEDIÇÃO (0.002s)
 KBC,1 !CARREGAMENTO TIPO DEGRAU (1 - TRANSIENTE)

TIME,5 !TEMPO DE AMOSTRAGEM(5s)
 AUTOTS,-1 !TEMPO AUTOMÁTICO DE MEDIÇÃO
 NSUBST,2501, , ,1 !ESPECIFICA O NÚMERO DE MEDIÇÕES DA AMOSTRAGEM $-(5/0.002)+1=2501$
 KBC,1 !CARREGAMENTO TIPO DEGRAU (1 - TRANSIENTE)

!AMORTECIMENTO

ALPHAD,1.2406414 !MULTIPLICADOR ALPHA DA MATRIZ [M], NA EXPRESSÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO

BETAD,0.0007251 !MULTIPLICADOR DA MATRIZ [K], NA EXPRESSÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO

SOLVE

FINISH

!POSTPROCESSAMENTO

/POST26

LINES,50000, !NÚMERO DE LINHAS
 NSOL,2,2547,U,Y,DESL !ESPECIFICA O NÓ A SER ARMAZENADO O RESULTADO - NÓ 2547 - DESLOCAMENTO
 DERIV,3,2,1, ,VELO, , ,1, !VELOCIDADE - DERIVADA DO DESLOCAMENTO
 DERIV,4,3,1, ,ACEL, , ,1, !ACELERAÇÃO - DERIVADA DA VELOCIDADE
 PRVAR,2,3,4, , , , !LISTA AS VARIÁVEIS (DESLOC., VELOC. E ACEL.) x TEMPO(5s)
 NSOL,5,1260,U,Y,DESL !ESPECIFICA O NÓ A SER ARMAZENADO O RESULTADO - NÓ 1260 - DESLOCAMENTO
 DERIV,6,5,1, ,VELO, , ,1, !VELOCIDADE - DERIVADA DO DESLOCAMENTO
 DERIV,7,6,1, ,ACEL, , ,1, !ACELERAÇÃO - DERIVADA DA VELOCIDADE
 PRVAR,5,6,7, , , , !LISTA AS VARIÁVEIS (DESLOC., VELOC. E ACEL.) x TEMPO(5s)

ANEXO C - Exemplo de APDL para modelagem do sistema estrutural e aplicação de carregamento dinâmico - Modelo Estrutural ME-II. Amortecimento de 15%. 12 pessoas. Modelo de Carregamento MC-I

!PISO MISTO AÇO-CONCRETO DE UM PAVIMENTO: ESPESSURA DA LAJE: 15CM.

!PÉ-DIREITO: 5M. AREA: 9M X 10M.

!2 PAVIMENTOS

!INICIA A FASE DE PREPROCESSAMENTO

/config,nres,20000

/PREP7

/VIEW,1,1,1,1

/PNUM,AREA,1

/PNUM,AREA,1

!DEFINIÇÃO DO TIPO DE ELEMENTO FINITO!

ET,1,BEAM44 !TIPO DE ELEMENTO 1 - VIGAS E COLUNAS DE AÇO

ET,2,SHELL63 !TIPO DE ELEMENTO - LAJE DE CONCRETO

!DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO MODELO ESTRUTURAL

!COMANDO "R", IDENTIFICAÇÃO DA PROPRIEDADE,

!ÁREA DA SEÇÃO, INÉRCIA IZZ, INÉRCIA IYY,

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE INFERIOR (TKZB1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE ESQUERDA (TKYB1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE SUPERIOR (TKZT1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE DIREITA (TKYT1),

!OFFSET: DISTÂNCIA DO CENTRÓIDE DA VIGA ATÉ O CENTRÓIDE DE LAJE.

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS VIGAS DO VÃO DE 9m

!VS 550 x 100, h=550, b=250, offset=0,275+0,075=0,350

R,1,127.3e-4,74.041e-5,4.949e-5,0.125,0.275,0

RMORE,127.3e-4,74.041e-5,4.949e-5,0.125,0.275,0

RMORE,0,-0.35,0,0,-0.35,0

RMORE,0,0,0.125,0.275,0.125,0.275

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS VIGAS DO VÃO DE 10m

!VS 500 x 86, h=500, b=250, offset=0,25+0,075=0,325

R,2,109.5e-4,52.25e-5,4.168e-5,0.125,0.25,0

RMORE,109.5e-4,52.25e-5,4.168e-5,0.125,0.25,0

RMORE,0,-0.325,0,0,-0.325,0

RMORE,0,0,0.125,0.25,0.125,0.25

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS COLUNAS

!CS 300 x 62, h=300, b=300

R,3,79.5e-4,4.276e-5,13.509e-5,0.150,0.150,0

RMORE,79.5e-4,4.276e-5,13.509e-5,0.150,0.150,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0.150,0.150,0.150,0.150

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!COMANDO "R", IDENTIFICAÇÃO DA PROPRIEDADE,

!ESPESURA DA LAJE DE CONCRETO

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS LAJES

R,4,0.15

!DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

!AÇO

MP,EX,1,2.05E+11 !MÓDULO DE ELASTICIDADE

MP,PRXY,1,0.3 !COEFICIENTE DE POISSON

MP,DENS,1,7850 !DENSIDADE

!CONCRETO

MP,EX,2,2.4E+10 !MÓDULO DE ELASTICIDADE
MP,PRXY,2,0.1 !COEFICIENTE DE POISSON
MP,DENS,2,2550 !DENSIDADE

!DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO ESTRUTURAL (KEYPOINTS, LINHAS E ÁREAS)

!COORDENADAS X,Y,Z DOS PONTOS-CHAVE (KEYPOINTS)

K,1,0,0,0
K,2,9,0,0
K,3,9,0,10
K,4,0,0,10
K,5,0,5,0
K,6,3,5,0
K,7,6,5,0
K,8,9,5,0
K,9,9,5,10
K,10,6,5,10
K,11,3,5,10
K,12,0,5,10
K,13,0,10,0
K,14,3,10,0
K,15,6,10,0
K,16,9,10,0
k,17,9,10,10
k,18,6,10,10
k,19,3,10,10
k,20,0,10,10
k,21,0,15,0
k,22,3,15,0
k,23,6,15,0
k,24,9,15,0
k,25,9,15,10
k,26,6,15,10
k,27,3,15,10
k,28,0,15,10

!DEFINIÇÃO DE TODAS AS LINHAS DO MODELO ESTRUTURAL

!SEGMENTOS CORRESPONDENTES AS COLUNAS

L,1,5
L,2,8
L,3,9
L,4,12
L,5,13

L,8,16
L,9,17
L,12,20
L,13,21
L,16,24
L,17,25
L,20,28

ISEGMENTOS CORRESPONDENTES AS VIGAS DE 9m

L,5,6
L,6,7
L,7,8
L,12,11
L,11,10
L,10,9
L,13,14
L,14,15
L,15,16
L,20,19
L,19,18
L,18,17
L,21,22
L,22,23
L,23,24
L,28,27
L,27,26
L,26,25

ISEGMENTOS CORRESPONDENTES AS VIGAS DE 10m

L,5,12
L,6,11
L,7,10
L,8,9
L,13,20
L,14,19
L,15,18
L,16,17
L,21,28
L,22,27
L,23,26
L,24,25

IDEFINIÇÃO DE TODAS AS ÁREAS DO MODELO ESTRUTURAL

ÁREAS: PONTOS QUE FORMAM 1/3 DE CADA LAJE DE PISO DOS PAVIMENTOS

!ÁREA 1 - PAVIMENTO 1

A,5,6,11,12

A,6,7,10,11

A,7,8,9,10

!ÁREA 2 - PAVIMENTO 2

A,13,14,19,20

A,14,15,18,19

A,15,16,17,18

!ÁREA 3 - PAVIMENTO 3

A,21,22,27,28

A,22,23,26,27

A,23,24,25,26

!GERAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

ESIZE,.25,0, !DEFINE A DIVISÃO DAS LINHAS

TYPE,1 !DEFINE O TIPO DE ELEMENTO (VIGA)

MAT,1 !DEFINE O TIPO DE MATERIAL (AÇO)

REAL,1 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (VIGA DE 9m)

LMESH,13,30,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL,GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

REAL,2 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (VIGA DE 10m)

LMESH,31,42,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL,GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

REAL,3 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (COLUNAS DE AÇO)

LMESH,1,12,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL,GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

TYPE,2 !DEFINE O TIPO DE ELEMENTO (LAJE DE CONCRETO)

MAT,2 !DEFINE O TIPO DE MATERIAL (CONCRETO)

REAL,4 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (LAJE DE CONCRETO)

AATT,2,4,2 !COMANDO QUE ENGLIBA O TIPO DE ELEMENTO, REAL CONSTANTE E MATERIAL

AMESH, ALL !TODAS AS ÁREAS REFERENTE AS LAJES DE CONCRETO

!CONDIÇÕES DE CONTORNO

!COMANDO "DK", NÚMERO DO NÓ, RESTRIÇÃO DOS NÓS EM X,Y,Z

DK,1,UX,,,,UY,,,,UZ

DK,2,UX,,,,UY,,,,UZ

DK,3,UX,,,,,UY,,,,,UZ
 DK,4,UX,,,,,UY,,,,,UZ
 DK,5,UX,,,,,,UZ
 DK,8,UX,,,,,,UZ
 DK,9,UX,,,,,,UZ
 DK,12,UX,,,,,,UZ
 DK,13,UX,,,,,,UZ
 DK,16,UX,,,,,,UZ
 DK,17,UX,,,,,,UZ
 DK,20,UX,,,,,,UZ
 DK,21,UX,,,,,,UZ
 DK,24,UX,,,,,,UZ
 DK,25,UX,,,,,,UZ
 DK,28,UX,,,,,,UZ

!SOLUÇÃO

/SOLU

!TIPO DE ANÁLISE

ANTYPE,4 !4 - ANÁLISE DE TRANSIENTE
 TRNOPT,FULL !MÉTODO INTEGRAL
 LUMPM,0

!CARREGAMENTO

*DIM, T12, TABLE,2501, 1, 1, , , 0 !DIMENSÃO DA TABELA (2501 LINHAS)
 *TREAD,T12,C:\nat\Temp\T12.txt,,0 !CAMINHO DA PASTA ONDE ENCONTRA-SE A TABELA
 F,3816,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (3816) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
 MESMA
 F,3824,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (3824) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
 MESMA
 F,3832,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (3832) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
 MESMA
 F,3840,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (3840) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
 MESMA
 F,4128,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4128) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
 MESMA
 F,4136,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4136) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
 MESMA
 F,4144,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4144) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
 MESMA
 F,4152,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4152) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
 MESMA
 F,4440,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4440) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
 MESMA

F,4448,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4448) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
MESMA

F,4456,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4456) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
MESMA

F,4464,FY,%T12% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4464) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA
MESMA

!OUTPUT CTRLS !CONTROLES DE SAÍDA

OUTPR,NSOL,ALL, !CONTROLE DA IMPRESSÃO DA SOLUÇÃO: NODAL
OUTRES,NSOL,ALL, !CONTROLE DO RESULTADO: NODAL

!TIME/FREQUENCY !TEMPO OU FREQUÊNCIA

TIME,5 !TEMPO DE AMOSTRAGEM (5s)
AUTOTS,-1 !TEMPO AUTOMÁTICO DE MEDIÇÃO
DELTIM,0.002, , , 1 !ESPECIFICA INTERVALO (AUTOMÁTICO) DE MEDIÇÃO (0.002s)
KBC,1 !CARREGAMENTO TIPO DEGRAU (1 - TRANSIENTE)

TIME,5 !TEMPO DE AMOSTRAGEM(5s)
AUTOTS,-1 !TEMPO AUTOMÁTICO DE MEDIÇÃO
NSUBST,2501, , , 1 !ESPECIFICA O NÚMERO DE MEDIÇÕES DA AMOSTRAGEM $-(5/0.002)+1=2501$
KBC,1 !CARREGAMENTO TIPO DEGRAU (1 - TRANSIENTE)

!AMORTECIMENTO

ALPHAD,6.0580834 !MULTIPLICADOR ALPHA DA MATRIZ [M], NA EXPRESSÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO

BETAD,0.0037070 !MULTIPLICADOR DA MATRIZ [K], NA EXPRESSÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO

SOLVE

FINISH

!POSTPROCESSAMENTO

/POST26

LINES,50000, !NÚMERO DE LINHAS
NSOL,2,4140,U,Y,DESL !ESPECIFICA O NÓ A SER ARMAZENADO O RESULTADO - NÓ 4140 - DESLOCAMENTO
DERIV,3,2,1, , VELO, , , 1, !VELOCIDADE - DERIVADA DO DESLOCAMENTO
DERIV,4,3,1, , ACEL, , , 1, !ACELERAÇÃO - DERIVADA DA VELOCIDADE
PRVAR,2,3,4, , , , !LISTA AS VARIÁVEIS (DESLOC., VELOC. E ACEL.) x TEMPO(5s)
NSOL,5,2853,U,Y,DESL !ESPECIFICA O NÓ A SER ARMAZENADO O RESULTADO - NÓ 2853 - DESLOCAMENTO
DERIV,6,5,1, , VELO, , , 1, !VELOCIDADE - DERIVADA DO DESLOCAMENTO
DERIV,7,6,1, , ACEL, , , 1, !ACELERAÇÃO - DERIVADA DA VELOCIDADE
PRVAR,5,6,7, , , , !LISTA AS VARIÁVEIS (DESLOC., VELOC. E ACEL.) x TEMPO(5s)

ANEXO D - Exemplo de APDL para modelagem do sistema estrutural e aplicação de carregamento dinâmico - Modelo Estrutural ME-III. Amortecimento de 1%. 3 pessoas. Modelo de Carregamento MC-II

!PISO MISTO AÇO-CONCRETO DE UM PAVIMENTO: ESPESSURA DA LAJE: 15CM.

!PÉ-DIREITO: 5M. AREA: 9M X 10M.

!3 PAVIMENTOS

!INICIA A FASE DE PREPROCESSAMENTO

/config,nres,20000

/PREP7

/VIEW,1,1,1,1

/PNUM,AREA,1

/PNUM,AREA,1

!DEFINIÇÃO DO TIPO DE ELEMENTO FINITO!

ET,1,BEAM44 !TIPO DE ELEMENTO 1 - VIGAS E COLUNAS DE AÇO

ET,2,SHELL63 !TIPO DE ELEMENTO - LAJE DE CONCRETO

!DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO MODELO ESTRUTURAL

!COMANDO "R", IDENTIFICAÇÃO DA PROPRIEDADE,

!ÁREA DA SEÇÃO, INÉRCIA IZZ, INÉRCIA IYY,

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE INFERIOR (TKZB1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE ESQUERDA (TKYB1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE SUPERIOR (TKZT1),

!DISTÂNCIA DO CG DA VIGA ATÉ A EXTREMIDADE DIREITA (TKYT1),

!OFFSET: DISTÂNCIA DO CENTRÓIDE DA VIGA ATÉ O CENTRÓIDE DE LAJE.

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS VIGAS DO VÃO DE 9m

!VS 550 x 100, h=550, b=250, offset=0,275+0,075=0,350

R,1,127.3e-4,74.041e-5,4.949e-5,0.125,0.275,0

RMORE,127.3e-4,74.041e-5,4.949e-5,0.125,0.275,0

RMORE,0,-0.35,0,0,-0.35,0

RMORE,0,0,0.125,0.275,0.125,0.275

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS VIGAS DO VÃO DE 10m

!VS 500 x 86, h=500, b=250, offset=0,25+0,075=0,325

R,2,109.5e-4,52.25e-5,4.168e-5,0.125,0.25,0

RMORE,109.5e-4,52.25e-5,4.168e-5,0.125,0.25,0

RMORE,0,-0.325,0,0,-0.325,0

RMORE,0,0,0.125,0.25,0.125,0.25

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS COLUNAS

!CS 300 x 62, h=300, b=300

R,3,79.5e-4,4.276e-5,13.509e-5,0.150,0.150,0

RMORE,79.5e-4,4.276e-5,13.509e-5,0.150,0.150,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0.150,0.150,0.150,0.150

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0,0,0,0,0,0

RMORE,0

!COMANDO "R", IDENTIFICAÇÃO DA PROPRIEDADE,

!ESPESURA DA LAJE DE CONCRETO

!PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS LAJES

R,4,0.15

!DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

!AÇO

MP,EX,1,2.05E+11 !MÓDULO DE ELASTICIDADE

MP,PRXY,1,0.3 !COEFICIENTE DE POISSON

MP,DENS,1,7850 !DENSIDADE

!CONCRETO

MP,EX,2,2.4E+10 !MÓDULO DE ELASTICIDADE

MP,PRXY,2,0.1 !COEFICIENTE DE POISSON
MP,DENS,2,2550 !DENSIDADE

!DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO ESTRUTURAL (KEYPOINTS, LINHAS E ÁREAS)

!COORDENADAS X,Y,Z DOS PONTOS-CHAVE (KEYPOINTS)

K,1,0,0,0
K,2,9,0,0
K,3,9,0,10
K,4,0,0,10
K,5,0,5,0
K,6,3,5,0
K,7,6,5,0
K,8,9,5,0
K,9,9,5,10
K,10,6,5,10
K,11,3,5,10
K,12,0,5,10
K,13,0,10,0
K,14,3,10,0
K,15,6,10,0
K,16,9,10,0
k,17,9,10,10
k,18,6,10,10
k,19,3,10,10
k,20,0,10,10
k,21,0,15,0
k,22,3,15,0
k,23,6,15,0
k,24,9,15,0
k,25,9,15,10
k,26,6,15,10
k,27,3,15,10
k,28,0,15,10
k,29,0,20,0
k,30,3,20,0
k,31,6,20,0
k,32,9,20,0
k,33,9,20,10
k,34,6,20,10
k,35,3,20,10
k,36,0,20,10

!DEFINIÇÃO DE TODAS AS LINHAS DO MODELO ESTRUTURAL

!SEGMENTOS CORRESPONDENTES AS COLUNAS

L,1,5
L,2,8
L,3,9
L,4,12
L,5,13
L,8,16
L,9,17
L,12,20
L,13,21
L,16,24
L,17,25
L,20,28
L,21,29
L,24,32
L,25,33
L,28,36

ISEGMENTOS CORRESPONDENTES AS VIGAS DE 9m

L,5,6
L,6,7
L,7,8
L,12,11
L,11,10
L,10,9
L,13,14
L,14,15
L,15,16
L,20,19
L,19,18
L,18,17
L,21,22
L,22,23
L,23,24
L,28,27
L,27,26
L,26,25
L,29,30
L,30,31
L,31,32
L,36,35
L,35,34
L,34,33

ISEGMENTOS CORRESPONDENTES AS VIGAS DE 10m

L,5,12
L,6,11
L,7,10
L,8,9
L,13,20
L,14,19
L,15,18
L,16,17
L,21,28
L,22,27
L,23,26
L,24,25
L,29,36
L,30,35
L,31,34
L,32,33

!DEFINIÇÃO DE TODAS AS ÁREAS DO MODELO ESTRUTURAL

!ÁREAS: PONTOS QUE FORMAM 1/3 DE CADA LAJE DE PISO DOS PAVIMENTOS

!ÁREA 1 - PAVIMENTO 1

A,5,6,11,12
A,6,7,10,11
A,7,8,9,10

!ÁREA 2 - PAVIMENTO 2

A,13,14,19,20
A,14,15,18,19
A,15,16,17,18

!ÁREA 3 - PAVIMENTO 3

A,21,22,27,28
A,22,23,26,27
A,23,24,25,26

!ÁREA 4 - PAVIMENTO 4

A,29,30,35,36
A,30,31,34,35
A,31,32,33,34

!GERAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

```

ESIZE,.25,0, !DEFINE A DIVISÃO DAS LINHAS
TYPE,1 !DEFINE O TIPO DE ELEMENTO (VIGA)
MAT,1 !DEFINE O TIPO DE MATERIAL (AÇO)

REAL,1 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (VIGA DE 9m)
LMESH,17,40,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL,GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

REAL,2 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (VIGA DE 10m)
LMESH,41,56,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL,GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

REAL,3 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (COLUNAS DE AÇO)
LMESH,1,16,1 !DEFINE UMA SEQUENCIA DE LINHAS COM MESMO MATERIAL,GEOMETRIA E TIPO DE ELEMENTO

TYPE,2 !DEFINE O TIPO DE ELEMENTO (LAJE DE CONCRETO)
MAT,2 !DEFINE O TIPO DE MATERIAL (CONCRETO)
REAL,4 !DEFINE AS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS (LAJE DE CONCRETO)

AATT,2,4,2 !COMANDO QUE ENGLIBA O TIPO DE ELEMENTO, REAL CONSTANTE E MATERIAL
AMESH, ALL !TODAS AS ÁREAS REFERENTE AS LAJES DE CONCRETO

!CONDIÇÕES DE CONTORNO

!COMANDO "DK", NÚMERO DO NÓ, RESTRIÇÃO DOS NÓS EM X,Y,Z

DK,1,UX,,,,,UY,,,,,UZ
DK,2,UX,,,,,UY,,,,,UZ
DK,3,UX,,,,,UY,,,,,UZ
DK,4,UX,,,,,UY,,,,,UZ
DK,5,UX,,,,,,UZ
DK,8,UX,,,,,,UZ
DK,9,UX,,,,,,UZ
DK,12,UX,,,,,,UZ
DK,13,UX,,,,,,UZ
DK,16,UX,,,,,,UZ
DK,17,UX,,,,,,UZ
DK,20,UX,,,,,,UZ
DK,21,UX,,,,,,UZ
DK,24,UX,,,,,,UZ
DK,25,UX,,,,,,UZ
DK,28,UX,,,,,,UZ
DK,29,UX,,,,,,UZ
DK,32,UX,,,,,,UZ
DK,33,UX,,,,,,UZ
DK,36,UX,,,,,,UZ

!SOLUÇÃO

```

/SOLU

!TIPO DE ANÁLISE

ANTYPE,4 !4 - ANÁLISE DE TRANSIENTE

TRNOPT,FULL !MÉTODO INTEGRAL

LUMPM,0

!CARREGAMENTO

*DIM,T3, TABLE,2501, 1, 1, , , 0 !DIMENSÃO DA TABELA (2501 LINHAS)

*TREAD,T3,C:\nat\Temp\T3.txt,,0 !CAMINHO DA PASTA ONDE ENCONTRA-SE A TABELA

F,4436,FY,%T3% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4436) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA MESMA

F,4446,FY,%T3% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4446) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA MESMA

F,4456,FY,%T3% !ESPECIFICAÇÃO DO NÓ (4456) ONDE SERÁ APLICADA A FORÇA E A DIREÇÃO (Y) DA MESMA

!OUTPUT CTRLS !CONTROLES DE SAÍDA

OUTPR,NSOL,ALL, !CONTROLE DA IMPRESSÃO DA SOLUÇÃO: NODAL

OUTRES,NSOL,ALL, !CONTROLE DO RESULTADO: NODAL

!TIME/FREQUENCY !TEMPO OU FREQUÊNCIA

TIME,5 !TEMPO DE AMOSTRAGEM (5s)

AUTOTS,-1 !TEMPO AUTOMÁTICO DE MEDIÇÃO

DELTIM,0.002, , , 1 !ESPECIFICA INTERVALO (AUTOMÁTICO) DE MEDIÇÃO (0.002s)

KBC,1 !CARREGAMENTO TIPO DEGRAU (1 - TRANSIENTE)

TIME,5 !TEMPO DE AMOSTRAGEM(5s)

AUTOTS,-1 !TEMPO AUTOMÁTICO DE MEDIÇÃO

NSUBST,2501, , , 1 !ESPECIFICA O NÚMERO DE MEDIÇÕES DA AMOSTRAGEM $-(5/0.002)+1=2501$

KBC,1 !CARREGAMENTO TIPO DEGRAU (1 - TRANSIENTE)

!AMORTECIMENTO

ALPHAD,0.3904811 !MULTIPLICADOR ALPHA DA MATRIZ [M], NA EXPRESSÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO

BETAD,0.0002549 !MULTIPLICADOR DA MATRIZ [K], NA EXPRESSÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO

SOLVE

FINISH

!POSTPROCESSAMENTO

/POST26

LINES,50000, !NÚMERO DE LINHAS

NSOL,2,5733,U,Y,DESL !ESPECIFICA O NÓ A SER ARMAZENADO O RESULTADO - NÓ 5733 - DESLOCAMENTO

DERIV,3,2,1, ,VELO, , ,1, !VELOCIDADE - DERIVADA DO DESLOCAMENTO

DERIV,4,3,1, ,ACEL, , ,1, !ACELERAÇÃO - DERIVADA DA VELOCIDADE

PRVAR,2,3,4, , , , !LISTA AS VARIÁVEIS (DESLOC., VELOC. E ACEL.) x TEMPO(5s)

NSOL,5,4446,U,Y,DESL !ESPECIFICA O NÓ A SER ARMAZENADO O RESULTADO - NÓ 4446 - DESLOCAMENTO

DERIV,6,5,1, ,VELO, , ,1, !VELOCIDADE - DERIVADA DO DESLOCAMENTO

DERIV,7,6,1, ,ACEL, , ,1, !ACELERAÇÃO - DERIVADA DA VELOCIDADE

PRVAR,5,6,7, , , , !LISTA AS VARIÁVEIS (DESLOC., VELOC. E ACEL.) x TEMPO(5s)

NSOL,8,3159,U,Y,DESL !ESPECIFICA O NÓ A SER ARMAZENADO O RESULTADO - NÓ 3159 - DESLOCAMENTO

DERIV,9,8,1, ,VELO, , ,1, !VELOCIDADE - DERIVADA DO DESLOCAMENTO

DERIV,10,9,1, ,ACEL, , ,1, !ACELERAÇÃO - DERIVADA DA VELOCIDADE

PRVAR,8,9,10, , , , !LISTA AS VARIÁVEIS (DESLOC., VELOC. E ACEL.) x TEMPO(5s)