



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


Rafael Rangel Barboza

Análise do comportamento dinâmico, avaliação de conforto humano e controle de vibrações de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura

Rio de Janeiro
2016

Rafael Rangel Barboza

Análise do comportamento dinâmico, avaliação de conforto humano e controle de vibrações de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura



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

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2016

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

B238 Barboza, Rafael Rangel.
Avaliação do comportamento dinâmico, avaliação de conforto humano e controle de vibrações de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura / Rafael Rangel Barboza - 2016.
281f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.
Tese (Doutorado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas mistas de aço e concreto - Teses. 3. Comportamento estrutural - Teses. 4. Análise de vibrações - Teses. 5. Conforto humano - Teses. 6. Pressão do vento - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.016

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

Assinatura

Data

Rafael Rangel Barboza

Análise do comportamento dinâmico, avaliação de conforto humano e controle de vibrações de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura

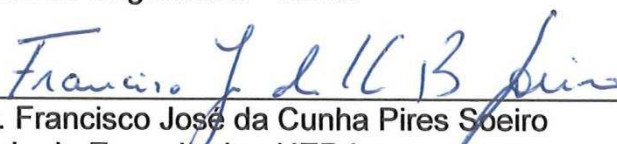
Tese de doutorado apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Doutor, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 26 de agosto de 2016.

Banca Examinadora:



Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Presidente / Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



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



Profa. Dra. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio



Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira
Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP

Rio de Janeiro
2016

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais uma conquista. À minha família, pelo apoio, incentivo, paciência e carinho.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, professor José Guilherme Santos da Silva, pela amizade, paciência e conhecimentos adquiridos durante os últimos anos de pesquisa.

Aos professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (PGECIV - UERJ), pelos conhecimentos e pela atenção dispensada.

Aos alunos de iniciação científica, Bruna, Raquel, Patrícia, Antônio e Yago, pela amizade, carinho e apoio.

A todos os colegas do doutorado pelo companheirismo e momentos de descontração durante todo o curso.

Aos meus dois grandes amigos da UERJ, Priscilla e Miguel, pela parceria e confiança.

Aos meus amigos, pela confiança, paciência, força e gratidão.

Em memória dos meus padrinhos, Irma e Sérgio, que sempre me incentivaram.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão desta tese de doutorado.

A CAPES pelo apoio financeiro.

A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu,
mas pensar o que ninguém ainda pensou
sobre aquilo que todo mundo vê.

Arthur Schopenhauer

RESUMO

BARBOZA, Rafael Rangel. *Análise do comportamento dinâmico, avaliação de conforto humano e controle de vibrações de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura*. 2016. 281f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

Considerando-se um cenário econômico favorável, combinado com avanços tecnológicos significativos da ciência dos materiais e, bem como, dos processos construtivos, convém ressaltar que as grandes cidades brasileiras têm apresentado um crescimento substancial, no que diz respeito à construção de edifícios altos e esbeltos. Esta tendência arquitetônica tem conduzido o projeto dessas edificações a soluções compostas por sistemas estruturais mais flexíveis, e, desta maneira, resultando em edifícios esbeltos e com valores de frequências naturais muito baixas, conseqüentemente, mais suscetíveis aos problemas de vibrações excessivas, abertura de fissuras indesejáveis e até mesmo desconforto dos ocupantes. Assim sendo, tendo em mente os níveis de esbeltez apresentados mais recentemente, estes edifícios necessitam ter o seu comportamento estrutural dinâmico investigado apropriadamente, de maneira a garantir o conforto humano dos usuários. Deste modo, este trabalho de pesquisa objetiva a investigação do comportamento dinâmico, avaliação do conforto humano e, ainda, o estudo de estratégias para o controle de vibrações excessivas de edifícios altos, quando submetidos à ação não determinística do vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura. Ao longo deste estudo são investigados dois modelos estruturais: o primeiro edifício é de concreto armado, com 42 pavimentos e altura total de 123,9 m, e o outro modelo corresponde a um edifício misto (aço-concreto), com 48 pavimentos e altura total de 172,8 m. Os resultados obtidos ao longo das análises numéricas realizadas sobre as edificações em estudo, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações de pico, são comparados com os valores limites estabelecidos por normas técnicas e recomendações de projeto, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano dos edifícios com e sem o emprego de sistemas de controle de vibrações (sistemas de atenuadores passivos), no que tange a situações da prática corrente de projeto.

Palavras-chave: Edifícios altos; Vento não determinístico; Comportamento dinâmico; Conforto humano; Controle de vibrações; Modelagem em elementos finitos.

ABSTRACT

BARBOZA, Rafael Rangel. *Dynamic behavior analysis, evaluation of human comfort and vibration control of high buildings subjected to nondeterministic wind action based on the consideration of the effect of soil-structure interaction*. 2016. 281f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

Based on a favourable economic scenario combined with a significant technological advance in science materials and also construction processes, it must be emphasized that the Brazilian cities have shown substantial growth, regarding the construction of tall and slender buildings. This architectural trend has conducted the design of these buildings to solutions composed by very flexible structural systems, resulting in slender buildings with very low natural frequencies values and therefore more susceptible to problems of excessive vibrations, undesirable crack openings and even discomfort to the occupants. This way, having in mind the slenderness levels presented more recently, these buildings need to have their structural dynamic behaviour investigated, in order to ensure the human comfort. Thus, the aim of this research work is to investigate the dynamic behaviour, evaluates the human comfort and also study the structural control strategies aiming to reduce the excessive vibrations of tall buildings when subjected to the non-deterministic action of the wind, based on the consideration of the soil-structure interaction effect. In this study two structural models are investigated: the first one is related to a forty two-storey reinforced concrete building with 123,9 m high and the second model corresponds to a forty eight-storey steel-concrete composite building with 172,8 m, The results obtained along the numerical analysis performed on the investigated structural models, in terms of the displacements and accelerations values, are compared with the limits proposed by technical guides and design recommendations, aiming to evaluate the human comfort levels of the analysed buildings with and without the use of vibration control systems (passive damper systems), regarding to the situations of the design practice.

Keywords: Tall Buildings; Nondeterministic wind; Dynamic behaviour; Human comfort; Vibration control; Finite element modelling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo.....	50
Figura 2 - Isopletas de velocidade básica (ABNT, 2013).	51
Figura 3 - Espectros de potência do vento (adaptada de Blessmann, 2013).	53
Figura 4 - Exemplo da carga de vento no domínio do tempo aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Kaimal).....	55
Figura 5 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Kaimal).....	55
Figura 6 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Kaimal).....	56
Figura 7 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Kaimal).....	56
Figura 8 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Davenport).	57
Figura 9 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Davenport).	58
Figura 10 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Davenport).	58
Figura 11 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Davenport).....	59
Figura 12 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Davenport com cota).....	60
Figura 13 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Davenport com cota).	60
Figura 14 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Davenport com cota).....	61
Figura 15 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Davenport com cota).	61
Figura 16 - Atenuador viscoso (adaptada de Alga, 2016).	67
Figura 17 - Detalhe do sistema de proteção contra sismos implantado no edifício San Bernardino Justice Center, Califórnia, EUA (Taylor Devices).....	67

Figura 18 - Sistema de amortecedores contra terremotos do edifício San Francisco Civic Center, Califórnia, EUA (CounterQuake e Taylor Devices).	68
Figura 19 - Sistema de controle de sismos (Seattle Central Light Rail, Seattle, EUA) (Taylor Devices).	69
Figura 20 - Edifício Torre Mayor, Cidade do México, México (Wikipedia).	70
Figura 21 - Sistema de amortecedores implantado na Torre Mayor, Cidade do México, México (Taylor, 2003).	70
Figura 22 - Sistema com um grau de liberdade (S1GL) com elemento de controle passivo.	73
Figura 23 - Planta baixa do pavimento tipo do modelo estrutural I (adaptada de Borges, 2009).	77
Figura 24 - Planta baixa do pavimento tipo do modelo estrutural II (adaptada de Rios, 2015).	79
Figura 25 - Sistema de travamento lateral do modelo estrutural II.	80
Figura 26 - Esquema dos atenuadores do modelo estrutural II.	80
Figura 27 - Perfil geotécnico do solo (Borges, 2009).	85
Figura 28 - Excentricidade entre os elementos de laje e vigas.	89
Figura 29 - Modelo em elementos finitos do edifício em concreto armado (ME-I).	90
Figura 30 - Detalhe das nervuras das lajes do modelo estrutural I.	90
Figura 31 - Modelo em elementos finitos (ME-II).	91
Figura 32 - Modos de vibração do modelo estrutural I.	98
Figura 33 - Modos de vibração do modelo estrutural I.	99
Figura 34 - Modos de vibração do modelo estrutural II.	101
Figura 35 - Modos de vibração do modelo estrutural II.	102
Figura 36 - Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica do modelo estrutural I.	104
Figura 37 - Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica do modelo estrutural II.	105
Figura 38 - Percepção humana às vibrações em edifícios devidas ao vento (Bachmann, 1995).	107
Figura 39 - Curvas de avaliação das vibrações horizontais induzidas pelo vento em edifícios (curva 1 para escritórios e curva 2 para residências) (ISO 10137, 2007).	108

Figura 40 - Magnitudes aceitáveis de aceleração horizontal de edifícios utilizadas para fins gerais (curva 1) e de estruturas <i>off-shore</i> fixas (curva 2)) (adaptada da ISO 6897, 1984).	109
Figura 41 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4875. Modelo de carregamento I (MC-I): 14 ^a série.	110
Figura 42 - Aceleração horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4865. Modelo de carregamento I (MC-I): 14 ^a série.	111
Figura 43 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento I (MC-I): 14 ^a série.....	112
Figura 44 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3925 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I).	115
Figura 45 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).	115
Figura 46 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).	115
Figura 47 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4875. Modelo de carregamento II (MC-II):10 ^a série.	117
Figura 48 - Aceleração horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4865. Modelo de carregamento II (MC-II): 10 ^a série.	117
Figura 49 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento II (MC-II): 10 ^a série.....	118
Figura 50 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3925 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II).	121
Figura 51 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).	121
Figura 52 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).	122

Figura 53 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4875. Modelo de carregamento III (MC-III): 25ª série.	123
Figura 54 - Aceleração horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4865. Modelo de carregamento III (MC-III): 25ª série.	124
Figura 55 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento III (MC-III): 25ª série.....	124
Figura 56 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3925 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III).	127
Figura 57 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III).	127
Figura 58 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III).	128
Figura 59 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025 (Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série.	130
Figura 60 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série.	130
Figura 61 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série.....	131
Figura 62 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I).	134
Figura 63 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).	134
Figura 64 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).	134
Figura 65 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série.	136
Figura 66 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série.	136

Figura 67 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série.....	137
Figura 68 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II).	140
Figura 69 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).	140
Figura 70 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).	140
Figura 71 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série.	142
Figura 72 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série.	142
Figura 73 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série.....	143
Figura 74 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III).	146
Figura 75 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III).	146
Figura 76 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III).	146
Figura 77 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 10\% C_{cr}$	149
Figura 78 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 10\% C_{cr}$	149
Figura 79 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 10\% C_{cr}$	150

Figura 80 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$	153
Figura 81 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$	153
Figura 82 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$	153
Figura 83 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 20\% C_{cr}$	155
Figura 84 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 20\% C_{cr}$	155
Figura 85 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 20\% C_{cr}$	156
Figura 86 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$	159
Figura 87 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$	159
Figura 88 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$	159
Figura 89 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 30\% C_{cr}$	161
Figura 90 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 30\% C_{cr}$	161
Figura 91 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 30\% C_{cr}$	162
Figura 92 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. (Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$	165

Figura 93 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$	165
Figura 94 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$	165
Figura 95 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 40\% C_{cr}$	167
Figura 96 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 40\% C_{cr}$	167
Figura 97 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 40\% C_{cr}$	168
Figura 98 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$	171
Figura 99 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$	171
Figura 100 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$	171
Figura 101 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 10\% C_{cr}$	173
Figura 102 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 10\% C_{cr}$	173
Figura 103 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 10\% C_{cr}$	174
Figura 104 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$	177
Figura 105 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$	177

Figura 106 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II) $C = 10\% C_{cr}$	177
Figura 107 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 20\% C_{cr}$	179
Figura 108 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 20\% C_{cr}$	179
Figura 109 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 20\% C_{cr}$...	180
Figura 110 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$	183
Figura 111 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$	183
Figura 112 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$	183
Figura 113 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 30\% C_{cr}$	185
Figura 114 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 30\% C_{cr}$	185
Figura 115 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 30\% C_{cr}$...	186
Figura 116 - Valores de pico da resposta dinâmica no nó 8017 referente ao modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$	189
Figura 117 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$	189
Figura 118 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$	189

Figura 119 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 40\% C_{cr}$.	191
Figura 120 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 40\% C_{cr}$.	191
Figura 121 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 40\% C_{cr}$.	192
Figura 122 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$.	195
Figura 123 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$.	195
Figura 124 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$.	195
Figura 125 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 10\% C_{cr}$.	197
Figura 126 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 10\% C_{cr}$.	198
Figura 127 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 10\% C_{cr}$.	198
Figura 128 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 10\% C_{cr}$.	201
Figura 129 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 10\% C_{cr}$.	201
Figura 130 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III) $C = 10\% C_{cr}$.	202
Figura 131 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 20\% C_{cr}$.	203
Figura 132 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 20\% C_{cr}$.	203

Figura 133 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 20\% C_{cr}$.	204
Figura 134 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$.	207
Figura 135 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$.	207
Figura 136 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$.	208
Figura 137 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 30\% C_{cr}$.	209
Figura 138 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 30\% C_{cr}$.	210
Figura 139 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 30\% C_{cr}$.	210
Figura 140 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$.	213
Figura 141 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$.	213
Figura 142 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$.	213
Figura 143 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 40\% C_{cr}$.	215
Figura 144 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 40\% C_{cr}$.	215
Figura 145 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 40\% C_{cr}$.	216

Figura 146 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$	219
Figura 147 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$	219
Figura 148 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$	219
Figura 149 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural I (ME-I) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	222
Figura 150 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural I (ME-I) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	222
Figura 151 - Valores máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural I (ME-I) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	224
Figura 152 - Valores máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural I (ME-I) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	224
Figura 153 - Valores máximos de pico dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	227
Figura 154 - Valores quadráticos máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	227
Figura 155 - Valores máximos de pico dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	228
Figura 156 - Valores quadráticos máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	228

Figura 157 - Valores máximos de pico das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	231
Figura 158 - Valores quadráticos máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	231
Figura 159 - Valores máximos de pico das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	232
Figura 160 - Valores quadráticos máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).	232

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Modelos de carregamento do vento	62
Tabela 2 - Propriedades da modelagem da carga não determinística do vento	63
Tabela 3 - Meios para mitigação dos efeitos induzidos pelo vento (Kareem <i>et al.</i> 1999)	65
Tabela 4 - Projetos de atenuadores fluidos para redução dos efeitos do vento em edifícios (Taylor Devices India)	71
Tabela 5 - Pontes na China com sistemas de amortecedores para controle de terremotos (Yongqi <i>et al.</i> , 2008)	72
Tabela 6 - Valores dos coeficientes de amortecimento dos atenuadores viscosos...75	
Tabela 7 - Propriedades físicas dos concretos do modelo estrutural I (Borges, 2009)	77
Tabela 8 - Perfis laminados dos pilares do modelo estrutural II (Rios, 2015).....	78
Tabela 9 - Valores de k_v em kN/m^3 (Mendonça, 2012)	83
Tabela 10 - Valores de k_v em kN/m^3 (Mendonça, 2012)	83
Tabela 11 - Valores típicos de k_{s1} em kN/m^3 (Terzaghi, 1955).....	84
Tabela 12 - Valores típicos de n_h em kN/m^3 (Terzaghi, 1955).....	84
Tabela 13 - Coeficiente de rigidez das molas em kN/m do modelo estrutural I (Borges, 2009).....	85
Tabela 14 - Coeficiente de rigidez das molas em kN/m do modelo estrutural II.....	86
Tabela 15 - Amortecimento estrutural (ABNT, 2013)	94
Tabela 16 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada	94
Tabela 17 - Propriedades modais do modelo estrutural I (ME-I)	97
Tabela 18 - Propriedades modais do modelo estrutural II (ME-II)	100
Tabela 19 - Valores limites de aceleração para percepção humana (Bachmann, 1995)	107
Tabela 20 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento I (MC-I) ..	113
Tabela 21 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento I (MC-I)	114

Tabela 22 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento II (MC-II)	119
Tabela 23 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento II (MC-II)	120
Tabela 24 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento III (MC-III)	125
Tabela 25 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento III (MC-III)	126
Tabela 26 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I)	132
Tabela 27 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I)	133
Tabela 28 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II)	138
Tabela 29 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II)	139
Tabela 30 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III)	144
Tabela 31 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III)	145
Tabela 32 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$	151
Tabela 33 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$	152

Tabela 34 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$	157
Tabela 35 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$	158
Tabela 36 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$	163
Tabela 37 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$	164
Tabela 38 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$	169
Tabela 39 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$	170
Tabela 40 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$	175
Tabela 41 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$	176
Tabela 42 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$	181
Tabela 43 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$	182
Tabela 44 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$	187

Tabela 45 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$	188
Tabela 46 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$	193
Tabela 47 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$	194
Tabela 48 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 10\% C_{cr}$	199
Tabela 49 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 10\% C_{cr}$	200
Tabela 50 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$	205
Tabela 51 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$	206
Tabela 52 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$	211
Tabela 53 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$	212
Tabela 54 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$	217
Tabela 55 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$	218

Tabela 56 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural I (ME-I) com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)	221
Tabela 57 - Valores máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural I (ME-I) com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)	223
Tabela 58 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)	226
Tabela 59 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)	227
Tabela 60 - Valores máximos das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)	230
Tabela 61 - Valores máximos das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)	231

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
ASCE	American Society of Civil Engineering
ASTM	American Society for Testing and Materials
ISO	International Organization for Standardization
MATLAB	MATHWORKS Inc.
MEF	Método dos elementos finitos
NBR	Norma brasileira
RMS	Valor quadrático médio (<i>root mean square</i>)
SSD	Unidade de estado sólido (<i>solid-state drive</i>)

LISTA DE SÍMBOLOS

a_i	amplitude das séries temporais
a_j	amplitude máxima da aceleração correspondente ao modo j
$a_{máx}$	aceleração máxima
$a_{máx,RMS}$	aceleração máxima em RMS
b	parâmetro meteorológico
c	amortecimento estrutural
c'	amortecimento do atenuador
C	taxa de amortecimento do amortecedor
C_a	coeficiente de arrasto
C_{cr}	amortecimento crítico
d_c	largura da coluna
d_e	diâmetro da estaca
$d_{H,máx}$	deslocamento horizontal máximo
e	distância entre os eixos da laje e viga
E_c	módulo de elasticidade do concreto
E_s	módulo de elasticidade do aço
f	frequência em Hz
f_a	força devida ao atenuador
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_j	frequência correspondente ao modo j
f_y	resistência característica do aço
$F(t)$	força do vento em função do tempo
g	aceleração da gravidade
h_{TOT}	altura do edifício
k	constante de Kármán ($k = 0,4$)
K	matriz de rigidez do sistema
k_0	parâmetro de rigidez da fundação
k_h	coeficiente de reação horizontal
k_{s1}	módulo da placa horizontal de 1 ft (0,3048 m)
k_v	coeficiente de reação vertical

K_x	coeficiente de rigidez da mola na direção x
K_y	coeficiente de rigidez da mola na direção y
K_z	coeficiente de rigidez da mola na direção z
L	largura perpendicular à direção do vento
m	massa da estrutura
M	matriz de massa do sistema
M_j	massa modal referente ao modo j
n	número de divisões do espectro de potência do vento
n_h	parâmetro de rigidez para solos não coesivos
p	coeficiente exponencial
q	pressão necessária para provocar um deslocamento unitário
q_u	resistência à compressão da argila não drenada
Q	pressão dinâmica do vento
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
S^v	densidade espectral
t	tempo
u	deslocamento na cota z
u^*	velocidade de fricção
v_a	velocidade relativa entre as extremidades do atenuador
V_{10}	velocidade do vento na cota de 10 metros acima do terreno
$V(t)$	parcela flutuante da velocidade do vento
$V_T(t)$	velocidade do vento
\bar{V}_0	velocidade básica do vento
\bar{V}_p	velocidade de projeto (vento)
$\bar{V}(z)$	parcela média da velocidade do vento
X	frequência adimensional
y	deslocamento unitário
z	altura do edifício
z_0	comprimento de rugosidade
z_e	profundidade da estaca

α	taxa de contribuição da matriz de massa
β	taxa de contribuição da matriz de rigidez
Δf	incremento de frequência
Δt	incremento de tempo
γ_c	peso específico do concreto
γ_s	peso específico do aço
λ	parâmetro exponencial do atenuador
ν	coeficiente de Poisson
θ_i	ângulo de fase aleatório
ρ	média da amostra
σ	desvio padrão da amostra
ω_{0i}	frequência natural circular da estrutura em rad/s
ξ	taxa de amortecimento
ξ_i	taxa de amortecimento referente ao modo i

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	34
1 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DA CARGA DE VENTO	49
1.1 Introdução.....	49
1.2 Modelagem não determinística das cargas de vento.....	49
1.3 Espectros de potência investigados	53
1.3.1 Modelo de carregamento I (MC-I) - espectro de potência de Kaimal	54
1.3.2 Modelo de carregamento II (MC-II) - espectro de potência de Davenport.....	56
1.3.3 Modelo de carregamento III (MC-III) - espectro de potência de Davenport com consideração da cota.....	59
1.4 Séries temporais representativas das cargas de vento.....	62
2 ATENUADORES PASSIVOS	64
2.1 Introdução.....	64
2.2 Atenuadores viscosos	66
2.3 Modelagem do comportamento estrutural dos atenuadores viscosos	72
3 MODELOS ESTRUTURAIS	76
3.1 Generalidades.....	76
3.2 Modelo estrutural I (ME-I): edifício de concreto armado.....	76
3.3 Modelo estrutural II (ME-II): edifício misto (aço-concreto)	78
3.4 Modelagem da interação solo-estrutura.....	81
4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS	88
4.1 Considerações iniciais.....	88
4.2 Modelagem numérico-computacional dos edifícios investigados	88
4.3 Modelo em elementos finitos (ME-I): edifício de concreto armado.....	89
4.4 Modelo em elementos finitos (ME-II): edifício misto (aço-concreto)	91
4.5 Modelagem do amortecimento estrutural	92
4.6 Desempenho computacional.....	94
5 ANÁLISES DE AUTOVALORES E AUTOVETORES	96
5.1 Introdução.....	96
5.2 Modelo estrutural I (ME-I): edifício de concreto armado.....	96
5.3 Modelo estrutural II (ME-II): edifício misto (aço-concreto)	100
6 ANÁLISES DE VIBRAÇÃO FORÇADA	104

6.1 Introdução.....	104
6.2 Limites e recomendações de projeto	106
6.2.1 Deslocamento lateral máximo dos edifícios	106
6.2.2 Critérios para avaliação do conforto humano	106
6.3 Respostas dinâmicas do modelo estrutural I (ME-I): edifício de concreto armado.....	110
6.3.1 Modelo de carregamento I (MC-I): Espectro de Kaimal	110
6.3.2 Modelo de carregamento II (MC-II): Espectro de Davenport.....	117
6.3.3 Modelo de carregamento III (MC-III): Espectro de Davenport com cota	123
6.4 Respostas dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II): edifício misto aço-concreto	129
6.4.1 Modelo de carregamento I (MC-I): Espectro de Kaimal	129
6.4.2 Modelo de carregamento II (MC-II): Espectro de Davenport.....	135
6.4.3 Modelo de carregamento III (MC-III): Espectro de Davenport com cota	141
7 CONTROLE DE VIBRAÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS	148
7.1.1 Modelo de carregamento I (MC-I): Espectro de Kaimal	148
7.1.2 Modelo de carregamento II (MC-II): Espectro de Davenport.....	173
7.1.3 Modelo de carregamento III (MC-III): Espectro de Davenport com cota	197
8 COMPARAÇÃO QUANTITATIVA DOS RESULTADOS.....	221
8.1 Modelo estrutural I (ME-I)	221
8.2 Modelo estrutural II (ME-II)	226
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS	234
9.1 Introdução.....	234
9.2 Conclusões	234
9.2.1 Modelagem não determinística da ação do vento	235
9.2.2 Análise das frequências naturais e dos modos de vibração.....	235
9.2.3 Análises dinâmicas não determinísticas (vibração forçada).....	236
9.2.3.1 Deslocamentos translacionais horizontais dos edifícios investigados.....	236
9.2.3.2 Acelerações máximas médias (acelerações de pico) dos edifícios em estudo	
238	
9.2.3.3 Acelerações RMS dos modelos estruturais.....	240
9.2.4 Avaliação crítica dos espectros de potência do vento.....	242
9.2.5 Utilização de estratégias para o controle da resposta estrutural dinâmica.....	242
9.2.6 Critérios para análise de conforto humano: acelerações de pico e RMS	243

9.3 Sugestões para trabalhos futuros	244
REFERÊNCIAS.....	246
APÊNDICE A - CÁLCULO DAS PROPRIEDADES ESTATÍSTICAS.....	259
APÊNDICE B - METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DOS EDIFÍCIOS.....	261
APÊNDICE C - ANÁLISES DINÂMICAS (MODELO ESTRUTURAL I)	262
APÊNDICE D - ANÁLISES DINÂMICAS (MODELO ESTRUTURAL II)	265
APÊNDICE E - ANÁLISES DINÂMICAS (MODELO ESTRUTURAL II).....	268

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento tecnológico crescente da Engenharia Civil referente à construção de edifícios altos e esbeltos tem apresentado um desenvolvimento expressivo nas últimas décadas, especialmente, com base no desenvolvimento de projetos arquitetônicos arrojados, emprego de processos e sistemas construtivos inovadores, materiais de alto desempenho estrutural, dispositivos de controle de vibração eficientes e programas computacionais avançados utilizando-se de técnicas de elementos finitos.

Em consonância destes avanços tecnológicos com um cenário econômico favorável, a construção de edifícios altos tornou-se um fenômeno mundial, com destaque para os Estados Unidos e, mais recentemente, para países asiáticos, tais como China, Malásia e Emirados Árabes Unidos. Esta tendência arquitetônica mais arrojada tem conduzido o projeto dessas edificações a soluções compostas por sistemas estruturais esbeltos, resultando em edifícios que apresentam valores de frequências naturais muito baixas e, conseqüentemente, mais suscetíveis aos problemas de vibrações excessivas, abertura de fissuras indesejáveis, desconforto humano e, em casos mais graves, fadiga e colapso estrutural.

Outro ponto de relevância, diz respeito ao fato de que, de forma geral, a ação do vento nunca foi considerada como sendo um problema relevante nos projetos de edifícios baixos e pesados construídos em passado recente. Entretanto, os efeitos correspondentes à ação do vento sobre a estrutura passaram a ser investigados com maior profundidade, com base do desenvolvimento de trabalhos de pesquisa sobre o tema, uma vez que os edifícios mais modernos têm apresentado índices de esbeltez cada vez mais elevados.

Como é de conhecimento geral, as cargas de vento são usualmente aplicadas em projetos estruturais com sendo de natureza puramente estática. Tal consideração é questionável uma vez de que se trata de uma excitação essencialmente de caráter dinâmico. Deste modo, as ações dinâmicas oriundas das cargas de vento apresentam uma característica relevante, associada a sua natureza não determinística ou randômica e, desta maneira, a modelagem deve considerar um tratamento probabilístico adequado para representar de maneira mais realística possível a ação do vento.

Assim sendo, faz-se necessário um estudo mais aprofundado acerca do comportamento dinâmico de edifícios altos e esbeltos, quando submetidos à ação não determinística do vento, de modo a verificar a estabilidade e a segurança estrutural, além de garantir o conforto humano dos ocupantes destas edificações. Deste modo, este trabalho de pesquisa objetiva a investigação da resposta estrutural dinâmica, avaliação do conforto humano e, ainda, o estudo de estratégias para o controle de vibrações excessivas de edifícios altos, quando submetidos à ação não determinística do vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura. Para tal serão investigados dois edifícios altos: o primeiro edifício é de concreto armado, com 42 pavimentos e altura total de 123,9 m, e o outro modelo corresponde a um edifício misto (aço-concreto), com 48 pavimentos e altura total de 172,8 m.

Os resultados obtidos ao longo da análise, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações de pico, são comparados com os valores limites recomendados por normas técnicas, de modo a avaliar de forma crítica os estados limites de serviço e os níveis de conforto humano dos edifícios com e sem o emprego de sistemas de controle de vibrações (sistemas de atenuadores passivos), no que tange a situações da prática corrente de projeto.

Revisão Bibliográfica

Ação dinâmica do vento

Carril Júnior (2000) estudou os efeitos das forças provenientes do vento na resposta dinâmica de torres metálicas treliçadas. Ele investigou a resposta ressonante, não ressonante e o fator resposta de rajada. Concluiu-se que as respostas da estrutura às rajadas de vento são, principalmente, respostas não ressonante nas frequências abaixo das frequências naturais da estrutura.

Lazanha (2003) apresentou um modelo numérico para a análise de estruturas planas sob excitação aleatória vento, As cargas de vento foram modeladas com base na simulação de Monte Carlo, considerando a função de densidade espectral de potência para as velocidades do vento. Os resultados foram obtidos por integração numérica pelo Método de Newmark e tratados estatisticamente.

Miguel (2003) apresentou em sua dissertação de mestrado um estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido à ação dinâmica do vento. As respostas em túnel de vento de um modelo aeroelástico equivalente a um sistema de dois graus de liberdade foram comparadas com as formulações das normas brasileira e canadense de vento.

Lin *et al.* (2005) realizaram estudos experimentais em túnel de vento com nove modelos com diferentes seções transversais para estudar as características das forças do vento incidindo sobre edifícios altos.

Mendis *et al.* (2007) apresentou uma metodologia avançada para o desenvolvimento de projetos de edifício altos com base na norma australiana de vento com abordagens simplificadas.

Franco (1993) desenvolveu o método do vento sintético, baseado na simulação de Monte Carlo para o cálculo da parcela flutuante da velocidade do vento, por meio da geração de séries históricas de carregamento. Este método considera as características aleatórias e as propriedades instáveis da carga de vento, sendo amplamente utilizado em trabalhos de pesquisa e na engenharia estrutural.

Griffis (1993) avaliou dois importantes estados limites de utilização para estruturas altas e esbeltas em aço e mistas (aço-concreto) sob cargas de vento: a deformação e a percepção do movimento e propôs novas considerações para projetos estruturais.

Zhou *et al.* (2002) avaliaram os efeitos do vento sobre edifícios altos previstos por vários códigos e normas de projetos internacionais e verificaram, com base em um estudo de caso, que a dispersão nas cargas de vento e seus efeitos surgem a partir das variações na definição das características do vento nos respectivos códigos e normas.

Samali *et al.* (2004) realizaram um estudo experimental baseado em resultados obtidos em ensaios de túnel de vento da Universidade de Sydney para determinar as forças de vento que atuam sobre um edifício de referência de 76 pavimentos e 306 m de altura.

Fu *et al.* (2008) apresentaram os resultados das medições de campo e as respostas induzidas pelo vento em dois edifícios altos na China durante a passagem de tempestades de vento. Estes resultados foram comparados com os dados de ensaios de túnel de vento para adequação das técnicas experimentais utilizadas.

Obata (2009) apresentou uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. Sugere uma metodologia com base no método do vento sintético através da simulação de Monte Carlo para o cálculo das cargas aleatórias do vento.

Franco e Medeiros (2011) apresentaram novas considerações para o método do vento sintético com a possibilidade de emprego de um grande número de harmônicos e de combinações de ângulos de fase sem a perda de precisão da resposta estrutural e a correção que existia no método original torna-se desnecessária.

Edifícios altos e esbeltos

Thepmongkorn *et al.* (2002) investigaram os efeitos de interferência de edifícios vizinhos através de uma série de testes de modelo aerodinâmico em túnel de vento. Os resultados indicaram que as respostas do edifício principal aumentaram significativamente quando o edifício interferente estava localizado diagonalmente a montante. Um aumento mais substancial nas respostas foi evidente quando o edifício interferente estava localizado diretamente a montante do prédio principal.

Gu e Quan (2004) testaram quinze modelos típicos de edifícios altos em túnel de vento para determinar a resposta dinâmica transversal. Além disso, investigaram a resposta dinâmica e as características de amortecimento aerodinâmico com base em um modelo com um grau de liberdade de um edifício alto.

Borges (2009) apresentou uma metodologia para a avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com base em resultados obtidos em análises lineares, não lineares e dinâmicas e a consideração da interação solo-estrutura para a avaliação da estabilidade global, estados limites últimos e de serviços e a verificação do conforto humano quanto às vibrações.

Huang *et al.* (2009) apresentaram uma estrutura para a análise dinâmica da resposta de torção lateral induzida pelo vento de edifícios altos. Para tal é utilizado um edifício assimétrico misto (aço e concreto) de 60 andares para ilustrar a resposta dinâmica do modelo de análise proposto.

Li *et al.* (2011) apresentaram os resultados de um sistema com 30 acelerômetros instalados na Torre Taipei 101, em Taiwan, onde a ocorrência terremotos e tufões é bastante comum. Os valores das frequências naturais, modos

de vibração e coeficientes de amortecimento obtidos nestas medições foram comparados aos dados calculados a partir de modelos em elementos finitos. O desempenho sísmico da estrutura foi avaliado com base nas medições e nas análises numéricas.

Barboza *et al.* (2011) apresentou um estudo sobre o comportamento dinâmico de edifícios em aço e mistos submetidos à ação do vento.

Fu *et al.* (2012) apresentaram um estudo sobre os efeitos do vento no edifício Guangzhou West Tower na China, a partir de dados coletados durante a passagem do tufão em 2010. Com base nos dados experimentais obtidos, realizaram uma análise estatística para a caracterização do vento e, assim comparar os valores da aceleração e da pressão de vento com os testes executados em túnel de vento.

Barboza *et al.* (2012a) apresentaram um estudo sobre o comportamento dinâmico não linear de edifícios altos e esbeltos em estrutura mista (aço-concreto) submetidos ao carregamento do vento,

Barboza *et al.* (2012b) avaliaram o comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado, com base no método dos elementos finitos e considerando a carga de vento.

Barboza (2012) estudou o comportamento dinâmico linear e não linear de um edifício em estrutura mista (aço-concreto) com 20 pavimentos, submetido ao carregamento do vento e considerando a influência de painéis de alvenaria no enrijecimento lateral da estrutura.

Tanaka *et al.* (2012) mostraram uma série de experimentos de túnel de vento realizados para determinar as forças aerodinâmicas e as pressões do vento que atuam em modelos de construção de planta quadrada com diferentes formas. Os resultados destas experiências levaram a uma compreensão abrangente das características aerodinâmicas de edifícios altos com várias configurações.

Silva Filho (2012) avaliou o comportamento dinâmico de edifício alto e esbelto submetidos às forças aleatórias do vento, definidas com base no método do vento sintético. As respostas da estrutura foram obtidas a partir de análises numéricas via método dos elementos finitos e comparadas com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Barboza *et al.* (2013) analisaram as respostas dinâmicas de um edifício misto (aço-concreto) de 20 andares submetido às ações dinâmicas não determinísticas do

vento, considerando-se a contribuição dos painéis de alvenaria na rigidez lateral da estrutura.

Silva Filho *et al.* (2013) apresentaram um estudo sobre o comportamento dinâmico de edifícios mistos de múltiplos andares submetidos às cargas de vento não determinístico.

Holmes (2014) avaliou as respostas de um edifício alto em vários túneis de vento e as comparou com três diferentes códigos internacionais de projetos: de Hong Kong, australiano e o americano (ASCE). Os resultados mostraram que duas normas técnicas produziram valores inferiores à média dos dados obtidos em túneis de vento.

Morais (2014) estudou o comportamento estrutural de sistemas de contraventamento lateral de um edifício esbelto, em estrutura mista, submetido às cargas não determinísticas do vento.

Morais *et al.* (2014) apresentaram um estudo sobre o comportamento dinâmico não determinístico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento.

Morais *et al.* (2015) estudaram o comportamento estrutural de um edifício misto de 20 pavimentos e avaliaram o conforto humano dos ocupantes desta estrutura submetida ao carregamento dinâmico do vento simulado com base no método do vento sintético.

Barboza e Silva (2015) avaliaram o conforto humano em um edifício de 42 pavimentos em concreto armado, através de análises estáticas e dinâmicas não lineares geométricas, sob a excitação não determinística da ação do vento e com a consideração da interação solo-estrutura.

Barboza e Silva (2016) investigaram o comportamento dinâmico de um edifício alto em estrutura mista com 48 pavimentos considerando o vento não determinístico e a interação solo-estrutura. As respostas da estrutura (deslocamentos e acelerações) foram obtidas através de análises numéricas e comparadas aos valores recomendados por normas de projetos quanto aos estados limites de utilização.

Silva e Barboza (2016) investigaram o comportamento estrutural de um edifício alto de 48 andares em estrutura mista sujeito à ação não determinística do vento. Foram avaliadas as respostas do modelo estrutural quanto aos

deslocamentos e acelerações e comparadas aos limites de normas e manuais de projetos.

Análise de conforto humano

Boggs (1995) apresentou um estudo sobre a resposta humana a vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos, através de medições de valores de pico e valores quadráticos médios (RMS) das acelerações durante um período de tempo de 20 a 60 minutos e propôs valores limites para a verificação do conforto humano.

Koss (2006) apresentou um estudo comparativo de diferentes normas europeias quanto aos critérios para o cálculo da velocidade do vento sobre as estruturas. Além disso, apresentou uma formulação genérica para avaliação do conforto humano através de um estudo de caso.

Tamura *et al.* (2006) apresentaram um estudo com base em testes de percepção de vibração para uma ampla gama de frequências para vários edifícios desde residências de pouca elevação até arranha-céus.

Willemsen e Wisse (2007) apresentaram um estudo com base na norma holandesa sobre os critérios para avaliação do conforto humano em edifícios submetidos ao carregamento de vento.

Kwok *et al.* (2009) estudaram a percepção e a tolerância humana às vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos. Este estudo revisa trabalhos de pesquisa anteriores quanto aos critérios de aceitabilidade às vibrações e de conforto dos ocupantes destas estruturas.

Huang *et al.* (2011) apresentaram um estudo de otimização de um edifício de 60 andares com base em diferentes critérios de conforto humano e limites de serviços. Os resultados mostraram que a utilização de vários critérios de aceleração tem diferentes implicações e, conseqüentemente, diferentes soluções de projetos. A técnica de otimização fornece uma poderosa ferramenta para a verificação do conforto humano em edifícios altos.

Lamb *et al.* (2013) realizaram uma pesquisa sobre o movimento de edifícios altos induzidos pelo vento quanto à percepção das vibrações, frequência e os efeitos provocados nos trabalhadores da cidade de Wellington, Nova Zelândia. Os resultados mostraram que os ocupantes dos edifícios quase nunca fazem queixas

formais sobre as vibrações, contradizendo a norma, que diz que a reclamação é um critério eficaz para o desempenho da construção.

Burton *et al.* (2015) avaliaram a viabilidade comercial de estruturas submetidas ao carregamento do vento quanto ao conforto dos ocupantes em intervalos de recorrência de 5 e 10 anos. Os autores concluíram que tempos de recorrência mais curtos tendem a serem mais interessantes no que se refere ao conforto dos ocupantes de edifícios.

Ferrareto *et al.* (2015) apresentaram um estudo referente aos critérios de diferentes autores e códigos normativos relativos à avaliação do conforto humano em estruturas induzidas pelo vento, como pico e valor eficaz da aceleração, influência da forma da onda da excitação e avaliação da percepção humana às vibrações.

Modelagem da interação solo estrutura

Mota (2009) desenvolveu um código computacional para analisar a interação solo-estrutura por meio de um método numérico em que a superestrutura e os elementos da fundação são considerados com uma única estrutura. A resposta elástica da interação solo-estrutura é comparada aos valores limites observada em ensaios de capacidade de carga das estacas.

Lou *et al.* (2011) apresentaram um estudo sobre os principais programas computacionais relativos à interação solo-estrutura, discutindo as principais vantagens, desvantagens e a aplicabilidade destes programas em problemas existentes.

Zou *et al.* (2012) investigaram a influência da interação solo-estrutura no controle de vibração de edifícios adjacentes com fundações profundas. Os resultados comprovaram a influência da interação solo-estrutura nas respostas dos edifícios, porém não houve alterações significativas nas forças do sistema de controle de vibração.

Farghaly e Ahmed (2013) apresentaram um estudo sobre os efeitos da interação da estrutura do solo na resposta sísmica dos edifícios sob fortes movimentos de terra de forma a fornecer informações importantes para controle de danos e melhorar o nível de segurança dos edifícios.

Wang *et al.* (2013) avaliaram a influência da disposição das estruturas,

direção da onda sísmica, distâncias entre as estruturas adjacentes, velocidade da onda de cisalhamento e de parâmetros do solo na resposta dinâmica de edifícios, com o emprego de modelos em elementos finitos e a consideração da interação solo-estrutura.

Li *et al.* (2014) estudaram a influência da interação solo-estrutura sobre a resposta dinâmica do edifício Shanghai Tower submetido à excitação sísmica utilizando modelos numérico e analítico. Os resultados mostraram que a consideração da interação solo-estrutura aumentou o período fundamental da estrutura e o índice de segurança para sismos.

Knappett *et al.* (2015) investigaram o comportamento sísmico de estruturas isoladas e pares de estruturas adjacentes submetidos a fortes movimentos do solo, com base na modelagem em elementos finitos. Os resultados mostraram a importância de se considerar os efeitos da interação solo-estrutura na avaliação do desempenho sísmico destas estruturas.

Lu *et al.* (2016) realizaram um estudo paramétrico para investigar o comportamento sísmico de edifícios de múltiplos andares, considerando a interação solo-estrutura. Os resultados indicaram que, em geral, a interação solo-estrutura pode reduzir em até 60% a resistência de edifícios de vários andares, especialmente aqueles com índice de esbeltez baixo.

Técnicas para o controle de vibrações

Kwok e Samali (1995) avaliaram o desempenho de amortecedores passivo e ativo de massa sintonizados para a redução das respostas de edifícios altos induzidas por ventos e terremotos. Com base em extensos resultados de medições em escala real, verificaram a eficiência destes sistemas de controle de vibrações.

Kareem *et al.* (1999) avaliaram os efeitos de várias modificações na concepção dos edifícios, com sistemas estruturais alternativos para a utilização de dispositivos de controle de vibração passivo e ativo para a mitigação dos movimentos provocados pelo vento nas estruturas. Além disto, é avaliada a aplicação destes dispositivos para melhorar a resistência estrutural para a ocorrência de terremotos.

Santos (2003) investigou as propriedades e o desempenho de um mecanismo de controle passivo com a utilização de amortecedores viscoelásticos para a

redução das oscilações aerolásticas de edifícios altos. Em um dos modelos desenvolvidos, verificou-se o desempenho destes dispositivos comparando-os a amortecedores de massa sintonizados quanto à redução dos deslocamentos laterais em uma das torres gêmeas do World Trade Center.

Souza (2003) avaliou o desempenho de um sistema fluidodinâmico como forma de mitigar os efeitos de vibrações em edifícios altos e esbeltos. O desenvolvimento do modelo matemático do sistema de controle é feito a partir de um atenuador de coluna líquida, constituído de um ou mais recipientes tubulares em forma de “U” contendo fluido, que gera forças hidráulicas que se opõem às forças de inércia causadas na estrutura pelas ações externas.

Samali *et al.* (2004) apresentaram um estudo sobre a eficácia do uso de atenuadores de vibração de coluna líquida para a supressão de movimentos provocados pelo vento do edifício de 76 pavimentos. Comprovaram, numérica e experimentalmente, que este sistema apresenta desempenho adequado ao controle de vibrações e que a redução nas respostas é comparável ao amortecedor de massa sintonizado, porém com características inerentes mais atraentes.

Varadarajan e Nagarajaiah (2004) avaliaram o desempenho de um sistema semiativo com amortecedor de massa sintonizado com rigidez variável para controle da resposta de uma torre de escritórios com 76 andares e altura total de 305 m para controle das vibrações induzidas pelo vento.

Wang *et al.* (2005) investigaram a eficiência de um sistema semiativo de controle composto por uma coluna líquida preenchida com fluido magneto reológico para mitigação da vibração induzida pelo vento em um edifício alto. As análises mostraram que o dispositivo proposto com parâmetros ideais é capaz de alcançar melhores resultados que o sistema de coluna líquida convencional.

Patila e Jangid (2011) investigaram o desempenho de múltiplos atenuadores de massa sintonizados instalados no topo do edifício com o objetivo de reduzir os efeitos provocados pela carga de vento sobre a estrutura. Este sistema com vários dispositivos é comparado com um único amortecedor com a mesma massa total. Ensaios foram realizados com várias relações de massa e com quantidades diferentes de amortecedores e verificou-se que o sistema com múltiplos atenuadores é bastante eficaz no controle da vibração.

Kang *et al.* (2011) avaliaram a eficácia de amortecedores semiativos de massa sintonizados para controle da vibração de um edifício na cidade de

Melbourne, Austrália, provocada pela excitação do vento. Os resultados numéricos mostraram que o sistema semiativo proposto apresentou respostas semelhantes a um sistema ativo, mas com uma redução significativa no consumo de energia e que é efetivamente capaz de controlar um edifício sujeito à ação do vento, satisfazendo aos requisitos de projeto.

Korkmaz (2011) apresenta uma investigação sobre controle ativo de estruturas suscetíveis a terremotos e ventos. Este estudo apresenta uma visão geral dos avanços teóricos e práticos das tecnologias de controle ativo, permitindo aplicações viáveis para mitigação das vibrações.

Zemp *et al.* (2011) investigaram a resposta sísmica de um edifício alto no Chile com um sistema de controle composto por duas massas pendulares sintonizadas e amortecedores magneto reológicos.

Kim e Kang (2012) apresentaram um estudo para redução da resposta de um edifício alto excitado pelo vento equipando-o com um amortecedor semiativo de massa sintonizado. Os resultados numéricos indicaram que o sistema proposto regulado por um controlador *fuzzy* otimizado reduziu eficazmente as respostas dinâmicas da edificação quando comparado a um amortecedor de massa passivo e seu desempenho é comparável a de um amortecedor de massa ativo, porém com menor consumo de energia.

Souza *et al.* (2012) estudaram o comportamento de um controlador fluidodinâmico híbrido para a redução das oscilações provocadas pelo vento em edifícios altos e esbeltos. Alguns aspectos de projeto, propriedades dinâmicas e o desempenho deste sistema de controle de vibrações são avaliados através de modelos analíticos e numéricos via método dos elementos finitos.

Kuon e Kareem (2013) apresentam um estudo comparativo das principais normas e códigos internacionais no que diz respeito às cargas de vento e seus efeitos sobre edifícios altos. As equações básicas são reformuladas em um formato geral visto que, estas normas utilizam uma teoria comum para modelar os efeitos dinâmicos da carga de vento. Assim, é possível comparar a influência dos parâmetros individuais sobre as recomendações gerais dos códigos.

Peng e Ghanem (2013) apresentaram uma formulação generalizada para controle passivo, ativo, semiativo e híbrido de estruturas. Os resultados numéricos mostraram que a metodologia de controle proposta apresentou um desempenho melhor com um custo reduzido do sistema de controle.

Thenozhi e Yu (2013) elaboraram um estudo com diferentes dispositivos de controle de vibração, avaliando as técnicas de identificação dos sistemas e problemas relacionados à sua implementação, como tempo de atraso na resposta, estimativa de velocidade e posição dos sinais de aceleração e o posicionamento mais adequado dos sensores e dispositivos de controle. Por fim, são apresentadas aplicações destes sistemas em edifícios reais e seus desempenhos revistos.

Miyamoto e Gilani (2013) avaliaram a eficiência de amortecedores fluidos para proteção de estruturas quando submetidas a forças produzidas por sismos. As análises mostraram que o desempenho dos edifícios com amortecedores viscosos é aceitável quando sujeitos a grandes terremotos e que os fatores de segurança para os estados limites foram revistos de forma a otimizar custos.

Elias e Matsagar (2014) investigaram a distribuição de múltiplos amortecedores de massa sintonizados ao longo da altura de um edifício alto de 76 andares para controle da resposta dinâmica provocada pela ação do vento. Os resultados das acelerações e deslocamentos no topo da estrutura mostraram que o desempenho do sistema de controle de vibração com múltiplos dispositivos foi mais satisfatório que apenas um amortecedor de massa sintonizado.

Heo e Joonryong (2014) apresentaram um estudo experimental para controle de vibração em pontes provocada por vários tipos de cargas dinâmicas com a utilização de um sistema semiativo. Um modelo de laboratório de uma ponte estaiada foi construído e um amortecedor magneto reológico do tipo cisalhamento foi aplicado a este modelo para controle de vibrações nocivas, onde foi possível verificar quantitativamente cada algoritmo de controle semiativo.

Rios (2015) estuda a utilização de amortecedores fluidos como forma de mitigar a resposta dinâmica de edifícios altos submetidos a cargas aleatórias do vento e avalia os efeitos da vibração nas estruturas em relação ao conforto humano. Foram desenvolvidos vários modelos numéricos com diferentes configurações dos amortecedores para encontrar a sua distribuição mais eficiente e reduzindo a resposta da estrutura a níveis aceitáveis de conforto aos ocupantes.

Kim *et al.* (2015) idealizaram um sistema semiativo com dispositivo de amortecimento variável e amortecedor magneto reológico para atuar na resposta dinâmica da estrutura submetida a vários tipos de excitações. Com base em simulações numéricas, pode-se comprovar a eficiência deste sistema, independentemente da natureza da excitação.

Zhang *et al.* (2015) propuseram a utilização das características internas de ressonância de pêndulo elástico para reduzir a vibração induzida pelo vento em uma torre de transmissão na província de Liaoning, China. Os resultados mostraram que o pêndulo elástico absorve mais energia e reduz a oscilação de forma mais eficaz que o pêndulo de massa e o que o desempenho do dispositivo de controle de vibração proposto melhora com o aumento da carga de vento.

Rabelo (2016) investigou o comportamento dinâmico de sistemas de controle compostos por amortecedores de massa sintonizados para atenuar as vibrações nas arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília devida às atividades rítmicas humanas.

Motivação e objetivos

Considerando-se um cenário econômico favorável, combinado com avanços tecnológicos significativos da ciência dos materiais e, bem como, dos processos construtivos, convém ressaltar que as grandes cidades brasileiras têm apresentado um crescimento substancial, no que diz respeito à construção de edifícios altos e esbeltos. Este tipo de construção se tornou um fenômeno mundial, que começou há algumas décadas em países desenvolvidos e encontra-se cada vez mais presente também, no que tange aos países em desenvolvimento, especialmente nos países asiáticos.

Esta tendência arquitetônica arrojada tem conduzido o projeto dessas edificações a soluções compostas por sistemas estruturais bastante flexíveis, resultando em edifícios altos, esbeltos, com valores de frequências naturais muito baixas, e, conseqüentemente, mais suscetíveis aos problemas de vibrações excessivas, abertura de fissuras indesejáveis e até mesmo desconforto humano dos ocupantes.

Considerando-se os níveis de esbeltez apresentados pelos sistemas estruturais dos edifícios mais modernos no Brasil, estes modelos estruturais necessitam ter o seu comportamento estrutural dinâmico investigado de maneira apropriada, de modo que sejam evitadas, por exemplo, situações onde ocorre o desconforto humano dos ocupantes. Por outro lado, a ação das cargas de vento passa a ter uma importância bastante relevante na medida em que estas edificações

deixam de ser mais baixas e pesadas, por tanto rígidas, e passam a ser mais altas e com índices de esbeltez elevados.

Deste modo, este trabalho de pesquisa tem por objetivo a investigação do comportamento estrutural dinâmico, avaliação do conforto humano e, ainda, o estudo de estratégias para o controle de vibrações excessivas de edifícios altos, quando submetidos à ação não determinística do vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura. Ao longo deste estudo são investigados dois modelos estruturais: o primeiro edifício é de concreto armado, com 42 pavimentos e altura total de 123,9 m, e o outro modelo corresponde a um edifício misto (aço-concreto), com 48 pavimentos e altura total de 172,8 m. Para tal, no âmbito desta tese de doutorado, modelos numéricos tridimensionais apropriados são desenvolvidos, com base no emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), por meio da utilização do programa computacional ANSYS (2009), objetivando a análise da resposta dinâmica não determinística de edifícios altos.

Cabe ressaltar que a modelagem das cargas de vento não determinísticas atuantes sobre as edificações investigadas considera as propriedades aleatórias e instáveis do vento e apresenta semelhança com o vento real. Com base nos resultados das análises de vibração forçada dos modelos estruturais analisados neste estudo, propõe-se, ainda, um sistema de controle passivo para a redução das vibrações dos edifícios induzidas pela ação dinâmica do vento.

Finalmente, os resultados obtidos ao longo das análises numéricas realizadas sobre as edificações em estudo, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações de pico, são comparados com os valores limites estabelecidos por normas técnicas e recomendações de projeto, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano dos edifícios com e sem o emprego de sistemas de controle de vibrações (sistemas de atenuadores passivos), no que tange a situações da prática corrente de projeto.

Estrutura da tese

O presente capítulo apresentou a motivação para o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, um breve resumo dos trabalhos que foram realizados ao longo dos anos sobre os temas abordados neste estudo e uma breve descrição do conteúdo do presente trabalho.

No primeiro capítulo é apresentada a modelagem da ação não determinística do vento que atua sobre os modelos estruturais e as principais características associadas à carga de vento, como critérios de norma e espectros de potência do vento.

No capítulo dois é apresentado o sistema passivo de controle de vibração dos movimentos dos edifícios induzidos pela excitação dinâmica do vento composto por atenuadores viscosos.

No capítulo três são apresentados os sistemas estruturais investigados no presente estudo, apresentando as características físicas e geométricas das edificações e a interação solo-estrutura.

No capítulo quatro é abordada a modelagem numérica com base no método dos elementos finitos das estruturas investigadas neste estudo, apresentando as propriedades dos elementos utilizados. Também é apresentada a modelagem do amortecimento estrutural.

O capítulo cinco aborda as análises de vibração livre das edificações investigadas. São apresentadas as frequências naturais e os modos de vibração destas estruturas.

No capítulo seis são apresentadas as análises de vibração forçada para a avaliação do comportamento dinâmico das estruturas descritas no capítulo três.

No capítulo sete são abordadas as resposta dinâmicas referente ao controle de vibração dos sistemas estruturais.

O capítulo oito apresenta uma análise crítica acerca dos resultados obtidos nas análises dinâmicas dos modelos estruturais investigados quanto aos estados limites de utilização.

Finalmente, no capítulo nove, são apresentadas as conclusões alcançadas durante o desenvolvimento do presente trabalho, além das considerações e sugestões para a continuação deste estudo.

1 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DA CARGA DE VENTO

1.1 Introdução

Neste capítulo é apresentado o modelo de carregamento não determinístico do vento que atua sobre os sistemas estruturais investigados, o qual considera a característica randômica deste tipo de excitação.

Uma das ações de grande importância a ser considerada na análise dinâmica de estruturas flexíveis, tais como edifícios altos, relaciona-se com as forças do vento. Na prática, o vento tem propriedades instáveis e características aleatórias, que impedem a consideração determinista do seu carregamento (Barboza e Silva, 2016).

A fim de considerar a ação não determinística do vento, são necessários conceitos estatísticos fundamentais e simulações numéricas (Obata, 2009). O presente estudo adota uma modelagem probabilística, que simula a ação do vento com um alto grau de semelhança com o vento real. Esta modelagem é baseada na simulação de Monte Carlo, usado para calcular a densidade do espectro de potência das cargas e calcular as estatísticas da resposta dinâmica, considerando a incerteza das carga de vento (Smith e Caracoglia, 2011).

1.2 Modelagem não determinística das cargas de vento

A velocidade do vento pode ser expressa como sendo uma função temporal $[V_T(t)]$, formada por uma parcela média $[\bar{V}(z)]$, obtida por meio de expressões matemáticas da norma brasileira de vento NBR 6123 (ABNT, 2013) e uma parcela flutuante $[V(t)]$, conforme apresentado na Equação (1). Em seguida, a Figura 1 ilustra um exemplo de cunho genérico acerca da variação da velocidade do vento ao longo do tempo, em função de uma parcela média e outra parcela flutuante.

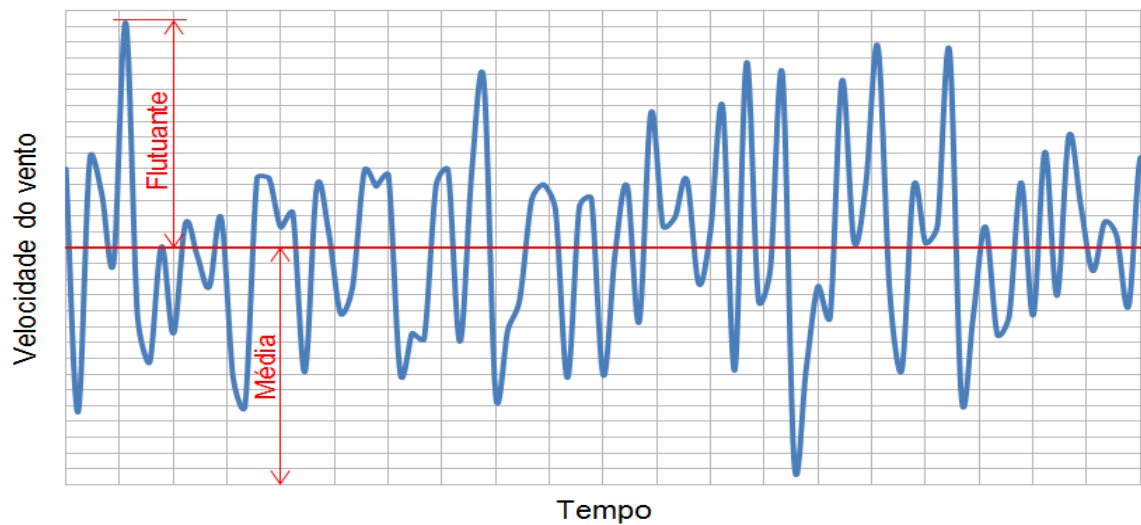


Figura 1 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo.

$$V_T(t) = \bar{V}(z) + V(t) \quad (1)$$

A parcela média da velocidade do vento $[\bar{V}(z)]$, em função da altura da edificação (z) é calculada com base no emprego da Equação (2), onde \bar{V}_0 refere-se à velocidade básica do vento, z_0 representa o comprimento de rugosidade e p diz respeito ao coeficiente exponencial e b refere-se ao parâmetro meteorológico.

$$\bar{V}(z) = \bar{V}_0 \left(\frac{z}{z_0} \right)^p \quad (2)$$

$$\bar{V}_0 = b \bar{V}_p \quad (3)$$

A velocidade de projeto (\bar{V}_p), em m/s, que corresponde à velocidade média em 10 min a 10 m de altura do solo é dada pela Equação (4), onde V_0 está associado à velocidade básica do vento, S_1 refere-se ao fator topográfico e S_3 diz respeito ao fator estatístico. A velocidade básica do vento (V_0) é obtida através do emprego do mapa de isopletas (ABNT, 2013), como mostrado na Figura 2.

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (4)$$

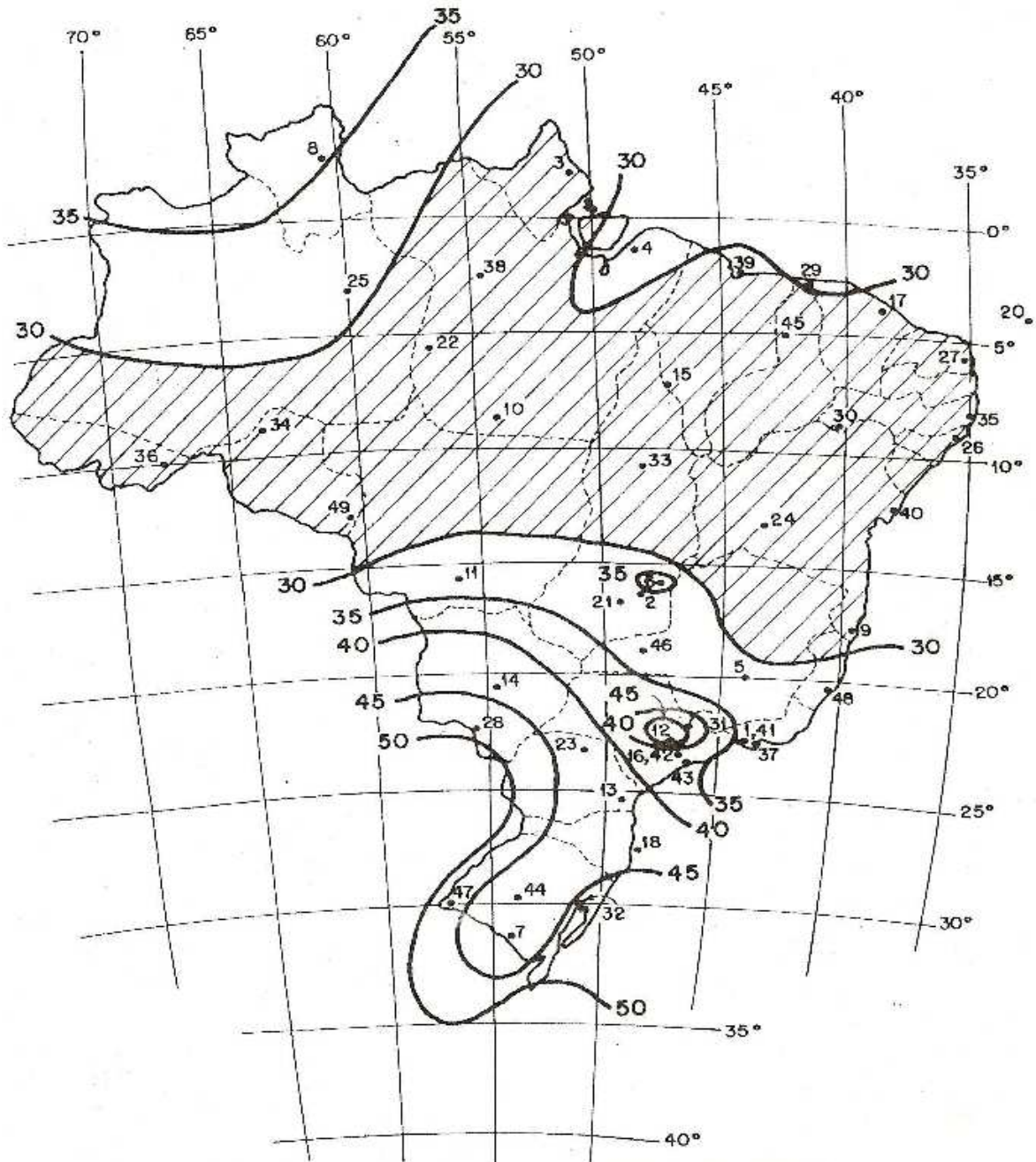


Figura 2 - Isopletas de velocidade básica (ABNT, 2013).

Deste modo, a componente flutuante da velocidade do vento $[V(t)]$ pode ser representada, por exemplo, de maneira simplificada, com base no emprego de uma única função harmônica, dada pela Equação (5), onde V_0 representa a velocidade básica do vento em m/s e f representa a frequência em Hz.

$$V(t) = V_0 \cos(2\pi ft) \quad (5)$$

Neste trabalho de pesquisa, a formulação matemática desenvolvida para a modelagem numérica da parcela flutuante da velocidade do vento $[V(t)]$ considera que esta pode ser simulada com base em um processo aleatório fracamente estacionário de segunda ordem, ergódico e gaussiano, podendo ser representada por uma integral de Fourier, sendo obtida pela superposição de ondas harmônicas (Shinozuka e Jan, 1972), de acordo com a Equação (6), onde n corresponde ao número de divisões do espectro de potência utilizado na análise, S^v é a densidade espectral, f_i representa a frequência em Hz, Δf o incremento da frequência em Hz e θ_i o ângulo de fase aleatório definido no intervalo de 0 a 2π . A amplitude das séries temporais a_i é dada pela Equação (7):

$$V(t) = \sum_{i=1}^n a_i \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (6)$$

$$a_i = \sqrt{2S^v(f_i)\Delta f} \quad (7)$$

A partir da Equação (8) calcula-se a pressão dinâmica do vento (Q), como sendo uma função de tempo, onde $V_T(t)$ representa a soma das parcelas média e flutuante da velocidade do vento e dada pela Equação (1).

$$Q(t) = 0,613 V_T^2(t) \quad (8)$$

Finalmente, a carga dinâmica de vento $[F(t)]$ pode ser calculada pela Equação (9), onde C_a corresponde à média entre os coeficientes de arrasto para ventos de alta e baixa turbulência, L representa a largura da estrutura perpendicular à direção de aplicação da carga de vento e $Q(t)$ refere-se à pressão dinâmica do vento.

$$F(t) = C_a L Q(t) \quad (9)$$

A Equação (9) pode ser reescrita, com base nas equações anteriores descritas anteriormente, da seguinte forma:

$$F(t) = 0,613 C_a L \left[\bar{V}_0 \left(\frac{z}{z_0} \right)^p + \sum_{i=1}^n \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \right]^2 \quad (10)$$

1.3 Espectros de potência investigados

Para o cálculo da parcela flutuante da velocidade do vento faz-se necessária à determinação das funções temporais, estabelecidas com base nos espectros de potência do vento. Na literatura técnica disponível sobre o tema, existem diversos espectros de potência associados ao efeito vento em normas de projeto, guias e recomendações internacionais, tais como, ASCE 7, AS1170.2, NBC, RLB-AIJ e Eurocode (Zhou *et al*, 2002).

Nesta investigação, são adotados dois espectros de potência de vento propostos por Davenport, largamente utilizados na engenharia estrutural e, também, o espectro de potência de Kaimal, que considera a influência da altura da estrutura em sua formulação. Em seguida, a Figura 3 mostra as curvas de espectros de potência do vento de vários autores.

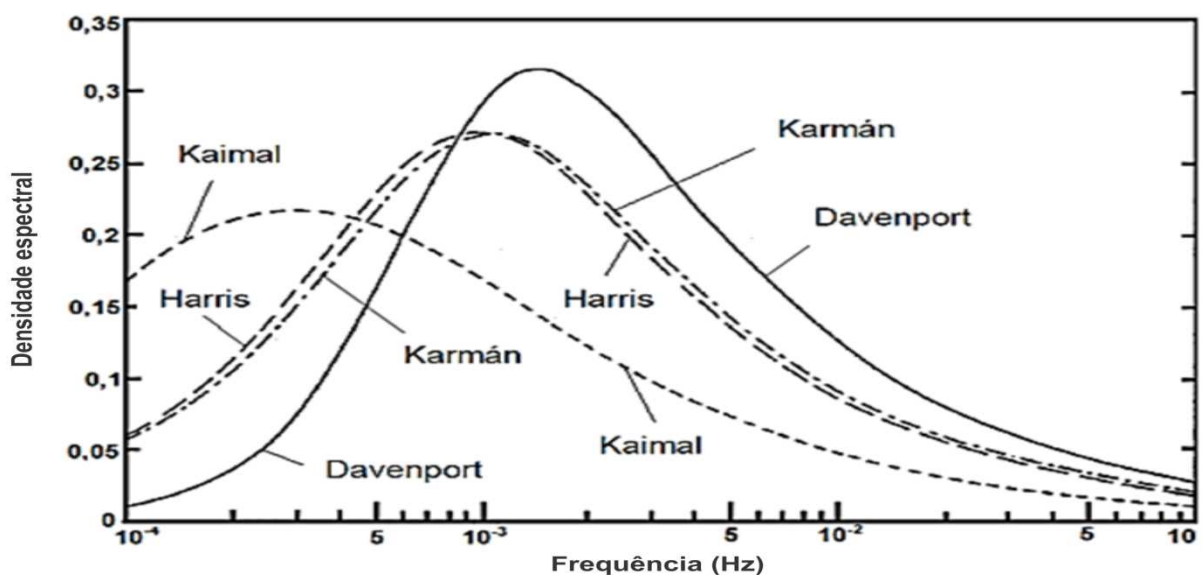


Figura 3 - Espectros de potência do vento (adaptada de Blessmann, 2013).

1.3.1 Modelo de carregamento I (MC-I) - espectro de potência de Kaimal

O espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 2013) é dado pelas Equações (11) e (12), onde f é a frequência em Hz, S^V corresponde à densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência (f), X é a frequência adimensional, u_* é a velocidade de fricção, V_{10} representa a velocidade média do vento na cota de 10 m acima do terreno e z corresponde à altura da estrutura.

$$\frac{f S^V(f,z)}{u_*^2} = \frac{200X}{(1+50X)^{5/3}} \quad (11)$$

$$X(f,z) = \frac{f z}{V_{10}} \quad (12)$$

A velocidade de fricção (u_*) associada aos espectros de potência, dada m/s, é determinada pela Equação (13), onde k corresponde à constante de Kármán igual a 0,4 e z_0 refere-se ao comprimento de rugosidade.

$$u_* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln(z/z_0)} \quad (13)$$

As Figuras 4 e 5 mostram um exemplo da carga de vento nos domínios do tempo e frequência, respectivamente aplicada no 41º pavimento do modelo estrutural I (ver Capítulo 3) considerando o espectro de potência de Kaimal para a geração das séries históricas da carga aleatória do vento. Na Figura 4, verifica-se a variação da carga de vento de aproximadamente 4 a 14 kN no intervalo de 600 segundos, conforme metodologia proposta. Observando a Figura 5, percebem-se as 81 divisões da faixa de frequência do carregamento, sendo o 6º harmônico coincidente com a frequência ressonante da estrutura ($f_{01} = 0,22$ Hz).

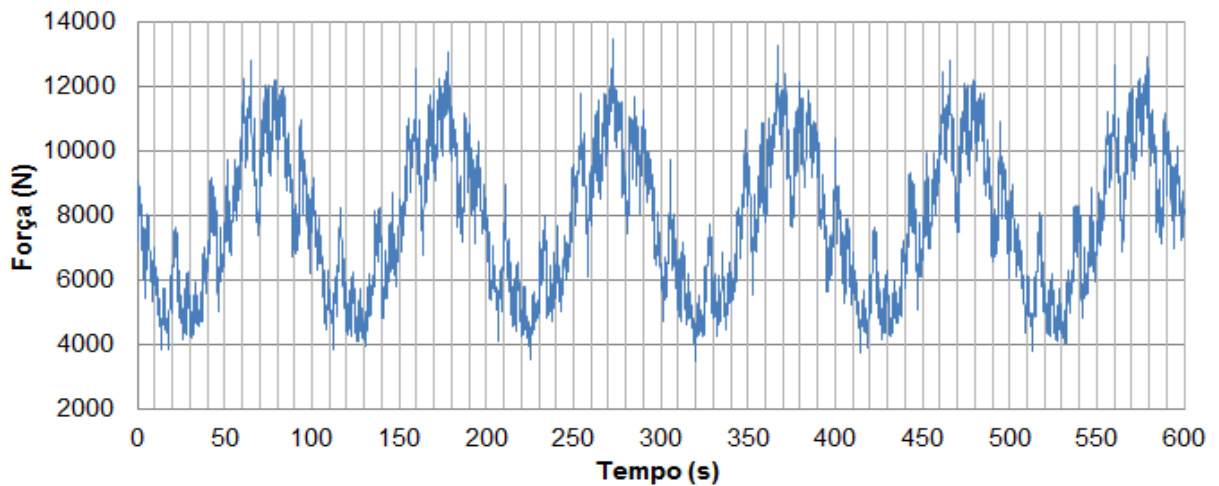


Figura 4 - Exemplo da carga de vento no domínio do tempo aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Kaimal).

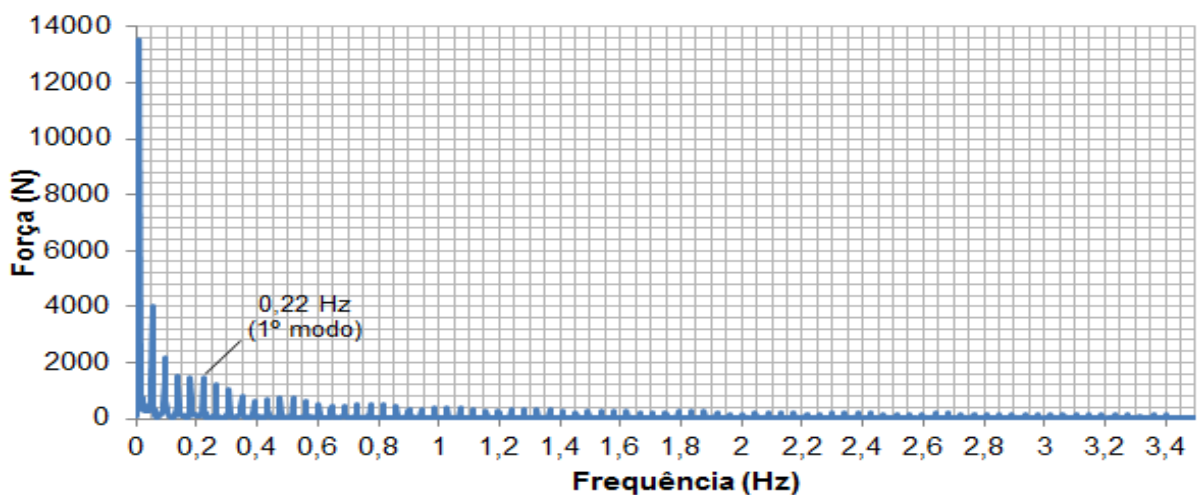


Figura 5 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Kaimal).

As Figuras 6 e 7 ilustram um exemplo da força do vento aplicada no 47º pavimento do modelo estrutural II (ver Capítulo 3) considerando o espectro de Kaimal para a geração das cargas aleatórias do vento. Percebe-se na Figura 6 a variação da carga de vento da ordem de 7 a 30 kN no intervalo de 0 a 600 segundos. Quanto à Figura 7, observa-se que o 6º harmônico da faixa de frequência adotada coincide com o harmônico ressonante ($f_{01} = 0,15$ Hz).

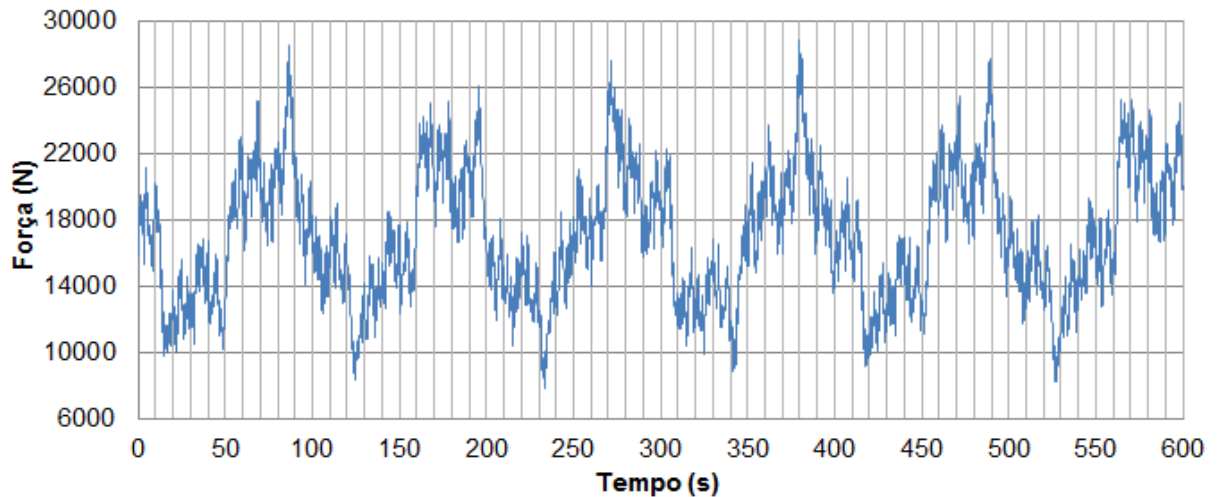


Figura 6 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Kaimal).

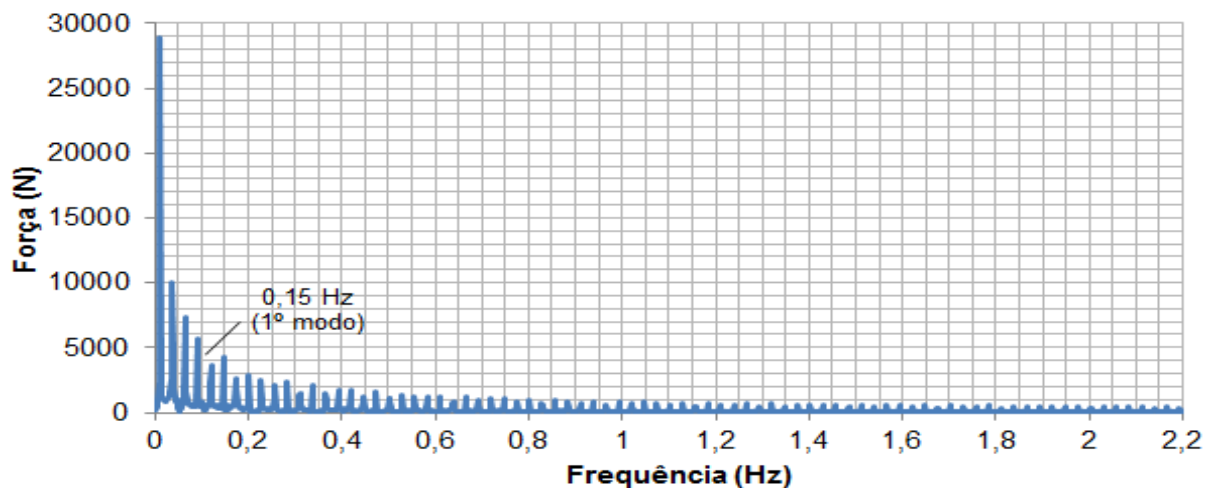


Figura 7 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Kaimal).

1.3.2 Modelo de carregamento II (MC-II) - espectro de potência de Davenport

Segundo Blessmann (2013), o espectro de potência de Davenport não representa bem os valores obtidos em baixas frequências, sendo pouco interessante para a engenharia estrutural e também não considera a influência da altura da estrutura em sua formulação. Por outro lado, é uma função de fácil integração e muito utilizada, pois está em boa concordância com os dados em uma variedade de

terrenos nas frequências de interesse para aplicações na engenharia de estruturas (normalmente de 3,0 a 0,1 Hz) e que estão situadas no lado direito do espectro, como pode ser observado na Figura 3.

O espectro de potência de Davenport (Blessmann, 2013) é determinado pelas Equações (14) e (15), onde f é a frequência em Hz, S^V corresponde à densidade espectral da componente longitudinal da turbulência, X é a frequência adimensional, u_* é a velocidade de fricção, dada pela Equação (13) e V_{10} representa a velocidade média do vento na cota de 10 m acima do terreno.

$$\frac{f S^V(f,z)}{u_*^2} = \frac{4X^2}{(1+X^2)^{4/3}} \quad (14)$$

$$X(f,z) = \frac{1200 f}{V_{10}} \quad (15)$$

As Figuras 8 e 9 mostram um exemplo de série histórica da carga de vento nos domínios do tempo e frequência aplicada no 41º pavimento do modelo estrutural I (ver Capítulo 3), considerando o espectro de potência de Davenport. Na Figura 8, observa-se a variação do valor da força de vento entre 3 a 14 kN. Na Figura 9, verifica-se o 6º harmônico ($f_{01} = 0,22$ Hz) como ressonante na faixa de frequência adotada para este modelo.

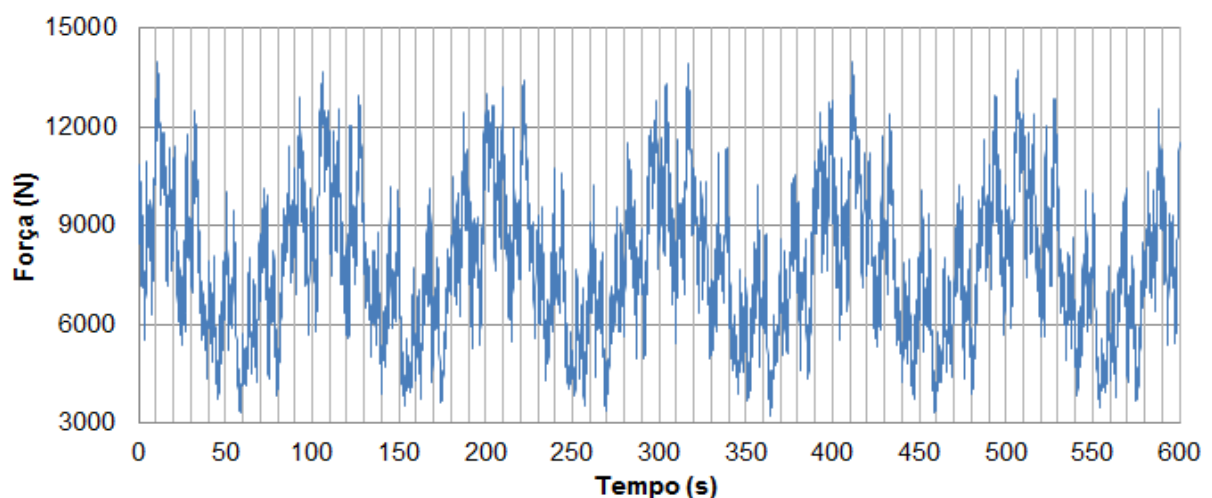


Figura 8 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Davenport).

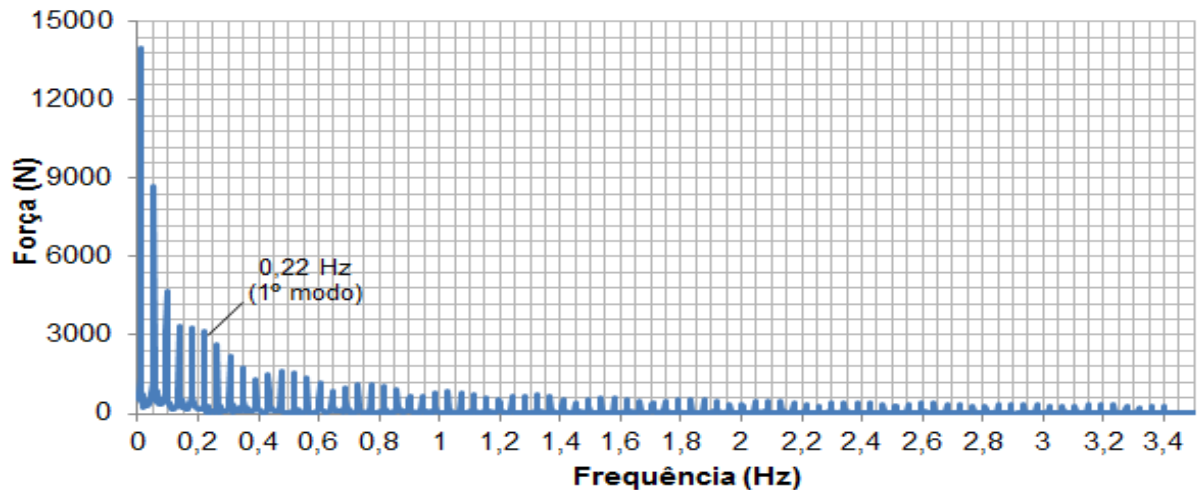


Figura 9 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Davenport).

As Figuras 10 e 11 ilustram um exemplo da carga de vento referente a uma das 30 séries aleatórias aplicada no penúltimo pavimento do modelo estrutural II (ver Capítulo 3) com base no emprego do espectro de Davenport. Observando a Figura 10, pode-se verificar a variação da força do vento da ordem de 4 a 37 kN. Na Figura 11, percebe-se o 6º harmônico coincidente com a frequência ressonante desta estrutura ($f_{01} = 0,15$ Hz).

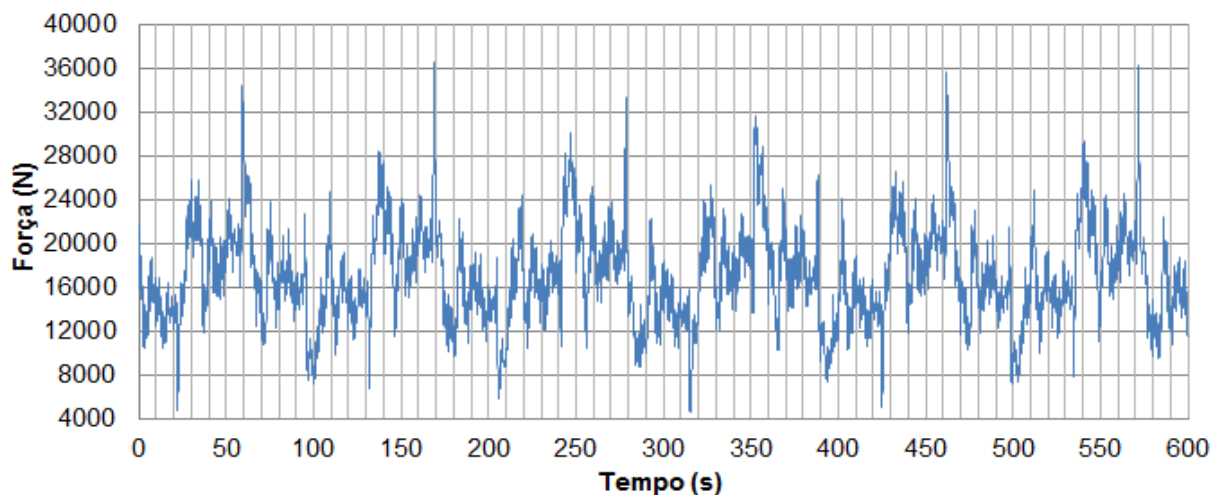


Figura 10 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Davenport).

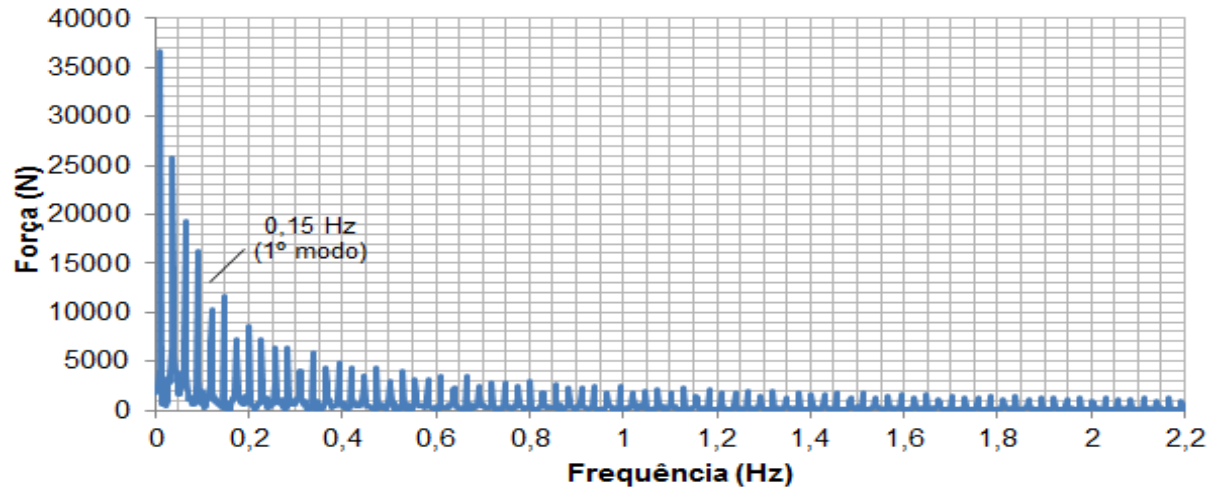


Figura 11 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Davenport).

1.3.3 Modelo de carregamento III (MC-III) - espectro de potência de Davenport com consideração da cota

Segundo Blessmann (2013), o próprio Davenport sugere que se considere a influência da cota, com isso a Equação (15) é substituída pela Equação (16), onde z corresponde à cota, em metros, e p ao coeficiente exponencial.

$$X(f,z) = \frac{200 \sqrt{3} f z^{0,25}}{V_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^p} \quad (16)$$

As Figuras 12 e 13 mostram o exemplo de uma das séries históricas de vento geradas com base no espectro de Davenport que considera a influência da cota da estrutura. Na Figura 12, verifica-se que a carga de vento ao longo do tempo aplicada no 41º pavimento do modelo estrutural I (ver Capítulo 3) varia entre aproximadamente 3 e 15 kN. No que se refere à Figura 13, observa-se na faixa de frequência que o 6º harmônico em ressonância com o edifício ($f_{01} = 0,15$ Hz).

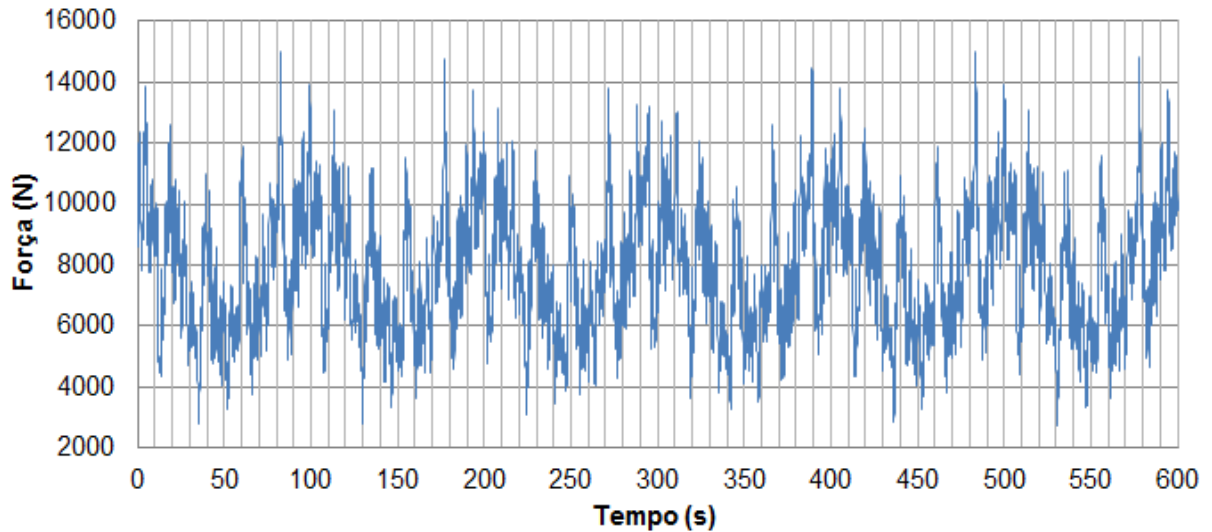


Figura 12 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Davenport com cota).

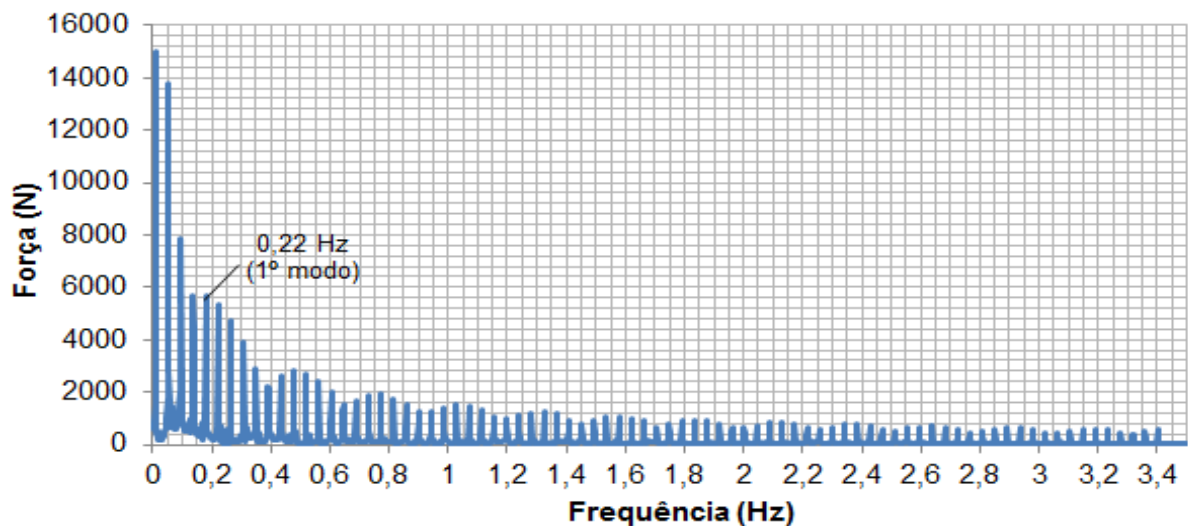


Figura 13 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural I (Espectro de Davenport com cota).

As Figuras 14 e 15 mostram um exemplo de carregamento do vento nos domínios do tempo e frequência, aplicado no modelo estrutural II (ver Capítulo 3), gerado a partir do espectro de potência de Davenport com a consideração da cota da estrutura. Na Figura 14, verifica-se a variação da intensidade da força do vento entre 5 e 32 kN. Quanto à Figura 15, é possível observar que o 6º harmônico da força do vento coincide com o 1º modo de vibração da estrutura ($f_{01} = 0,15$ Hz).

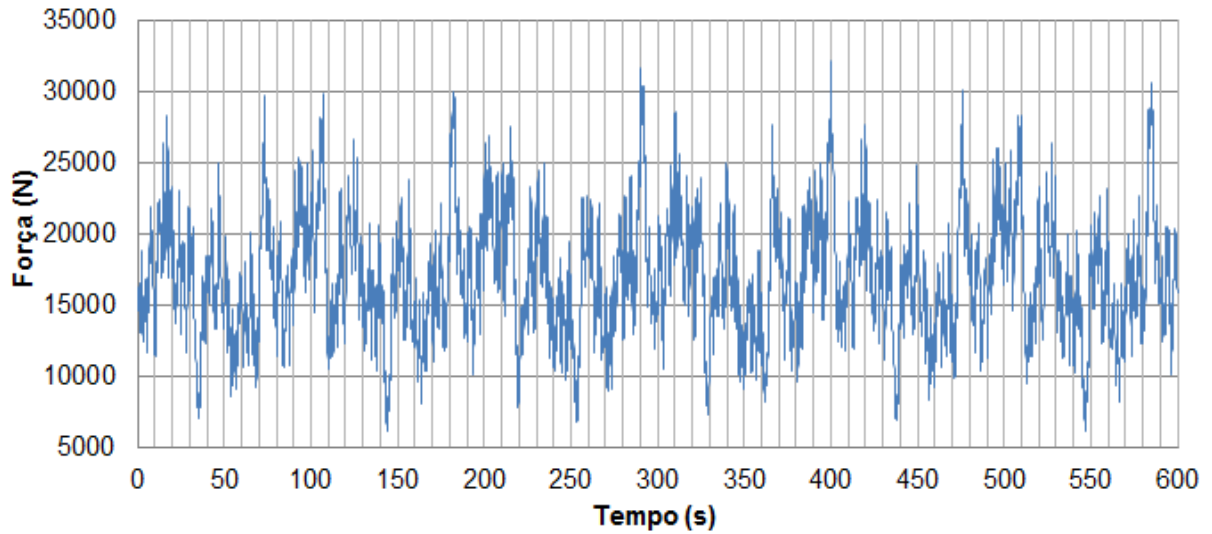


Figura 14 - Exemplo da carga de vento no domínio de tempo aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Davenport com cota).

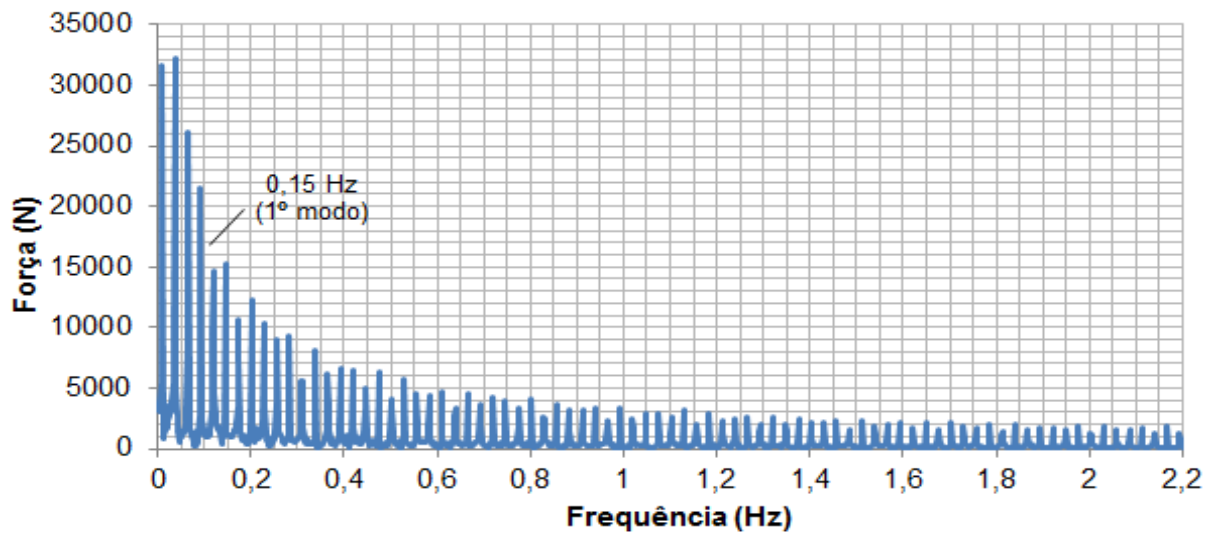


Figura 15 - Exemplo da carga de vento no domínio da frequência aplicada no modelo estrutural II (Espectro de Davenport com cota).

1.4 Séries temporais representativas das cargas de vento

Como mencionado anteriormente, neste trabalho de pesquisa, a ação do vento é modelada por meio da geração de séries de carregamento dinâmico não determinístico, considerando-se um processo fracamente estacionário de segunda ordem, ergódico e gaussiano. Basicamente, estas séries de carregamento dinâmico são compostas por uma amplitude que é função da densidade espectral, obtida com base no emprego de espectros de potências distintos, e de uma função harmônica cujo ângulo de fase é randômico e gerado segundo uma distribuição normal ou Gaussiana. Numericamente, estas séries são obtidas através de rotinas desenvolvidas com base no emprego do programa computacional MATLAB (MATHWORKS, 2013), considerando as propriedades aleatórias e instáveis da carga do vento, as características geométricas dos sistemas estruturais investigados e parâmetros da norma brasileira de vento NBR 6123 (ABNT, 2013).

De forma a obter um tratamento estatístico adequado das respostas dinâmicas dos modelos estruturais submetidos ao carregamento não determinístico do vento, foram geradas 30 séries históricas de vento para cada um dos espectros adotados no presente trabalho de pesquisa. A Tabela 1 apresenta os modelos de carregamentos utilizados nas análises numéricas, classificados de acordo com o espectro de potência do vento adotado.

Tabela 1 - Modelos de carregamento do vento

Modelo de carregamento	Espectro de potência do vento
MC-I	Kaimal
MC-II	Davenport
MC-III	Davenport com cota

A Tabela 2 apresenta os principais parâmetros adotados na modelagem da ação não determinística do vento e as características do vento segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013) para o desenvolvimento das séries históricas de carregamento.

Tabela 2 - Propriedades da modelagem da carga não determinística do vento

Propriedades do carregamento	Modelo estrutural I (ME-I)	Modelo estrutural II (ME-II)
Velocidade básica do vento (V_0)	35 m/s	
Fator topográfico (S_1)	1,0	
Fator estatístico (S_3)	1,0	
Velocidade média do vento (V_{10})	24,15 m/s	
Categoria do terreno (S_2)	II	
Coeficiente exponencial (p)	0,15	
Parâmetro meteorológico (b)	1,0	
Coeficiente de rugosidade (z_0)	0,07 m	
Divisões do espectro (n)	81 harmônicos	
Coeficiente de arrasto (C_a)	1,3	1,24
Faixa de frequência (f)	0,01 a 3,402 Hz	0,01 a 2,194 Hz
Incremento de frequência (Δf)	0,0424 Hz	0,0273 Hz
Incremento de tempo (Δt)	0,03 segundos	
Tempo total	600 segundos (10 minutos)	

Neste capítulo foi apresentada a metodologia para obtenção das séries de carregamento aleatório do vento que atuam sobre os modelos estruturais investigados. Também foram apresentados os espectros de potência e as propriedades do vento adotadas no presente estudo. No capítulo dois, serão apresentados os atenuadores de vibração que atuam na redução dos efeitos provocados pela ação do vento nos edifícios, os quais terão seus comportamentos estruturais investigados neste trabalho de pesquisa.

2 ATENUADORES PASSIVOS

2.1 Introdução

Nas grandes cidades pelo mundo é crescente o número de edifícios residenciais e comerciais cada vez mais altos e esbeltos. Esta tendência arquitetônica é fruto de uma condição econômica favorável e do avanço tecnológico dos materiais e processos construtivos, o que torna estes sistemas estruturais muito leves e flexíveis (Barboza, 2012).

Estruturas flexíveis podem apresentar um excessivo nível de vibração em função da ação do vento, afetando as suas condições de serviço ou até mesmo sua segurança e o conforto dos usuários. Para garantir que a estrutura seja funcional, diversas soluções de projeto têm sido propostas, desde sistemas estruturais adicionais à introdução de amortecedores ativos e passivos (Rios, 2015).

Segundo Kareem *et al.* (1999), existem três formas principais para redução dos efeitos do vento sobre as estruturas: criar uma arquitetura de forma a modificar as propriedades aerodinâmicas do edifício, enrijecer a estrutura com a introdução de elementos que resistam às cargas laterais ou aumentar sua massa e, por último, adição à estrutura de sistema de amortecedores passivos ou ativos. A Tabela 3 apresenta métodos para a supressão das respostas induzidas pelo vento em edifícios.

Neste estudo, é proposta a utilização de atenuadores viscosos para a redução das vibrações provocada pela ação do vento na estrutura. A principal função dos atenuadores é aumentar o amortecimento da estrutura de forma a absorver a energia imposta pelas excitações dinâmicas e garantir a funcionalidade e a segurança da estrutura.

Os atenuadores passivos podem ser classificados em dois tipos quanto à sua atuação no sistema estrutural com dissipação de energia direta ou indireta. Os amortecedores de dissipação de energia direta atuam por mecanismos tradicionais de dissipação como a passagem de um fluido viscoso por aberturas em um pistão (amortecedores viscosos - AV), fricção (amortecedores de fricção - AF) ou cisalhamento de materiais (amortecedores viscoelásticos - AVE) e através da

deformação plástica de metais, em geral aço de baixa liga ou chumbo (amortecedores metálicos - AM) (Aseka, 2001 e Rios, 2015).

Tabela 3 - Meios para mitigação dos efeitos induzidos pelo vento (Kareem *et al.* 1999)

Meios	Tipo	Método e objetivo	Observações
Design Aerodinâmico	Passivo	Melhorar as propriedades aerodinâmicas do edifício para reduzir o coeficiente de força do vento	Cantos chanfrados e aberturas
Sistema Estrutural	Passivo	Aumento da massa do edifício para reduzir a proporção ar/massa da estrutura	Aumento no custo dos materiais
		Aumento da rigidez da estrutura ou da frequência natural para reduzir a velocidade adimensional do vento	Paredes de travamentos e seções maiores dos elementos
Atenuadores Auxiliares	Passivo	Adicionar materiais com propriedades que dissipam energia, aumentando a taxa de amortecimento do edifício	AM, AJM, AF, AVE, AV, AO
		Adicionar sistema auxiliar de massa para aumentar o nível de amortecimento	AMS, ALS
	Ativo	Gerar força de controle usando os efeitos inerciais para minimizar a resposta	AMA, AMH
		Gerar força de controle aerodinâmico para reduzir o coeficiente de força do vento ou minimizar a resposta	Rotor, jatos, apêndices aerodinâmicos
		Modificar a rigidez para evitar a ressonância	RVA

Legenda: AM - atenuadores metálicos; AJM - atenuadores de juntas metálicas; AF - atenuadores de fricção; AVE - atenuadores viscoelásticos; AV - atenuadores viscosos; AO - atenuadores a óleo; AMS - atenuadores de massa sintonizados; ALS - atenuadores de líquido sintonizados; AMA - atenuadores de massa ativos; AMH - atenuadores de massa híbridos; RVA - rigidez variável ativa.

Os atenuadores de dissipação indireta incorporam à estrutura principal um sistema inercial secundário acrescentando amortecimento indireto e modificando a resposta da estrutura. Os atenuadores mais comuns são os amortecedores de massa sintonizados (AMS), amortecedores líquidos sintonizados (ALS), amortecedores de coluna líquida (ACL) e os amortecedores de impacto (AI) (Rios, 2015).

Geralmente, os atenuadores passivos apresentam menor custo de instalação quando comparados aos demais sistemas de controle de vibração, possuem baixa manutenção, não necessitam de fontes externas de energia para atuarem, são facilmente incorporados à arquitetura da edificação, não oferecem risco quanto à estabilidade estrutural e sua vida útil costuma ser maior que a das estruturas as quais são projetados para redução dos efeitos das cargas dinâmicas (Taylor, 2010, Monteiro, 2011 e Rios, 2015).

Como os dispositivos passivos dependem do movimento da estrutura para entrarem em funcionamento, suas respostas costumam apresentar um retardo em relação à excitação e, também, apresentam a incapacidade de se ajustarem às variações do carregamento (Rios, 2015).

2.2 Atenuadores viscosos

Os atenuadores fluidos foram originalmente desenvolvidos para o isolamento de choque de equipamentos militares na década de 1960 (Constantinou e Symans, 1992 e Soong e Dargush, 1999). Como parte da estratégia militar dos Estados Unidos, esta tecnologia ficou sob sigilo durante o período da Guerra Fria. Ao término da guerra, na década de 1990, esta técnica foi largamente difundida e passou a ser utilizada em obras civis com a finalidade de redução dos efeitos provocados pelas cargas dinâmicas. (Taylor, 1999).

Esses amortecedores contêm um óleo de silicone compressível, que é forçado através do pistão de aço, com a cabeça de cobre. A cabeça do pistão possui orifícios que controlam o fluxo do fluido, aumentando seu desempenho. Esses amortecedores trabalham de forma uniaxial e são indicados para reduzir os deslocamentos em casos de sismos e as vibrações para cargas de ventos (Rios,

2015). A Figura 16 mostra um corte esquemático de um atenuador viscoso com seus principais componentes.

Existem diversas aplicações de atenuadores viscosos em obras civis por todo o mundo para a mitigação dos efeitos das cargas dinâmicas, como ventos, terremotos e vibrações causadas por veículos e pedestres.

Um dos exemplos é o edifício San Bernardino Justice Center, localizado em uma das regiões com maior atividade sísmica dos Estados Unidos. Este edifício foi projetado com 184 amortecedores fluidos para atender aos padrões do Conselho Judicial da Califórnia no que tange ao desempenho sísmico limitando danos e perdas de operação quando submetido a eventos de grandes terremotos, conforme mostrado na Figura 17 (Sarkisian, 2015 e Taylor Devices)

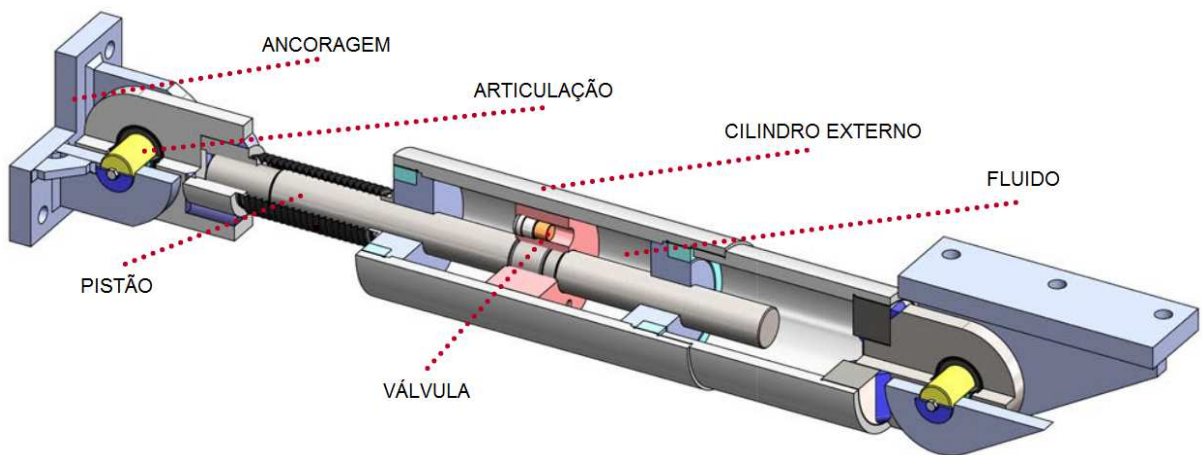


Figura 16 - Atenuador viscoso (adaptada de Alga, 2016).

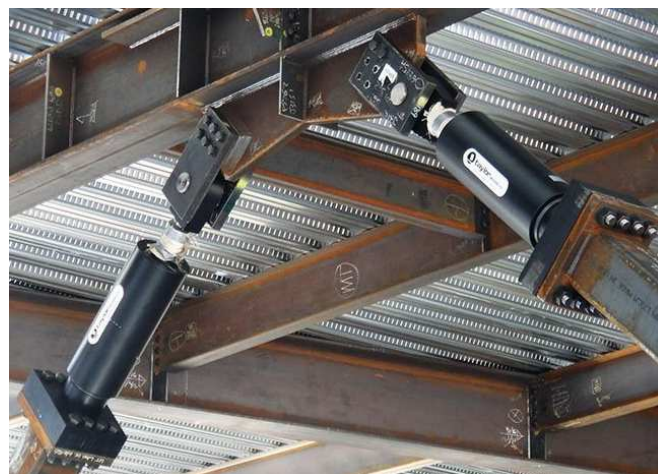


Figura 17 - Detalhe do sistema de proteção contra sismos implantado no edifício San Bernardino Justice Center, Califórnia, EUA (Taylor Devices).

No edifício de escritórios San Francisco Civic Center, mostrado na Figura 18, na Califórnia, Estados Unidos, com 14 andares foram inseridos 292 amortecedores fluidos durante a sua construção devida às falhas que ocorreram em outros edifícios com o mesmo sistema construtivo devido ao terremoto Northridge em 1994 (Taylor e Duflot, 2005).

Outra aplicação deste sistema de amortecedores fluidos é o projeto da nova linha de trem rápido que liga a região metropolitana de Washington ao aeroporto de Seattle (EUA), onde foram instalados 84 dispositivos com capacidade de até 650000 lbs e curso variando na ordem de ± 150 mm para controle do movimento de viadutos do sistema ferroviário provocado por sismos (Taylor Devices). Um detalhe da ligação dos atenuadores entre o pilar e o tabuleiro do viaduto é mostrado na Figura 19,

Amortecedores fluidos foram usados nas passarelas Millenium (Londres, Reino Unido) e Simone de Beauvoir (Paris, França) para suprimir os movimentos induzidos pelos pedestres (Dallard *et al.*, 2001 e Duflot e Taylor, 2008).



a) Perspectiva do edifício em construção



b) Detalhes dos amortecedores

Figura 18 - Sistema de amortecedores contra terremotos do edifício San Francisco Civic Center, Califórnia, EUA (CounterQuake e Taylor Devices).



Figura 19 - Sistema de controle de sismos (Seattle Central Light Rail, Seattle, EUA) (Taylor Devices).

Taylor (2003) apresenta um projeto do sistema de amortecedores implantado na Torre Mayor, mostrado na Figura 20 localizada na Cidade do México para a redução dos efeitos de sismos. O edifício com 55 pavimentos e 225 m de altura apresenta 98 amortecedores fluidos, sendo 74 distribuídos nas diagonais do núcleo com capacidade de 600 kips (2669 kN) e outros 24 na fachada com capacidade de 1200 kips (5338 kN), conforme ilustrado na Figura 21. Segundo Rios (2015), este sistema de controle de vibração custou aproximadamente 1,6% do custo total da obra e possibilitou uma redução de 21% na quantidade total de aço.

A Tabela 4 apresenta alguns projetos de edifícios ao redor do mundo que receberam sistemas de controle de movimentos induzidos pelo vento com a utilização de atenuadores viscosos.

Segundo Rios (2015), esse tipo de amortecedor também é utilizado em pontes estaiadas para mitigar os efeitos dinâmicos do vento como a Pomeroy-Mason bridge (Grove City, EUA), Waldo-Penebscot river bridge (Verona, EUA); Weirton-Steubenville bridge (Weirton, WV); Veteran Memorial bridge (Groves, EUA) e Cochrane bridge (Mobile, EUA) e em estádios, como o Ralph Wilson Stadium (Buffalo, EUA) e Minute Maid Park (Houston, EUA) e Pacific Northwest Baseball Stadium (Seattle, EUA) (Taylor e Duflot, 2005)

Yongqi *et al.* (2008) apresentaram um estudo sobre a utilização de atenuadores fluidos para proteção de pontes na China contra ações dinâmicas de terremotos, ventos, veículos e outras fontes de vibração, conforme apresentada na Tabela 5.



Figura 20 - Edifício Torre Mayor, Cidade do México, México (Wikipedia).

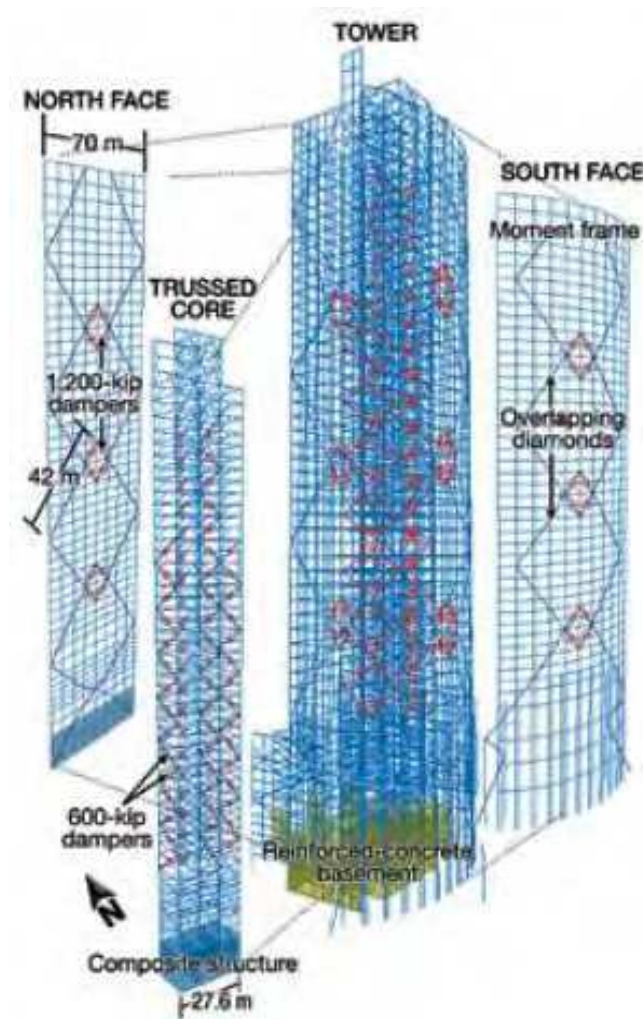


Figura 21 - Sistema de amortecedores implantado na Torre Mayor, Cidade do México, México (Taylor, 2003).

Tabela 4 - Projetos de atenuadores fluidos para redução dos efeitos do vento em edifícios
(Taylor Devices India)

Edifícios	Cidade	Ano	Total	Especificação
250 West 55th Street	Nova Iorque	2009	7	1690 kN ± 100 mm
Dubai Racetrack Stadium	Dubai	2009	108	885 kN ± 50 mm 1280 kN ± 50 mm 1370 kN ± 50 mm
Solomon R. Guggenheim Museum	Nova Iorque	2008	54	20 kN ± 30 mm
Beijing 7 Star Morgan Plaza Hotel	Pequim	2007	108	1000 kN ± 40 mm 1000 kN ± 100 mm 1500 kN ± 150 mm
Stamford Building	Auckland	2007	12	25 kN ± 150 mm
Parklane Apartments	Wellington	2003	8	10 kN ± 89 mm
Pearson Airport Control Tower	Toronto	2003	8	31 kN ± 89 mm
Boise Airport	Boise	2002	8	445 kN ± 57 mm 756 kN ± 84 mm 979 kN ± 127 mm
111 Huntington Avenue	Boston	2000	60	1300 kN ± 101 mm
Millennium Tower	Boston	2000	40	445 kN ± 125 mm
Yerba Buena Tower	San Francisco	2000	20	445 kN ± 125 mm
Minute Maid Park (Ballpark at Union Station)	Houston	1999	16	300 kN ± 153 mm
Hyatt Park Tower	Chicago,	1999	10	22 kN ± 265 mm 45 kN ± 300 mm 45 kN ± 500 mm 175 kN ± 100 mm
SAFECO Field (New Pacific Northwest Baseball Park)	Seattle	1998 1999	36	890 kN + 400 mm 1780 kN + 100 mm
SAFECO Field (New Pacific Northwest Baseball Park)	Seattle	1998	8	3600 kN ± 381 mm
Quebec Iron and Titanium Smelter	Tracy	1997	22	130 kN ± 100 mm 225 kN ± 100 mm 450 kN ± 64 mm
28 State Street	Boston	1996	40	670 kN ± 25 mm
Petronas Twin Towers	KLCC	1995	12	10 kN ± 50 mm
Ralph Wilson Stadium	Buffalo	1993	12	50 kN ± 460 mm

Tabela 5 - Pontes na China com sistemas de amortecedores para controle de terremotos
(Yongqi *et al.*, 2008)

Tipo	Pontes	Ano	Total	Especificação
Vigas contínuas	Rio Jilin Songhua	2007	16	1800 kN ± 140 mm
	3ª ponte sobre o Rio Nanjing Yangtze	2005	54	1500 kN ± 150 mm
Estaiada	Rio Sutong Yangtze	2007	8	3025/10000 kN ± 750/850 mm
	Jintang	2008	4	2750 kN ± 350 mm
	Rio Penxi	2007	4	1600 kN ± 200 mm
	Jiangjin	2008	4	1200 kN ± 200 mm
	Suramadu	2008	4	2400 kN ± 486 mm
	Shangxi Xishenhe	2008	4	1500 kN ± 300 mm
	Hubei Edong	2008	4	1000 kN ± 600 mm
	Rio Meixi	2007	4	1600 kN ± 200 mm
	Jiangyin	2007	4	1000 kN ± 1000 mm
	Xihoumen	2007	4	1000 kN ± 1100 mm
	Rio Yuzui Yangtze	2008	4	1500 kN ± 550 mm
	Leste Hangzhou (1)	2008	4	2000 kN ± 300 mm
	Leste Hangzhou (2)	2008	4	2000 kN ± 300 mm
Outros	Jiangyin	2008	8	8.9 kN ± 25 mm
	Hangzhou Bay Bridge Visit Tower	2009	8	20 kN ± 250 mm

2.3 Modelagem do comportamento estrutural dos atenuadores viscosos

Considerando a carga lateral do vento $[V(t)]$, atuando em um sistema com um grau de liberdade (S1GL), como mostrado na Figura 22, a equação de movimento da estrutura é dada pela Equação (17), onde m consiste na massa do sistema, c amortecimento estrutural, k a rigidez total e c' representa o amortecimento adicional do atenuador.

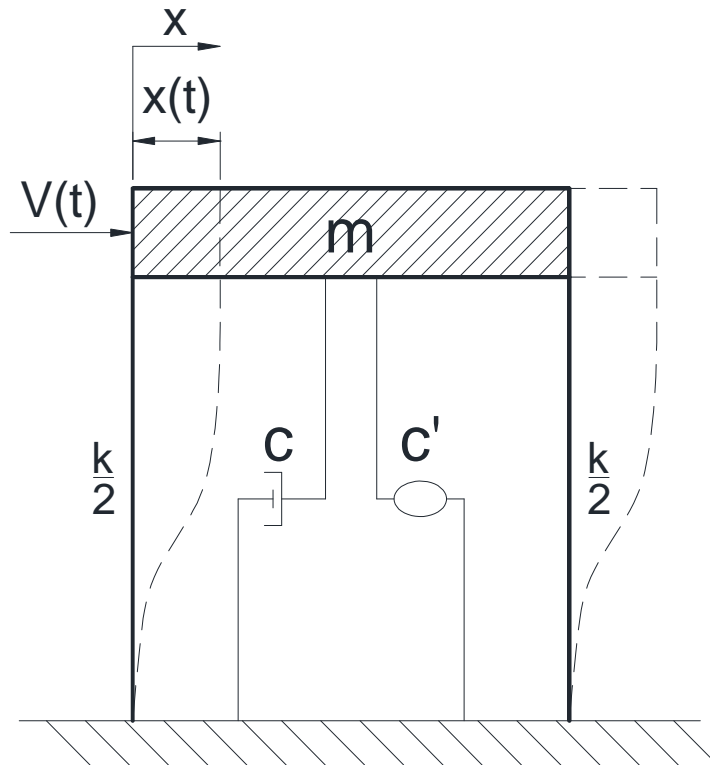


Figura 22 - Sistema com um grau de liberdade (S1GL) com elemento de controle passivo.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx + f_a = V(t) \quad (17)$$

A força devida ao atenuador (f_a) aplicada no sistema é obtida pela Equação (18) em função do coeficiente de amortecimento (c'), da velocidade relativa entre as extremidades do atenuador (v_a) e do parâmetro exponencial (λ).

$$f_a = -c' v_a^\lambda \quad (18)$$

Coeficiente de amortecimento (c') depende do diâmetro do pistão e da área dos furos localizados na cabeça do pistão e da viscosidade do fluido. O parâmetro exponencial λ é a relação entre a força e a velocidade do atenuador. Segundo Taylor (2010), para estruturas com demanda sísmica predominantes em relação ao vento, os valores de λ variam entre 0,3 e 1,0. Por outro lado, estruturas sujeitas ao vento, usam-se, tipicamente, valores de λ de 0,7 a 1,0. Segundo Monteiro (2011), o

parâmetro λ pode variar de 0,1 a 1,8. Neste estudo, adota-se para o parâmetro exponencial λ valor igual a 1,0, desta forma os atenuadores passivos apresentam um comportamento linear.

Estes dispositivos permitem uma redução das tensões e deformação de uma estrutura, reduzindo os danos causados nos elementos estruturais e não estruturais, durante atividades sísmicas (Taylor e Dufloot, 2005). Segundo Rios (2015), com a utilização de amortecedores fluidos em edifícios é possível reduzir a rigidez lateral da estrutura, uma vez que os amortecedores contribuem no enrijecimento, sem a necessidade de criar seções mais rígidas. A experiência mostra que este sistema de dissipação pode diminuir em de cerca de 50% das acelerações e deslocamentos entre pisos (Hussain *et al.*, 2007).

Para a especificação dos atenuadores viscosos, recomenda-se um fator de segurança igual a 1,5 para o cálculo da força resistente dos dispositivos (Rios, 2015). Miyamoto *et al.* (2010) concluíram que o aumento do fator de segurança na concepção dos amortecedores é mais rentável, melhora seu desempenho significativamente e, em situações sísmicas, reduz a probabilidade de colapso estrutural.

Estes dispositivos são projetados para atuarem no modo de vibração mais importante da estrutura, geralmente na faixa entre 0 e 2 Hz e apresentam sensibilidade para baixas amplitudes da ordem de 0,02 mm (Rios, 2015).

Para a modelagem dos atenuadores viscosos adotados no presente estudo, foram utilizadas diferentes taxas do amortecimento crítico da estrutura, variando entre 10% e 40% (10% e 40% C_{cr}). Deste modo, a Equação (19) apresenta o cálculo do amortecimento crítico referente ao j-ésimo modo de vibração do sistema estrutural investigado, obtido em função da frequência do j-ésimo modo (f_j), em Hz, e da massa modal do j-ésimo modo (M_j) (Clough e Penzien, 1993).

$$C_{cr} = 4\pi f_j M_j \quad (19)$$

Os dispositivos de controle de vibração foram definidos para a frequência natural de vibração de 0,15 Hz (frequência fundamental: $f_{01} = 0,15$ Hz) referente ao primeiro modo de vibração do edifício misto (aço-concreto) [modelo estrutural II (ME-

II)], com predominância dos esforços de flexão. As propriedades modais dos sistemas estruturais analisados neste trabalho são apresentadas efetivamente no capítulo 5. Em seguida, a Tabela 6 apresenta os valores dos coeficientes de amortecimento dos atenuadores viscosos adotados para a redução dos efeitos dinâmicos provocados pela ação do sobre edifício misto (aço-concreto) [modelo estrutural II (ME-II), ver Capítulo 3].

Tabela 6 - Valores dos coeficientes de amortecimento dos atenuadores viscosos

Taxa de amortecimento	Coeficiente de amortecimento
10% C_{cr}	1567 kNs/m
20% C_{cr}	3134 kNs/m
30% C_{cr}	4701 kNs/m
40% C_{cr}	6268 kNs/m

Neste capítulo foi descrito o sistema passivo de controle de vibração para a mitigação dos efeitos induzidos pela ação dinâmica do vento na estrutura com base na utilização de atenuadores viscosos. No capítulo três serão apresentados os modelos estruturais, os quais terão seus comportamentos dinâmicos investigados sob a ação não determinística do vento.

3 MODELOS ESTRUTURAIS

3.1 Generalidades

Este capítulo aborda as características referentes aos projetos estruturais dos edifícios investigados no presente estudo. A primeira estrutura trata-se de um edifício em concreto armado de 42 andares e a segunda está associada a um edifício em estrutura mista (aço-concreto) de 48 andares. São apresentadas todas as informações relacionadas às geometrias das estruturas, propriedades das seções e perfis utilizados, as características físicas dos materiais e os parâmetros de projeto adotados.

3.2 Modelo estrutural I (ME-I): edifício de concreto armado

O primeiro modelo estrutural investigado está associado a um edifício em concreto armado de 42 pavimentos, pé-direito de 2,95 m, altura total de 123,9 m e dimensões em planta de 16,70 m por 14,45 m, conforme mostrado na Figura 23. O edifício apresenta lajes maciças com espessura de 8 cm e lajes nervuradas bidirecionais com altura total de 26 cm, sendo 21 cm da nervura e 5 cm de capa (Borges, 2009).

Para o sistema estrutural investigado foram adotados valores para a resistência característica do concreto (f_{ck}) e módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) para uma determinada faixa de pavimentos, conforme Tabela 7 (Borges, 2009). Considerou-se para o concreto coeficiente de Poisson (ν) igual a 0.2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. Também foram consideradas cargas usuais de projeto (cargas permanentes e acidentais) aplicadas nas lajes de todos os pavimentos.

3.3 Modelo estrutural II (ME-II): edifício misto (aço-concreto)

O segundo modelo estrutural refere-se a um edifício em estrutura mista (aço-concreto) de 48 pavimentos, pé-direito de 3,60 m, altura total de 172,80 m, dimensões em planta de 45 m por 32 m e com núcleo central de 27 m x 9 m, conforme ilustrado na Figura 24 (Rios, 2015).

O edifício apresenta lajes em concreto armado com espessura de 15 cm. As vigas principais são compostas por perfis laminados W460x106 e as secundárias por W410x60, todas em aço ASTM A572. Os pilares são compostos por perfis do tipo HD, em aço ASTM A913, com bitola variando na altura da edificação, conforme mostrado na Tabela 8. O núcleo central apresenta diagonais de travamento em X com perfis do tipo HP310x94, conforme ilustrado na Figura 25. As diagonais associadas aos atenuadores são compostas por perfis HP250x85 (Rios, 2015).

Tabela 8 - Perfis laminados dos pilares do modelo estrutural II (Rios, 2015)

Pavimentos	Pilares do núcleo central	Pilares de fachada
1º ao 10º	HD400x990	HD400x551
11º ao 20º	HD400x818	HD400x382
21º ao 30º	HD400x667	HD320x245
31º ao 40º	HD400x421	HD260x172
41º ao 48º	HD400x187	HD260x114

Em relação às características físicas dos materiais adotados neste modelo estrutural, o concreto armado tem resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa, módulo de elasticidade (E_c) de 26 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³, o aço tem resistência característica (f_y) de 345 MPa, módulo de elasticidade (E_s) de 205 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3 e peso específico (γ_s) de 78,5 kN/m³. Foram adotadas cargas (permanentes e acidentais) usuais de projeto em todas as lajes do edifício, conforme as normas técnicas pertinentes.

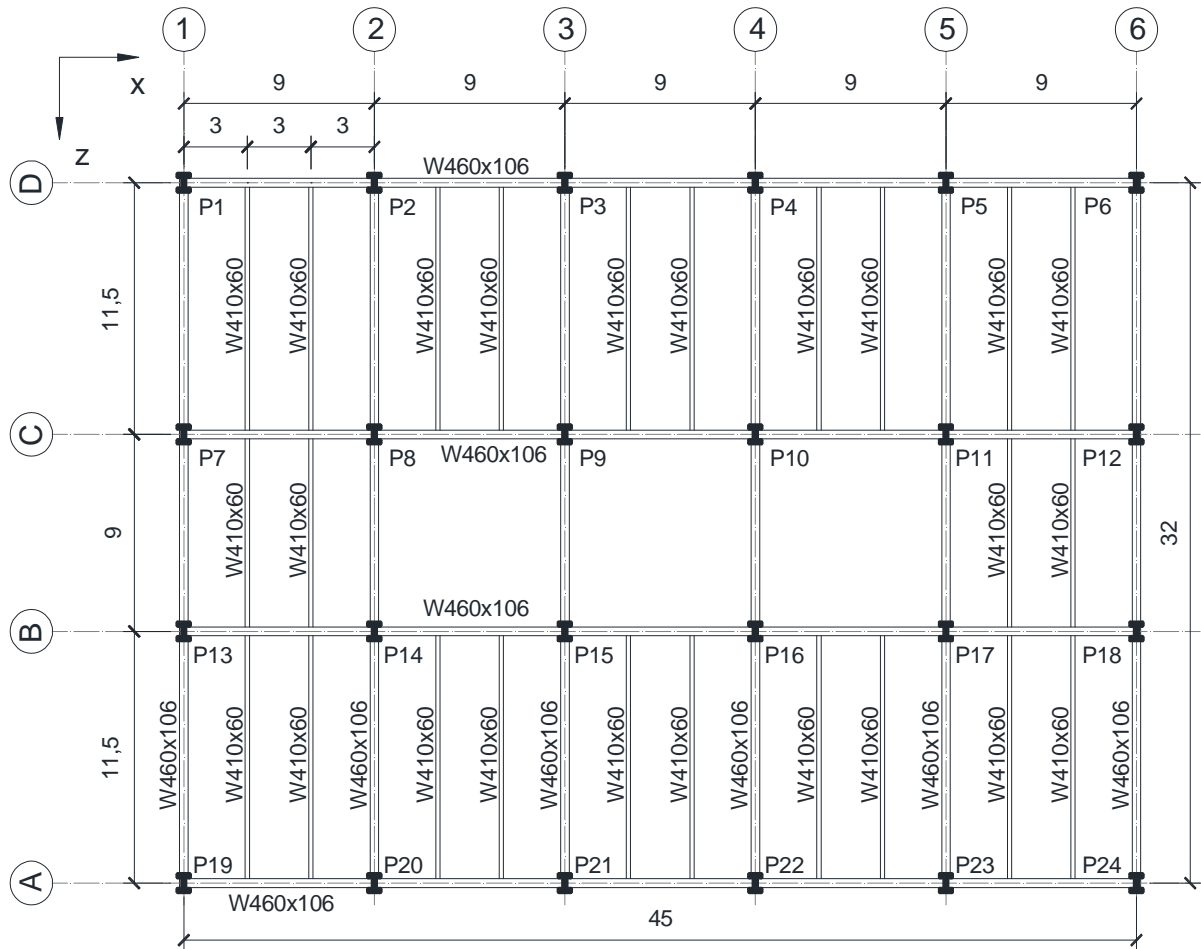
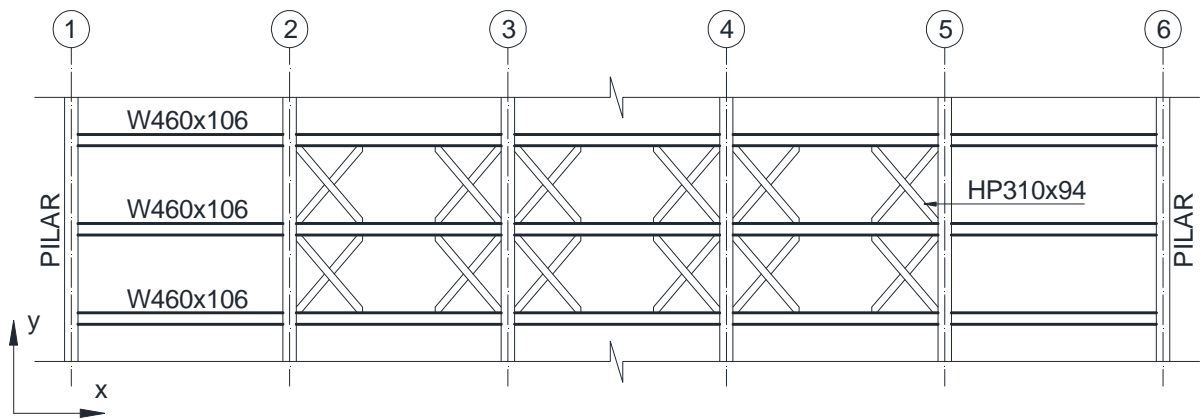
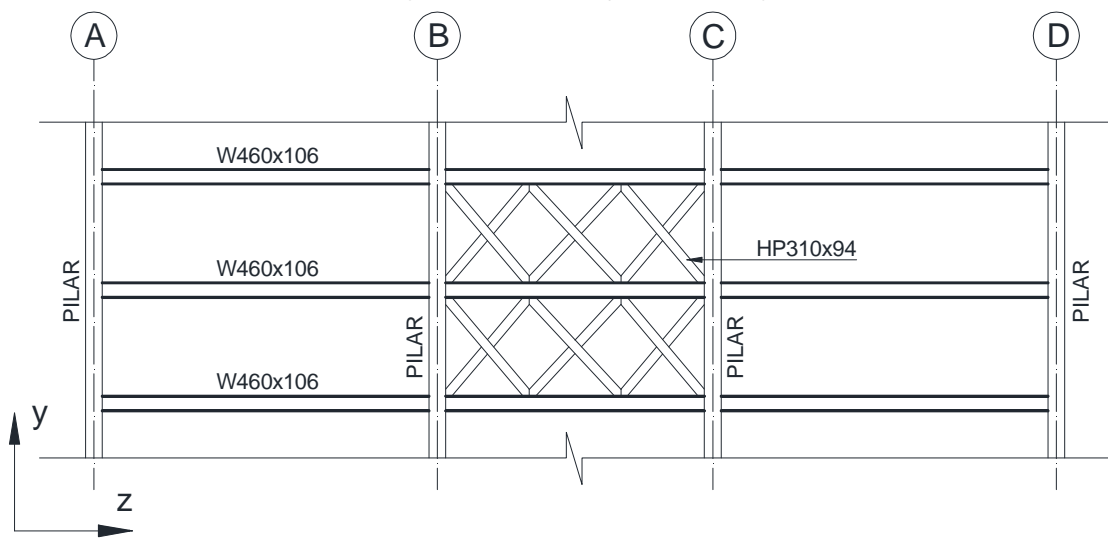


Figura 24 - Planta baixa do pavimento tipo do modelo estrutural II (adaptada de Rios, 2015).

Com o objetivo de reduzir as vibrações induzidas pela ação dinâmica do vento, foi adicionado ao modelo estrutural um sistema de controle composto por atenuadores passivos, como descrito no Capítulo 2. Ao todo são 288 dispositivos, sendo seis por pavimento, localizados nos planos verticais 1 e 6 (fachadas laterais, ver Figura 24), paralelos à direção de aplicação da carga de vento (direção z). A Figura 26 mostra o esquema com a disposição dos atenuadores viscosos na fachada da estrutura.



a) Vista frontal (eixos B e C).



b) Vista lateral (eixos 2 a 5).

Figura 25 - Sistema de travamento lateral do modelo estrutural II.

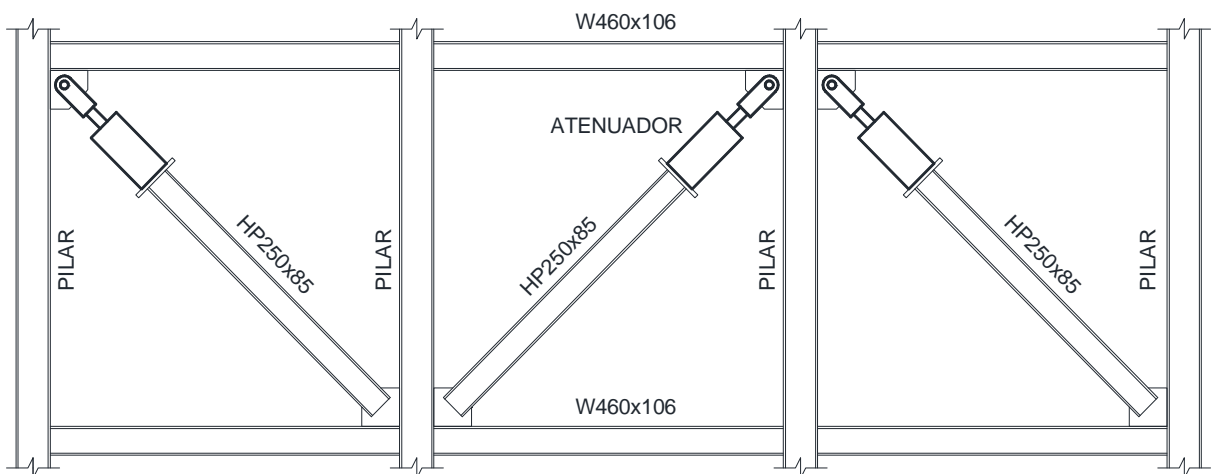


Figura 26 - Esquema dos atenuadores do modelo estrutural II.

3.4 Modelagem da interação solo-estrutura

A prática corrente dos escritórios de cálculo estrutural normalmente desconsidera a interação solo-estrutura na obtenção dos esforços dos elementos estruturais das cargas transmitidas ao terreno através das fundações, portanto o cálculo é baseado na hipótese de apoios indeslocáveis.

Dessa consideração decorre que os recalques são estimados isoladamente para cada elemento de fundação, a partir da hipótese de que esse elemento possa se deslocar de forma independente dos demais, ou seja, essa metodologia estabelece uma independência fictícia entre o solo de fundação e a estrutura, desprezando os efeitos provocados na estrutura, em razão da deformação do solo (Borges, 2009).

Em virtude da real dependência existente, discute-se a modelagem numérica desse problema. A estrutura e os elementos de fundação têm solução, embora complexa já mais conhecida, quanto ao solo, esse constitui o elemento mais complexo devido à variabilidade de características em que é encontrado na natureza, como heterogeneidade, anisotropia e comportamento não linear entre força e deslocamento, além dos efeitos da variação da quantidade de água presente em sua constituição. Portanto, o conhecimento da resposta do solo quando submetido a forças externas constitui um fator de fundamental importância na análise de problemas de interação solo-estrutura. Essa avaliação da resposta do solo é feita da mesma forma que a estrutura, com base nas relações tensão-deformação, que constituem a descrição matemática das propriedades mecânicas dos materiais (Borges, 2009).

Um dos métodos mais adotados para a consideração da interação solo-estrutura baseia-se nas hipóteses do modelo desenvolvido por Winkler em 1867. Neste modelo, o solo é simulado por um conjunto de molas independentes com comportamento elástico linear, admitindo que as cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos somente no ponto de aplicação da mesma, ou seja, o efeito da continuidade do meio não é considerado. A rigidez das molas, designada pelo coeficiente de reação (k_v) apresentado na Equação (20), é definida como sendo a pressão (q) necessária para provocar um deslocamento unitário (y) (Mendonça, 2012).

$$k_v = \frac{q}{y} \quad (20)$$

O coeficiente de reação (k_v) não constitui uma propriedade do solo, mas sim, está atrelado a diversos fatores como a forma e dimensões da fundação, o tipo de construção e flutuações de carregamento. É possível se determinar o coeficiente de reação (k_v) através de tabelas típicas, por meio de ensaios de placa e correlações com as propriedades elásticas do maciço de solo, ou ainda pelo recalque vertical estimado. A estrutura permanece apoiada sobre apoios elásticos capazes de transmitir translações nos eixos cartesianos proporcionalmente ao carregamento aplicado (Mendonça, 2012).

O modelo de Winkler é o mais utilizado para a simulação da interação solo-estrutura, embora este modelo não represente, na totalidade, a realidade física do problema. Uma desvantagem da hipótese de Winkler é que os deslocamentos de um ponto não são influenciados pelas tensões e forças de outros pontos no interior do solo. Além disso, o coeficiente de reação (k_v) depende das dimensões da fundação. Entretanto ao contrário disso, o método tem sido muito empregado porque o método de análise é relativamente simples e possui várias correlações empíricas para a estimativa do módulo (Mendonça, 2012). A Tabela 9 apresenta faixas de valores padronizados para o coeficiente de reação vertical (k_v) para argilas e areias, onde (q_u) corresponde à resistência à compressão não drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e dimensão da sapata. A Tabela 10 apresenta os valores de coeficiente de reação vertical (k_v) para vários tipos de solo.

Segundo Terzaghi (1955) coeficiente de reação horizontal (k_h) para estacas em solos coesivos (argilas), independe da profundidade da estaca, pode ser determinado pela Equação (21), onde k_{s1} é um módulo para uma placa horizontal de 0,3048 m (1 ft) de lado e d_c representa a largura da coluna em metros. A Tabela 11 apresenta os valores típicos de k_{s1} para argilas pré-adensadas.

Tabela 9 - Valores de k_v em kN/m^3 (Mendonça, 2012)

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	>0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	>64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Medianamente compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Tabela 10 - Valores de k_v em kN/m^3 (Mendonça, 2012)

Tipo de solo	k_v (kN.m^3)
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila saturada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactada com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com areia compactada	200.000 a 250.000

$$k_h = \left(\frac{0,3048}{1,5d_c} \right) k_{s1} \quad (21)$$

Tabela 11 - Valores típicos de k_{s1} em kN/m^3 (Terzaghi, 1955)

Consistência da argila	k_{s1}
Argila Rija	26486
Argila Muito Rija	52972
Argila Dura	105944

Para estacas em solos não coesivos (areia), admite-se que o coeficiente de reação horizontal (k_h) varia linearmente com a profundidade de acordo com a Equação (22), onde n_h é um parâmetro de rigidez para solos não coesivos, z_e é a profundidade da estaca e d_e a largura da estaca. A Tabela 12 apresenta valores típicos de n_h obtidos por Terzaghi (1955), em função da densidade relativa do solo arenoso, sob condição seca e submersa.

$$k_h = n_h \frac{z_e}{d_e} \quad (22)$$

Tabela 12 - Valores típicos de n_h em kN/m^3 (Terzaghi, 1955)

Densidade relativa	n_h (seca)	n_h (submersa)
Areia Fofa	2500	1500
Areia Média	7000	4500
Areia Densa	18000	11000

A partir dos valores do módulo de reação da base elástica (k_h) e da largura da coluna (d_c), determina-se o parâmetro de rigidez da fundação (k_0), que é definido pela Equação (23):

$$k_0 = k_h d_c \quad (23)$$

Borges (2009), em sua tese de doutorado, apresenta uma metodologia para a avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado,

considerando análises elásticas lineares e não lineares (físicas e geométricas), análises dinâmicas e a interação solo-estrutura.

A Figura 27 ilustra o perfil geotécnico do solo da fundação original referente ao edifício em concreto armado (ME-I), no entanto, por simplificação foi adotado este perfil para ambos os modelos estruturais investigados nesta investigação. A Tabela 13 apresenta os valores dos coeficientes de rigidez das molas que representam o efeito da interação solo-estrutura no modelo estrutural I (ME-I).

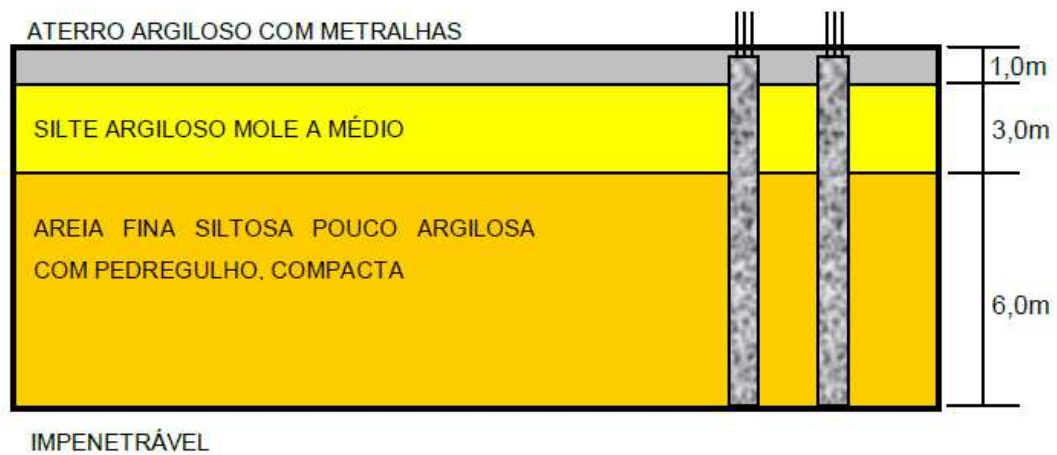


Figura 27 - Perfil geotécnico do solo (Borges, 2009).

Tabela 13 - Coeficiente de rigidez das molas em kN/m do modelo estrutural I (Borges, 2009)

Pilar	K_x	K_y	K_z
1	6854000	6854000	5417110
2	6854000	6854000	5417110
3	6854000	6854000	5417110
4	6854000	6854000	5417110
5	4278990	4278990	4278990
6	4278990	4278990	4278990
7	4278990	4278990	4278990
8	4278990	4278990	4278990
9	4278990	4278990	4278990
10	1638000	1638000	3215430
11	17123280	6451610	6451610
12	6854000	6854000	5417110
13	6854000	6854000	5417110

A partir do perfil geotécnico mostrado na Figura 27 e do mapa de cargas, foram estimados os coeficientes de rigidez das molas que simulam os efeitos da interação solo estrutura sobre o edifício misto (ME-II). A Tabela 14 apresenta os valores destes coeficientes de rigidez adotados para o modelo estrutural II.

Tabela 14 - Coeficiente de rigidez das molas em kN/m do modelo estrutural II

Pilar	Kx	Ky	Kz
1	5254000	4717110	5254000
2	5254000	4717110	5254000
3	5254000	4717110	5254000
4	5254000	4717110	5254000
5	5254000	4717110	5254000
6	5254000	4717110	5254000
7	5254000	4717110	5254000
8	4078990	5651610	4078990
9	4078990	5651610	4078990
10	4078990	5651610	4078990
11	4078990	5651610	4078990
12	5254000	4717110	5254000
13	5254000	4717110	5254000
14	4078990	5651610	4078990
15	4078990	5651610	4078990
16	4078990	5651610	4078990
17	4078990	5651610	4078990
18	5254000	4717110	5254000
19	5254000	4717110	5254000
20	5254000	4717110	5254000
21	5254000	4717110	5254000
22	5254000	4717110	5254000
23	5254000	4717110	5254000
24	5254000	4717110	5254000

Neste capítulo, foram descritos os modelos estruturais investigados no presente estudo, apresentando suas principais características e dos materiais empregados. Também foram definidos os coeficientes de mola que simulam o efeito da interação solo-estrutura nestes sistemas estruturais. No capítulo quatro será apresentada a modelagem numérica das estruturas investigadas neste estudo, utilizando o método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional ANSYS (2009). Os modelos numéricos são necessários para a avaliação da resposta dinâmica dos edifícios.

4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo, será apresentado o processo de modelagem numérico-computacional dos sistemas estruturais abordados no capítulo anterior. Os modelos computacionais são necessários para a avaliação do comportamento estrutural dos edifícios investigados no presente trabalho de pesquisa. São abordados a discretização em elementos finitos das estruturas investigadas, as condições de contorno e a modelagem dos atenuadores passivos.

4.2 Modelagem numérico-computacional dos edifícios investigados

Os modelos numéricos são desenvolvidos empregando-se técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos (MEF), por meio da utilização do programa computacional ANSYS (2009). Estes modelos possuem um grau de refinamento adequado, permitindo uma ótima representação do comportamento estrutural dinâmico dos edifícios.

Os modelos numéricos tridimensionais foram desenvolvidos utilizando o elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2009) para representar as lajes maciças e a capa das lajes nervuradas, no caso do modelo estrutural I (ME-I) (concreto armado). Os pilares, vigas, diagonais de travamento e as diagonais associadas aos atenuadores passivos e as nervuras (ME-I) foram simulados através do elemento finito tridimensional de viga BEAM44 (ANSYS, 2009). As molas que representam a interação solo-estrutura são simuladas com base no emprego de um elemento de mola com capacidade de deformação uniaxial COMBIN14 (ANSYS, 2009).

O elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) é um elemento uniaxial composto por dois nós e cada nó possui seis graus de liberdade: translação nas direções x, y, e z e rotação nos eixos x, y, e z. O elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2009) é definido por quatro nós apresentando seis graus de liberdade em

cada nó: três translações e três rotações associadas às direções x , y , e z . O elemento finito COMBIN14 (ANSYS, 2009) é um elemento mola-amortecedor de deformação uniaxial (tração e compressão) com dois nós e três graus de liberdade por nó: translação nas direções x , y e z .

Na modelagem numérico-computacional dos sistemas estruturais investigados (ME-I e ME-II) foi considerado que todos os materiais trabalham no regime linear-elástico e que as seções planas permanecem planas no estado deformado. De maneira a garantir-se a compatibilidade de deformações entre os nós dos elementos de viga tridimensionais e os elementos de casca são empregadas conexões do tipo *off-set* na ligação existente entre as lajes de concreto armado e as vigas [concreto armado (ME-I) e metálicas (ME-II)]. Assim sendo, para o funcionamento apropriado da conexão do tipo *off-set* é necessária a consideração da excentricidade (e), conforme ilustrado a seguir na Figura 28.

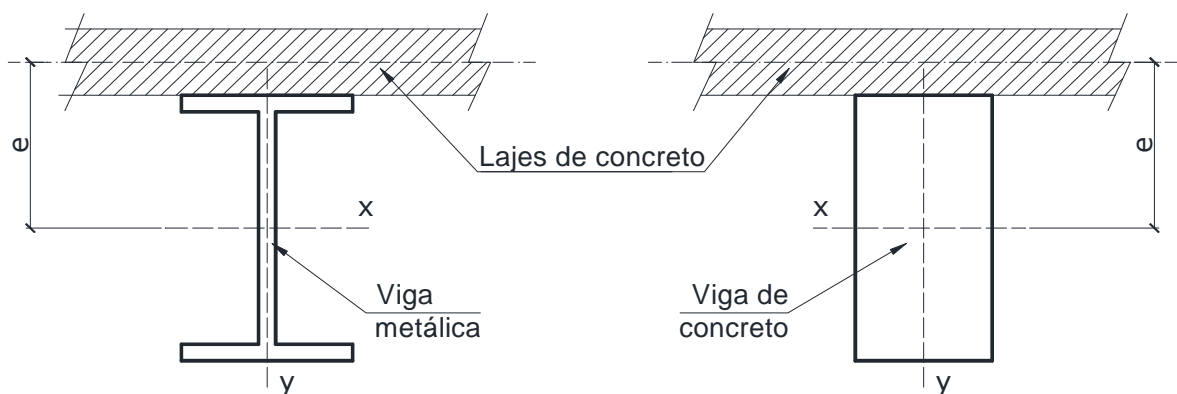


Figura 28 - Excentricidade entre os elementos de laje e vigas.

4.3 Modelo em elementos finitos (ME-I): edifício de concreto armado

O modelo numérico-computacional que representa o edifício de concreto armado, comumente denominado de modelo estrutural I (ME-I), ilustrado na Figura 29, apresenta 690828 graus de liberdade, 115186 nós, 102228 elementos de casca SHELL63 (ANSYS, 2009), 96847 elementos de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) e 39 elementos de mola COMBIN14 (ANSYS, 2009). A Figura 30 mostra uma vista inferior do modelo em elementos finitos para identificação das nervuras. As

condições de contorno foram aplicadas sobre o modelo numérico na base da edificação, considerando-se o efeito da interação solo-estrutura. Para tal, foram utilizados elementos de mola em relação às direções x, y e z, com coeficientes de rigidez definidos a partir do perfil geotécnico do solo e, bem como, dos valores das cargas de fundação nos pilares, de acordo com a Tabela 13.

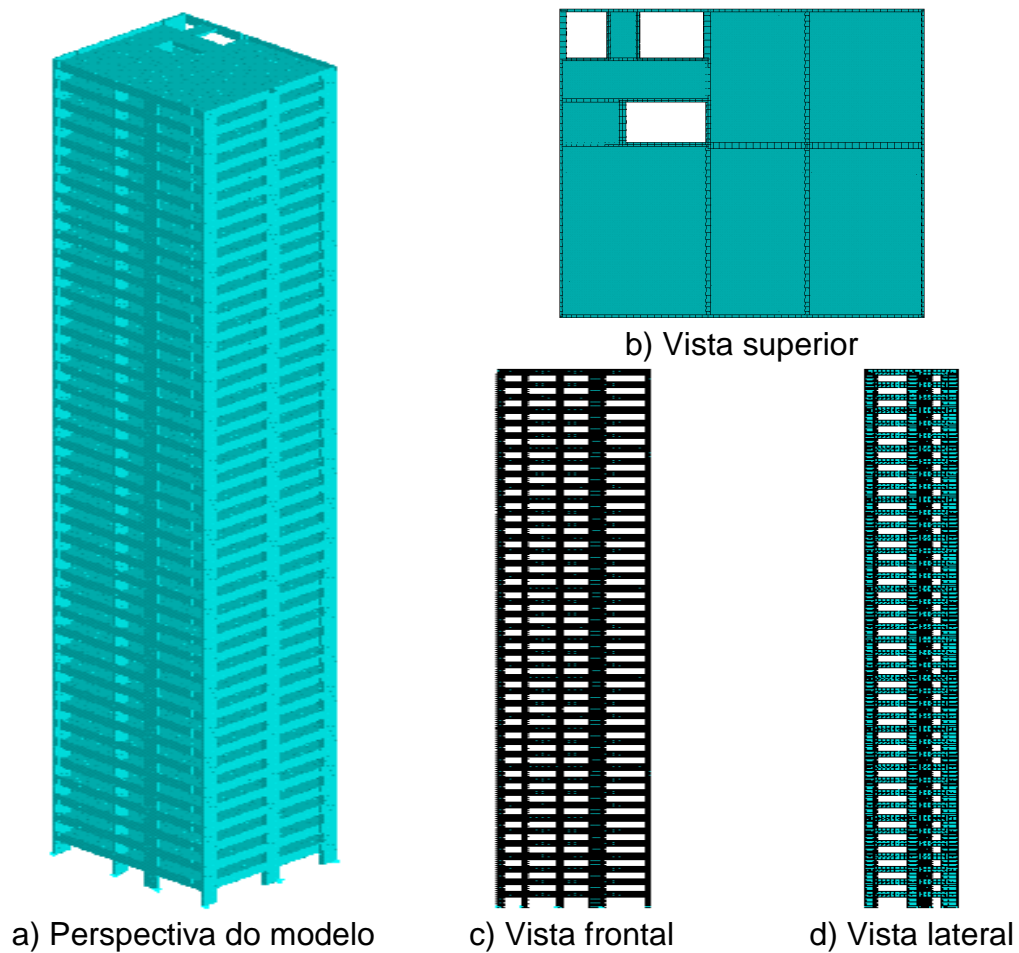


Figura 29 - Modelo em elementos finitos do edifício em concreto armado (ME-I).

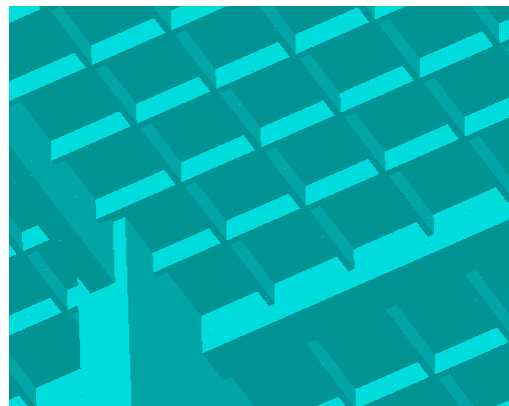


Figura 30 - Detalhe das nervuras das lajes do modelo estrutural I.

4.4 Modelo em elementos finitos (ME-II): edifício misto (aço-concreto)

O modelo em elementos finitos representativo do edifício misto (aço-concreto), chamado comumente de modelo estrutural II (ME-II), possui 87188 nós, 59616 elementos finitos de casca SHELL63 (ANSYS, 2009), 55008 elementos finitos de viga BEAM44 (ANSYS, 2009), 360 elementos de mola COMBIN14 (ANSYS, 2009) e possui 520908 graus de liberdade. A Figura 31 apresenta o modelo em elementos finitos referente ao modelo estrutural II (ME-II). As condições de contorno foram aplicadas ao modelo numérico na base dos pilares considerando-se o efeito da interação solo-estrutura. Novamente, foram empregados elementos de mola em relação às direções x, y e z, com coeficientes de rigidez definidos a partir do perfil geotécnico do solo e, bem como, dos valores das cargas de fundação nos pilares, de acordo com a Tabela 14.

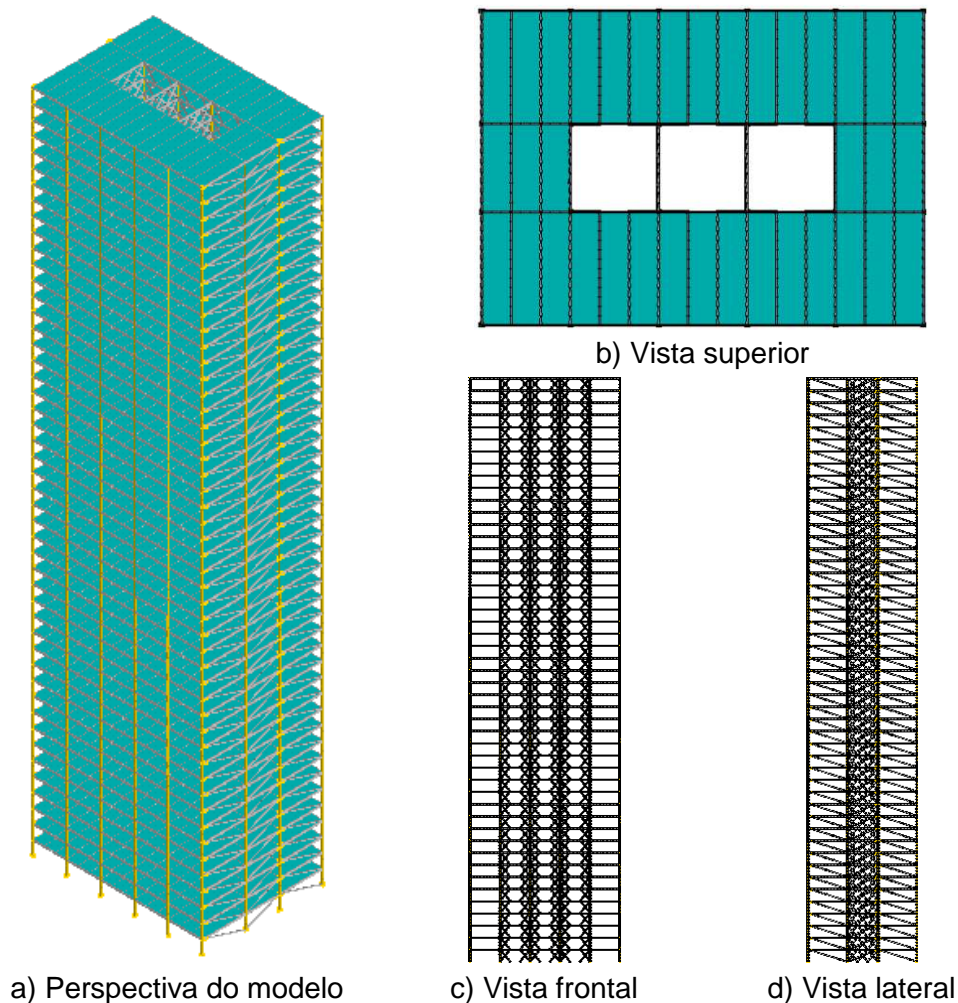


Figura 31 - Modelo em elementos finitos (ME-II).

Cabe ressaltar, ainda, que pelo fato do modelo estrutural II (ME-II) ser do tipo misto (aço-concreto), neste trabalho de pesquisa foi considerado que a interação entre os materiais aço e concreto é do tipo completa (interação total aço-concreto).

4.5 Modelagem do amortecimento estrutural

Amortecimento é definido como o processo pelo qual a energia do movimento vibratório é dissipada. Porém, a avaliação do amortecimento estrutural é uma tarefa complexa, pois sua determinação não está ligada a geometria da estrutura e dimensões dos componentes estruturais ou do amortecimento dos materiais empregados, segundo Clough e Penzien (1993).

É impossível determinar os coeficientes da matriz de amortecimento diretamente a partir das dimensões estruturais, tamanho dos elementos estruturais e as propriedades de amortecimento dos materiais estruturais utilizados. Portanto, o amortecimento é geralmente especificado por valores numéricos para as taxas de amortecimento modais e estes são suficientes para análise de sistemas lineares com amortecimento clássicos. A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos através de ensaios experimentais. Entretanto, a realização destes ensaios muitas das vezes demanda tempo e custo que na maioria dos casos é muito elevado (Chopra, 2007).

Usualmente, utiliza-se a matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera a contribuição da matriz de massa (α) e outra da matriz de rigidez (β), de acordo com a Equação (24). Define-se M a matriz de massa e K a matriz de rigidez do sistema (Clough e Penzien, 1993 e Chopra, 2007).

A taxa de amortecimento para o i-ésimo modo pode ser dada pela Equação (25), onde ω_{0i} representa a frequência natural circular em rad/s.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (24)$$

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \omega_{0i}} + \frac{\beta \omega_{0i}}{2} \quad (25)$$

Isolando os parâmetros α e β da Equação (25), para as duas frequências mais importantes adotadas como referência (ω_{01} e ω_{02}), obtém-se as Equações (26) e (27). As deduções matemáticas para o amortecimento de Rayleigh são encontradas em Clough e Penzien (1993).

$$\alpha = 2 \xi_1 \omega_{01} - \beta \omega_{01} \omega_{01} \quad (26)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2 \omega_{02} - \xi_1 \omega_{01})}{\omega_{02} \omega_{02} - \omega_{01} \omega_{01}} \quad (27)$$

A partir dos valores de duas frequências naturais de vibração relevantes para a resposta estrutural dinâmica do sistema investigado, é possível calcular os valores de α e β . Em geral, a frequência natural ω_{01} é tomada como a menor frequência natural, ou frequência fundamental da estrutura, e ω_{02} como a segunda frequência mais importante no carregamento (Clough e Penzien. 1993).

Na literatura, existem diversos valores para o amortecimento estrutural. Porém, estes valores apresentam uma grande variação, dificultando sua utilização em projetos estruturais. Chopra (2007) recomenda de 2 a 3% para a taxa de amortecimento (ξ) de estruturas de aço soldadas, concreto protendido e concreto aramado (levemente fissurado). Bachmann (1995) sugere para edifícios mistos taxa de amortecimento (ξ) entre 1% e 2% e de 1 a 4% para edifícios em concreto armado. Murray *et al.* (2003) recomenda para pisos livres de divisórias que taxas de amortecimento (ξ) inferiores a 3,5% seriam satisfatórias para os sistemas estruturais. A NBR 6123 (ABNT, 2013) recomenda valores para a taxa amortecimento (ξ) para diversos tipos de estruturas conforme a Tabela 15.

Com referência a este trabalho de pesquisa, foram adotadas as taxas de 2% ($\xi = 2\%$) para o amortecimento estrutural do modelo estrutural I (ME-I) e 1% ($\xi = 1\%$) para o modelo estrutural II (ME-II), conforme recomendações encontradas em diversas referências na literatura técnica. A Tabela 16 apresenta os parâmetros utilizados nas análises de vibração forçada dos modelos estruturais investigados neste estudo.

Tabela 15 - Amortecimento estrutural (ABNT, 2013)

Tipo de edificação	ξ
Edifícios com estrutura aporricada de concreto, sem cortinas	0,020
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	0,015
Torres e chaminés de concreto, seção variável	0,015
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	0,010
Edifícios com estrutura de aço soldada	0,010
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	0,008
Estruturas de madeira	0,030

Tabela 16 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada

Modelo estrutural	f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	ω_{01} (rad/s)	ω_{02} (rad/s)	α	β
ME-I	0,22	0,52	1,38	3,27	0,02877932	0,01388514
ME-II	0,15	0,18	0,94	1,13	0,010144254	0,00975513

4.6 Desempenho computacional

As análises numéricas foram executadas utilizando dois computadores de alto desempenho do laboratório de computação do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil (PGE CIV), denominados de “quebra-números”, com sistema operacional Microsoft® Windows® 7 Professional, processador Intel® Core™ i7 5930K, 64 GB de memória RAM, SSD de 500 GB e dois discos rígidos com capacidade de 1 TB cada.

Foram necessárias aproximadamente 8 e 6 horas para a obtenção dos resultados de cada uma das análises numéricas referentes aos modelos estruturais I e II, respectivamente. Considerando todas as análises, foi gerado um volume de dados de aproximadamente 26,5 TB, dentre arquivos do programa em elemento finitos ANSYS (2009), rotinas do MATLAB (MATHWORKS, 2013), planilhas eletrônicas e tabelas de cargas do vento aleatório.

Neste capítulo, foram apresentadas as características dos modelos numéricos desenvolvidos no presente estudo, indicando suas principais propriedades físicas e geométricas, de forma a representar o comportamento estrutural o mais próximo possível da realidade. No capítulo cinco, serão apresentadas as análises de vibração livre referentes aos modelos numéricos descritos neste capítulo, com o objetivo de avaliar o comportamento dinâmico das estruturas investigadas através das frequências naturais (autovalores) e modos de vibração (autovetores).

5 ANÁLISES DE AUTOVALORES E AUTOVETORES

5.1 Introdução

Neste capítulo são apresentadas as frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores) dos modelos estruturais investigados no presente trabalho de pesquisa. O programa computacional ANSYS (2009) é utilizado para identificar as frequências naturais e extrair seus respectivos modos de vibração por meio de análises de vibração livre.

5.2 Modelo estrutural I (ME-I): edifício de concreto armado

Através de análises de vibração livre realizadas com o auxílio do programa computacional ANSYS (2009) foram obtidos os valores das frequências naturais até o décimo segundo modo de vibração para cada o modelo estrutural I (ME-I), considerando a interação solo-estrutura, através do modelo simplificado de Winkler.

A Tabela 17 apresenta os valores das doze primeiras frequências naturais do modelo estrutural I (ME-I). As Figuras 32 e 33 mostram os respectivos modos de vibração referentes ao edifício em concreto armado. Com base nos resultados apresentados na Tabela 17, verifica-se que as primeiras frequências naturais do edifício em concreto armado (ME-I) são inferiores a 1 Hz, pois se trata de uma estrutura de grande esbeltez. Este fato comprova a necessidade do estudo de seu comportamento dinâmico, uma vez que o edifício pode vir a ter problemas de vibração excessiva e desconforto aos usuários.

Observando a Figura 32, percebe-se para o modelo estrutural I que o primeiro modo de vibração apresenta a predominância dos efeitos de flexão em relação ao eixo x. Para o segundo modo de vibração, observa-se a predominância dos efeitos de torção em relação ao eixo vertical y. O terceiro modo verificam-se os efeitos de flexão em relação ao eixo z. O quarto modo, efeitos de flexão em torno do eixo x. No

quinto modo de vibração, os efeitos de torção no eixo y. Para o sexto modo de vibração, observa-se a predominância dos efeitos de flexão em relação ao eixo z.

No que se refere à Figura 33, verifica-se que o sétimo modo de vibração apresenta os efeitos de flexão em torno do eixo x. Observa-se no oitavo modo de vibração a predominância dos efeitos de flexão em torno do eixo z. O nono modo apresenta os efeitos de torção em relação ao eixo y. No décimo modo de vibração, verifica-se a predominância dos efeitos de flexão em torno do eixo x. O décimo primeiro modo apresenta efeitos de flexão no eixo em z e o décimo segundo, os efeitos de torção em torno do eixo y.

Com referência a análise de vibração livre do modelo estrutural I (ME-I), sem a consideração dos efeitos da interação solo-estrutura (apoios rígidos), cabe ressaltar que foi obtido um valor para a frequência natural igual a 0,29 Hz ($f_{01} = 0,29$ Hz), no que tange ao primeiro modo de vibração do edifício, apresentando uma diferença relevante, da ordem de 32%, quando comparada ao modelo numérico no qual o efeito da interação solo-estrutura é considerado. Tal fato representa um indicativo de que o efeito da interação solo-estrutura pode ser significativo para a análise da resposta estrutural dinâmica de edifícios altos.

Tabela 17 - Propriedades modais do modelo estrutural I (ME-I)

Modo de vibração	Massa modal (kg)	Rigidez modal (N/m)	Amortecimento modal (Ns/m)	Frequência (Hz)	Fenômeno físico
f_{01}	2609932	5080024	7282450	0,22	Flexão em x
f_{02}	2887522	6373193	8579682	0,24	Torção em y
f_{03}	2176810	23331689	14253231	0,52	Flexão em z
f_{04}	2812504	90801812	31961253	0,90	Flexão em x
f_{05}	2434825	92249084	29974014	0,98	Torção em y
f_{06}	2290483	224521481	45354718	1,58	Flexão em z
f_{07}	2775503	335021309	60986974	1,75	Flexão em x
f_{08}	2082105	339013929	53136150	2,03	Flexão em z
f_{09}	3126939	783406285	98988161	2,52	Torção em y
f_{10}	1778859	525713330	61161097	2,74	Flexão em x
f_{11}	3218047	1443793392	136326002	3,37	Flexão em z
f_{12}	1475979	921310392	73751878	3,98	Torção em y

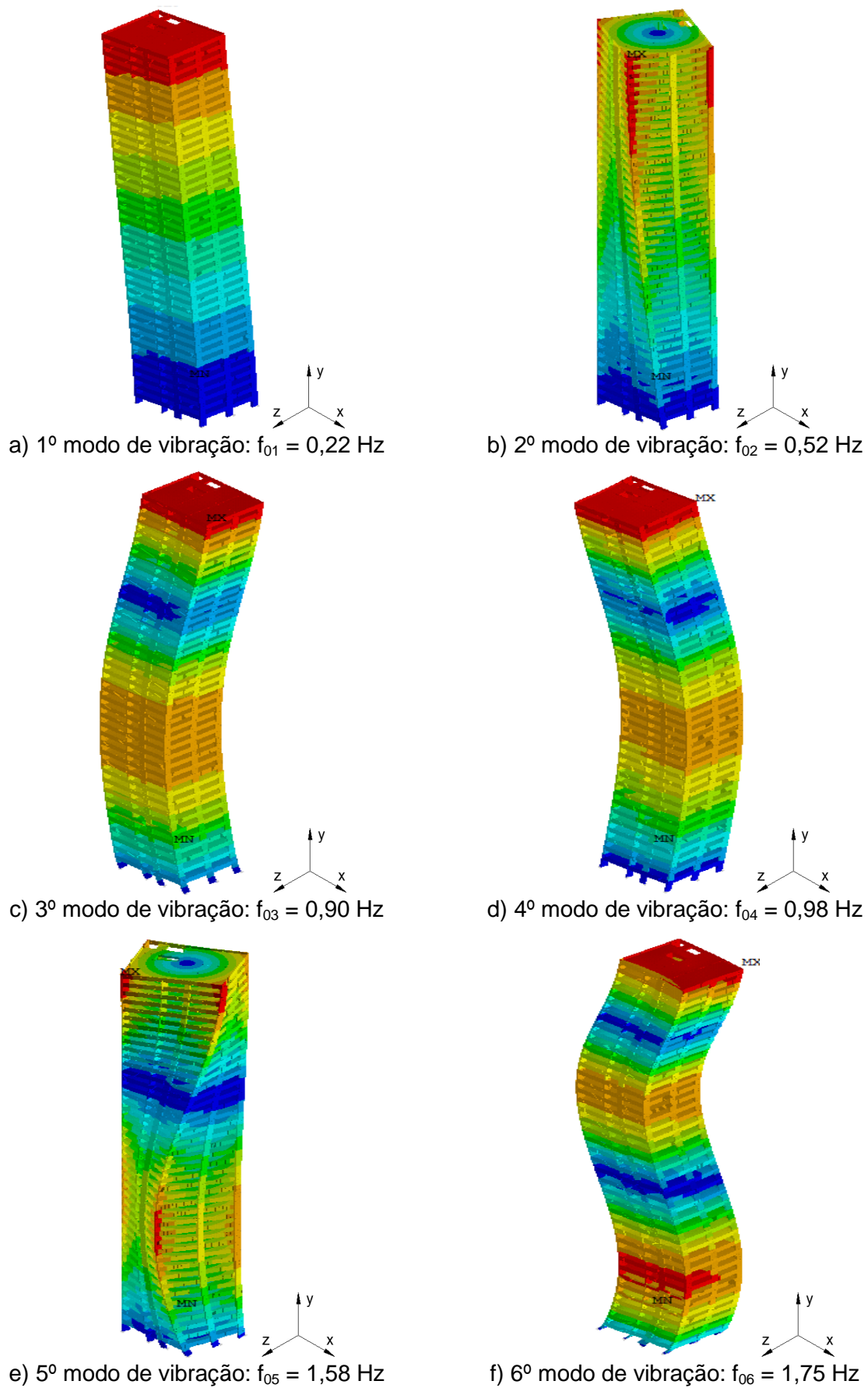


Figura 32 - Modos de vibração do modelo estrutural I.

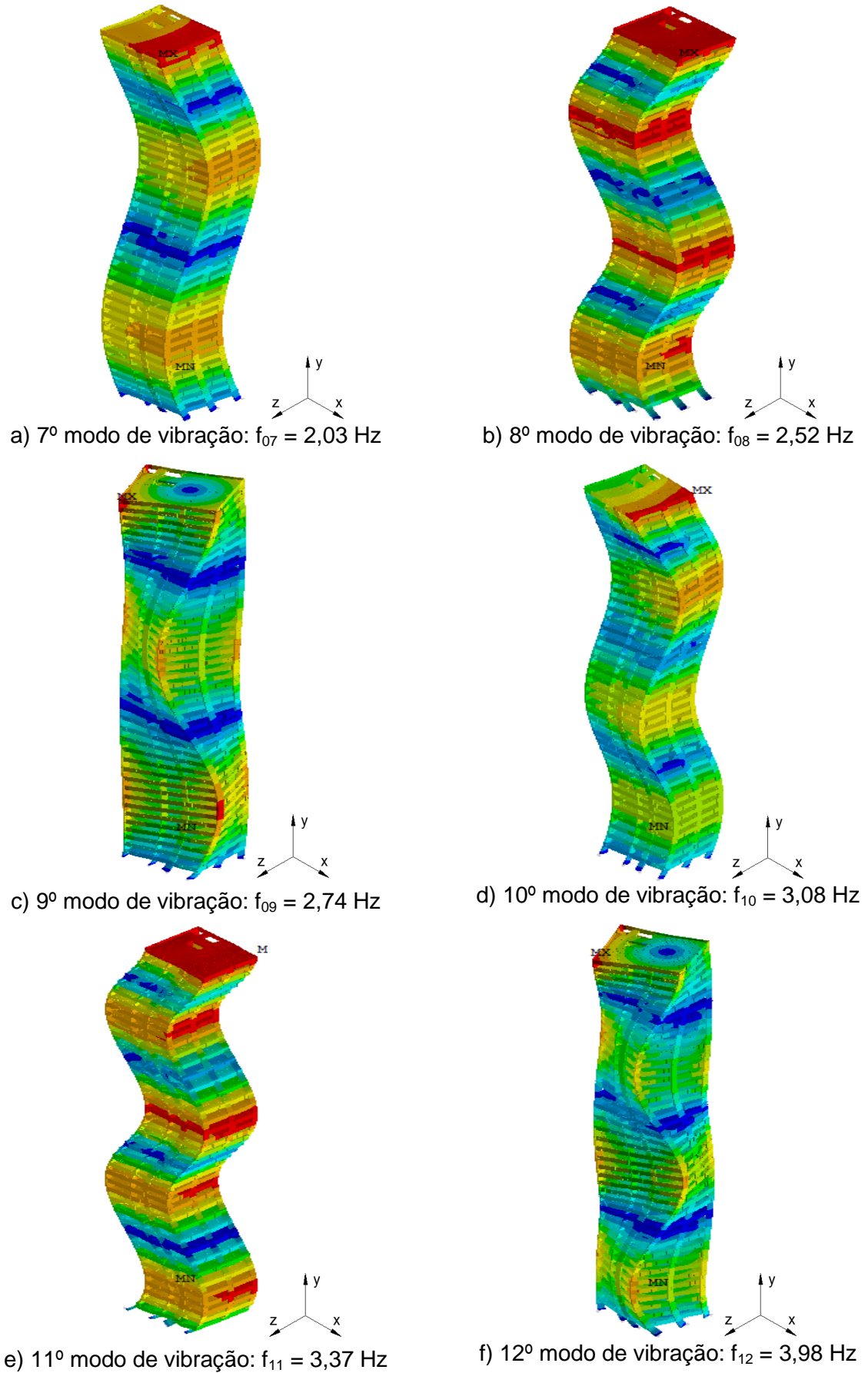


Figura 33 - Modos de vibração do modelo estrutural I.

5.3 Modelo estrutural II (ME-II): edifício misto (aço-concreto)

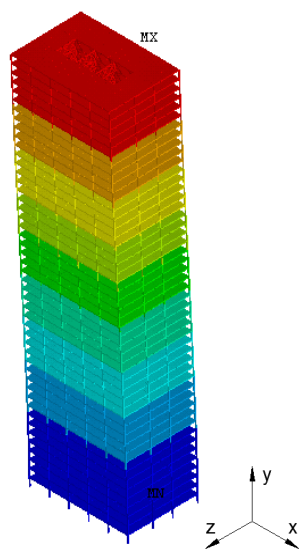
Os valores das doze primeiras frequências naturais e seus respectivos modos de vibração referentes ao modelo estrutural II (ME-II) foram obtidos por meio de uma análise de vibração livre empregando-se o programa em elementos finitos ANSYS (2009), considerando os efeitos da interação solo-estrutura. A Tabela 18 apresenta os valores das frequências naturais e as Figuras 34 e 35 mostram os modos de vibração referentes ao edifício misto (ME-II).

Na Figura 34, o primeiro modo de vibração da estrutura apresenta a predominância dos efeitos de flexão em torno do eixo x. No segundo modo de vibração, observam-se os efeitos de torção em relação ao eixo vertical y. O terceiro modo apresenta os efeitos de flexão em torno do eixo z. Para o quarto modo, verifica-se a flexão no eixo x. No quinto modo de vibração são observados os efeitos de torção em y e para o sexto modo, flexão em relação ao eixo z.

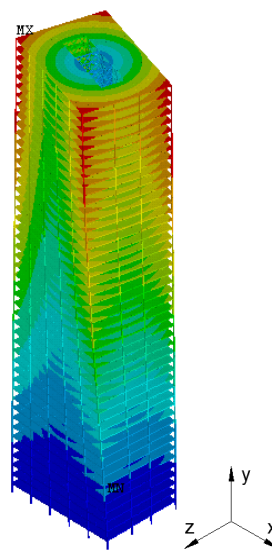
Observando a Figura 35, verifica-se que o sétimo modo de vibração apresenta preponderância dos efeitos de flexão em torno do eixo x. No oitavo modo, os efeitos de flexão em z. No nono modo de vibração observam-se os efeitos de torção em torno do eixo y, para o décimo, efeitos de flexão no eixo x. O décimo primeiro e décimo segundo modos de vibração apresentam, respectivamente, flexão em relação ao eixo z e torção no eixo global y.

Tabela 18 - Propriedades modais do modelo estrutural II (ME-II)

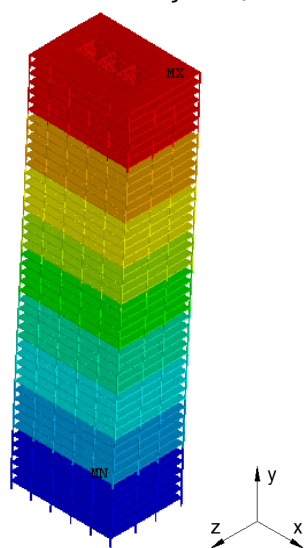
Modo de vibração	Massa modal (kg)	Rigidez modal (kN/m)	Amortecimento modal (Ns/m)	Frequência (Hz)	Fenômeno físico
f_{01}	8515981	7215,3	15677,5	0,15	Flexão em x
f_{02}	6481356	8269,5	14642,1	0,18	Torção em y
f_{03}	9339600	12650,4	21739,3	0,19	Flexão em z
f_{04}	7256973	81065,4	48509,4	0,53	Flexão em x
f_{05}	5315432	62060,1	36325	0,54	Torção em y
f_{06}	9345839	129753,8	69646,5	0,59	Flexão em z
f_{07}	4722386	183815,3	58925,3	0,99	Torção em y
f_{08}	8981756	438949,9	125579,3	1,11	Flexão em z
f_{09}	7497719	402277,5	109839,2	1,17	Flexão em x
f_{10}	4107137	377194,3	78719,5	1,53	Torção em y
f_{11}	7566625	796319,7	155247,6	1,63	Flexão em z
f_{12}	3250863	451041	76583,9	1,87	Flexão das lajes



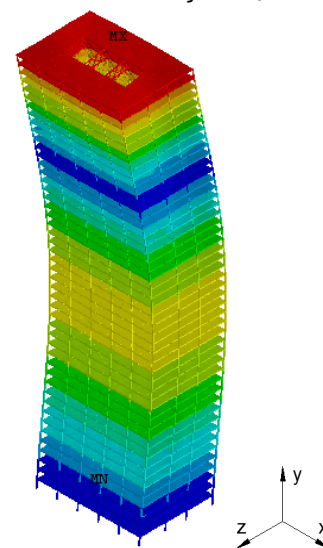
a) 1º modo de vibração: $f_{01} = 0,15$ Hz.



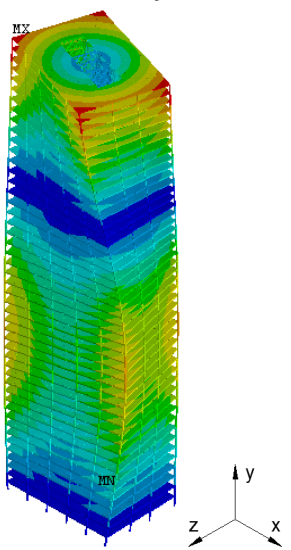
b) 2º modo de vibração: $f_{02} = 0,18$ Hz.



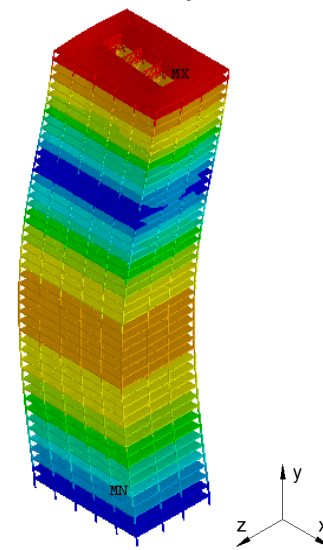
c) 3º modo de vibração: $f_{03} = 0,19$ Hz.



d) 4º modo de vibração: $f_{04} = 0,53$ Hz.



e) 5º modo de vibração: $f_{05} = 0,55$ Hz.



f) 6º modo de vibração: $f_{06} = 0,59$ Hz.

Figura 34 - Modos de vibração do modelo estrutural II.

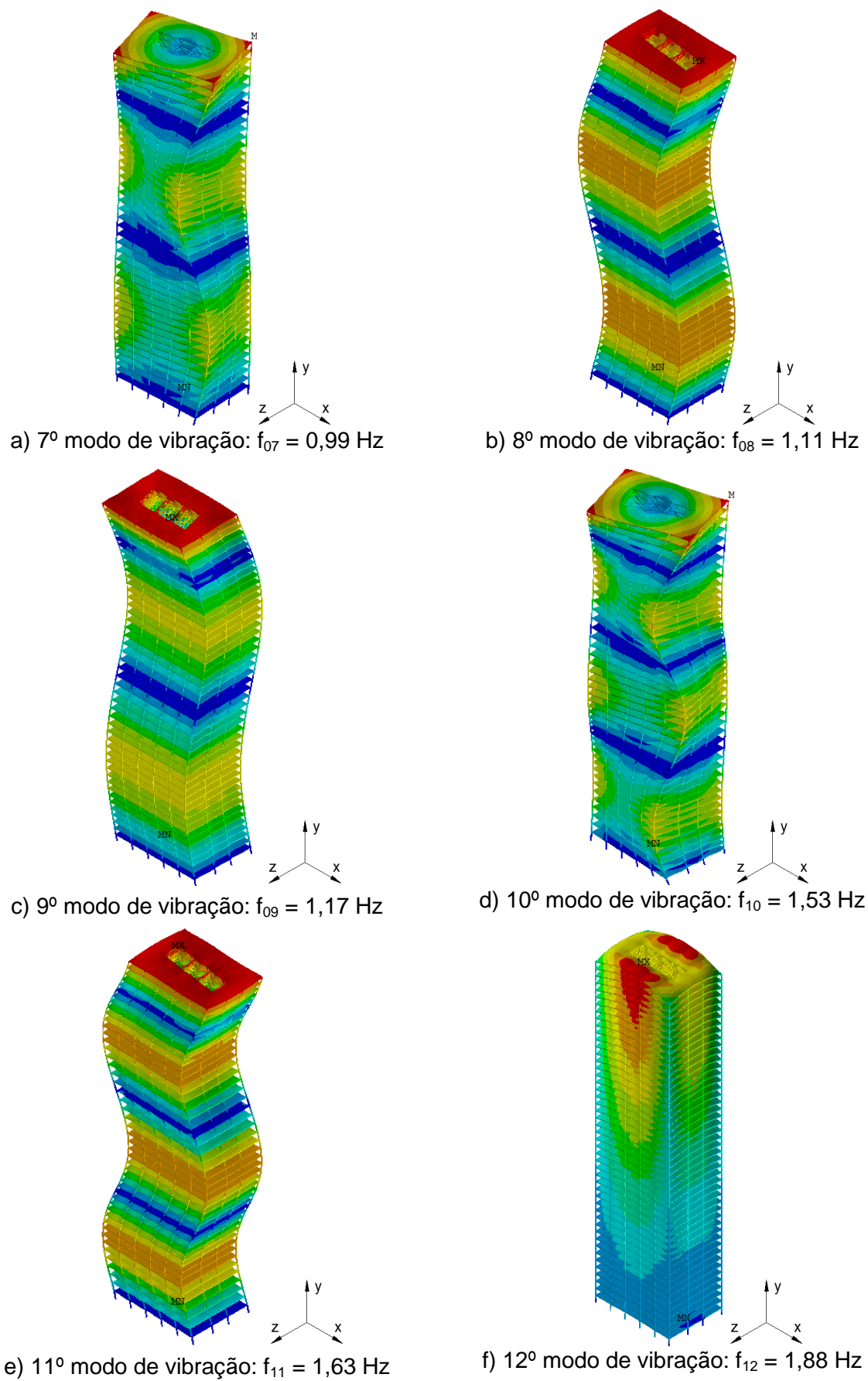


Figura 35 - Modos de vibração do modelo estrutural II.

A análise modal do modelo estrutural II (ME-II) sem a consideração do efeito da interação solo-estrutura (apoios rígidos) revelou uma frequência fundamental igual a 0,18 Hz ($f_{01} = 0,18$ Hz), o que representa uma diferença bastante razoável, da ordem de 20%, quando comparada à frequência fundamental referente ao modelo em elementos finitos que considera a interação solo-estrutura, comprovando, novamente, que este efeito é relevante para a avaliação do comportamento dinâmico de edifício altos.

Neste capítulo, foram apresentados os resultados das análises de vibração livre dos modelos numéricos desenvolvidos. Foram obtidas as frequências naturais da estrutura (autovalores) e os modos de vibração (autovetores), permitindo uma avaliação da resposta dinâmica do edifício investigado. No próximo capítulo, serão apresentados os resultados obtidos nas análises dinâmicas desenvolvidas ao longo deste estudo, com o objetivo de avaliar o comportamento estrutural dos edifícios quando submetidos às cargas não determinísticas do vento.

6 ANÁLISES DE VIBRAÇÃO FORÇADA

6.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir das diversas análises dinâmicas não determinísticas realizadas sobre os edifícios em estudo, com base no emprego do programa computacional ANSYS (2009). Estas análises têm como objetivo avaliar a resposta estrutural dinâmica dos modelos estruturais, quando submetidos ao carregamento não determinístico oriundo do vento, conforme apresentado no capítulo 1 e na consideração do efeito da interação solo-estrutura.

As cargas de vento são aplicadas sobre as fachadas referentes à maior direção em planta das edificações, ou seja, as forças são aplicadas ortogonalmente ao plano xy dos sistemas estruturais, no sentido negativo da direção z. Nas análises numéricas são consideradas cargas permanentes e acidentais usuais de projetos em todos os pavimentos das estruturas investigadas neste trabalho de pesquisa.

Os resultados das análises dinâmicas do modelo estrutural I (ME-I) são obtidos para os nós do topo do edifício ($h = 123,90$ m) no que se referem aos valores deslocamentos máximos e no penúltimo pavimento ($h = 120,95$ m) para os valores das acelerações máximas, conforme ilustrado na Figura 36.

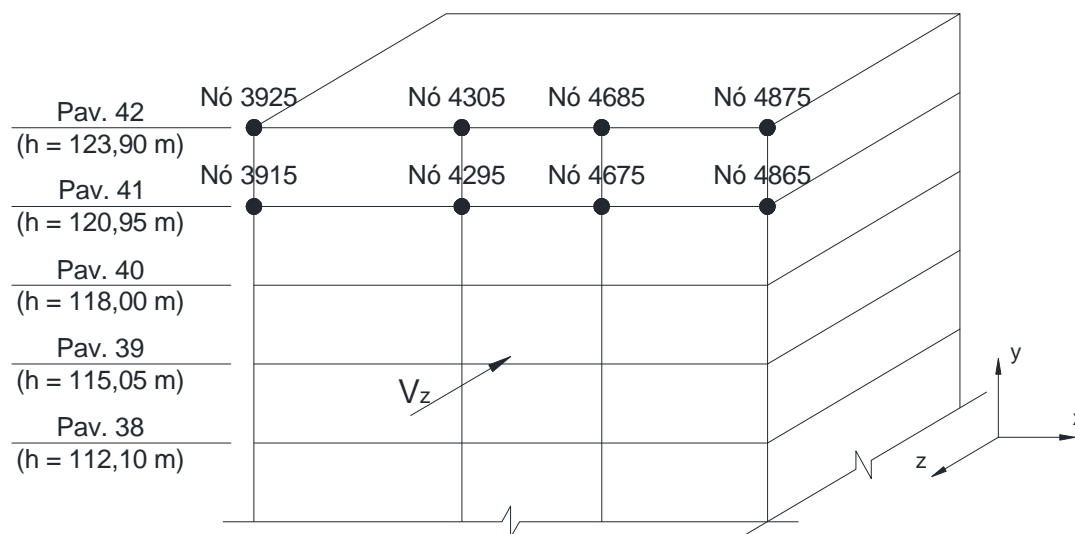


Figura 36 - Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica do modelo estrutural I.

A Figura 37 mostra as posições dos nós onde são obtidos os resultados das análises numéricas no que diz respeito ao modelo estrutural II (ME-II), onde os deslocamentos máximos são extraídos no 48º pavimento (h = 172,80 m) e as acelerações máximas no 47º pavimento (h = 169,20 m).

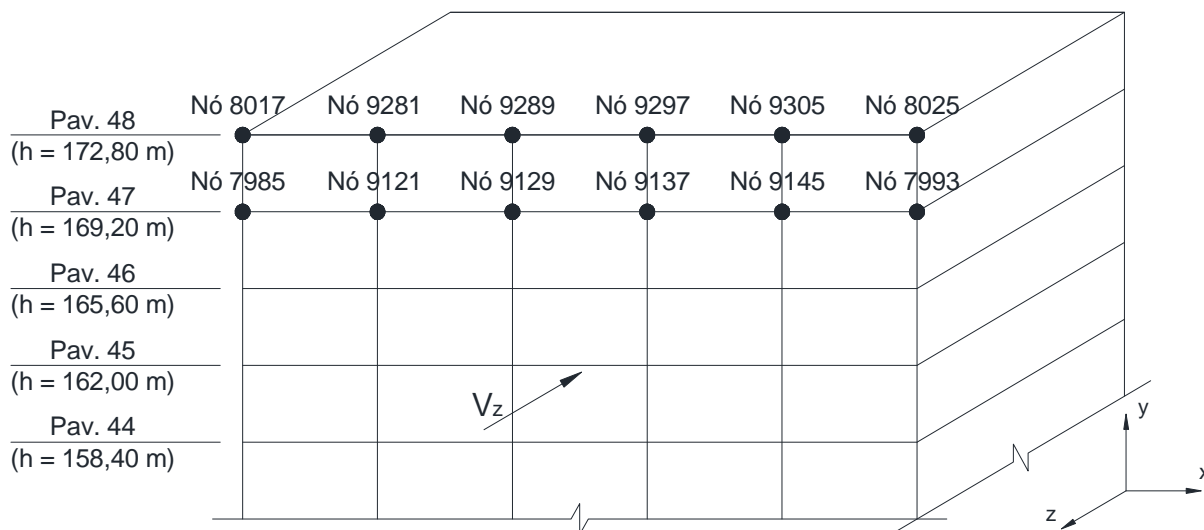


Figura 37 - Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica do modelo estrutural II.

As respostas dinâmicas dos modelos numéricos são apresentadas em termos de valores de pico e valores quadráticos médios (RMS), nas fases transiente e permanentes, e comparados aos limites propostos por normas e recomendações de projetos quanto ao estado limite de serviço e conforto dos ocupantes das estruturas investigadas. Por questão de edição, são apresentadas apenas as séries de vento aleatório associadas às maiores amplitudes das respostas dinâmicas.

A ação não determinística do vento conduz a análise para um tratamento estatístico adequado dos resultados. Assim, considerando-se uma distribuição normal, é possível obter a média (ρ), desvio padrão (σ) e valores característicos das respostas dinâmicas dos modelos estruturais investigados com um índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$), calculado através da Equação (28) (Morettin, 2010). Os demais parâmetros matemáticos associados a análise estatística dos resultados são apresentados no Apêndice

$$R_{z95\%} = 1,65 \sigma + \rho \quad (28)$$

6.2 Limites e recomendações de projeto

6.2.1 Deslocamento lateral máximo dos edifícios

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), o deslocamento lateral máximo recomendado para edifícios em concreto armado considerando a carga de vento como variável principal tomada com seu valor raro é calculado pela Equação (29), em função da altura total da estrutura (h_{TOT}).

$$d_{H,máx} \leq \frac{h_{TOT}}{500} \quad (29)$$

No que se refere a edifícios em estrutura mista (aço-concreto), a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) recomenda que o deslocamento lateral máximo no topo do pilar pode ser calculado pela Equação (30).

$$d_{H,máx} \leq \frac{h_{TOT}}{400} \quad (30)$$

6.2.2 Crítérios para avaliação do conforto humano

A norma NBR 6123 (ABNT, 2013) diz que as oscilações induzidas pelas forças flutuantes do vento podem provocar o desconforto aos ocupantes das edificações destinadas à ocupação humana. A amplitude máxima da aceleração (a_j) para um determinado nível do edifício pode ser calculada pela Equação (31), sendo (f_j) a frequência correspondente ao modo j e (u) refere-se ao deslocamento na cota z devido à ação da parcela flutuante.

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j \quad (31)$$

Segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013), a aceleração máxima da edificação não deve superar $0,1 \text{ m/s}^2$ para que se possa garantir o conforto humano. É admitido que a amplitude máxima da aceleração exceda este valor, em média, uma vez a cada dez anos.

Segundo Bachmann (1995), os efeitos de vibrações de baixas frequências em pessoas são aqueles associados à sensação de mal-estar, incômodo, perda de concentração, apreensão quanto à segurança estrutural. A Tabela 19 apresenta os valores limites para a percepção humana quanto à aceleração induzida pelo vento e a Figura 38 mostra estes valores de aceleração em função da frequência.

Tabela 19 - Valores limites de aceleração para percepção humana (Bachmann, 1995)

Percepção humana	Limites de aceleração
Imperceptível	$a < 0,005 \text{ g}$
Perceptível	$0,005 \text{ g} < a < 0,015 \text{ g}$
Incômoda	$0,015 \text{ g} < a < 0,05 \text{ g}$
Muito incômoda	$0,05 \text{ g} < a < 0,15 \text{ g}$
Intolerável	$a > 0,15 \text{ g}$

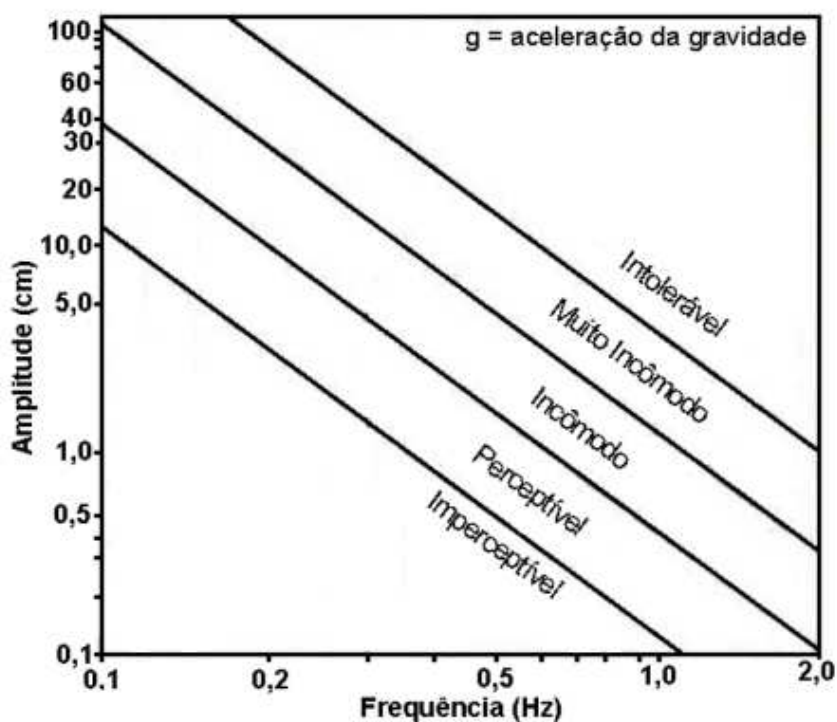


Figura 38 - Percepção humana às vibrações em edifícios devidas ao vento (Bachmann, 1995).

A norma ISO 10137 (2007) apresenta limites de aceitabilidade para pico de aceleração relativo à percepção humana aos movimentos horizontais de edifícios induzidos pela ação do vento com período de retorno de um ano em função da primeira frequência da estrutura. A Figura 39 mostra as curvas para a avaliação das vibrações horizontais provocadas pelo vento em edifícios, sendo a curva 1 destinada a escritórios e curva 2 para residências.

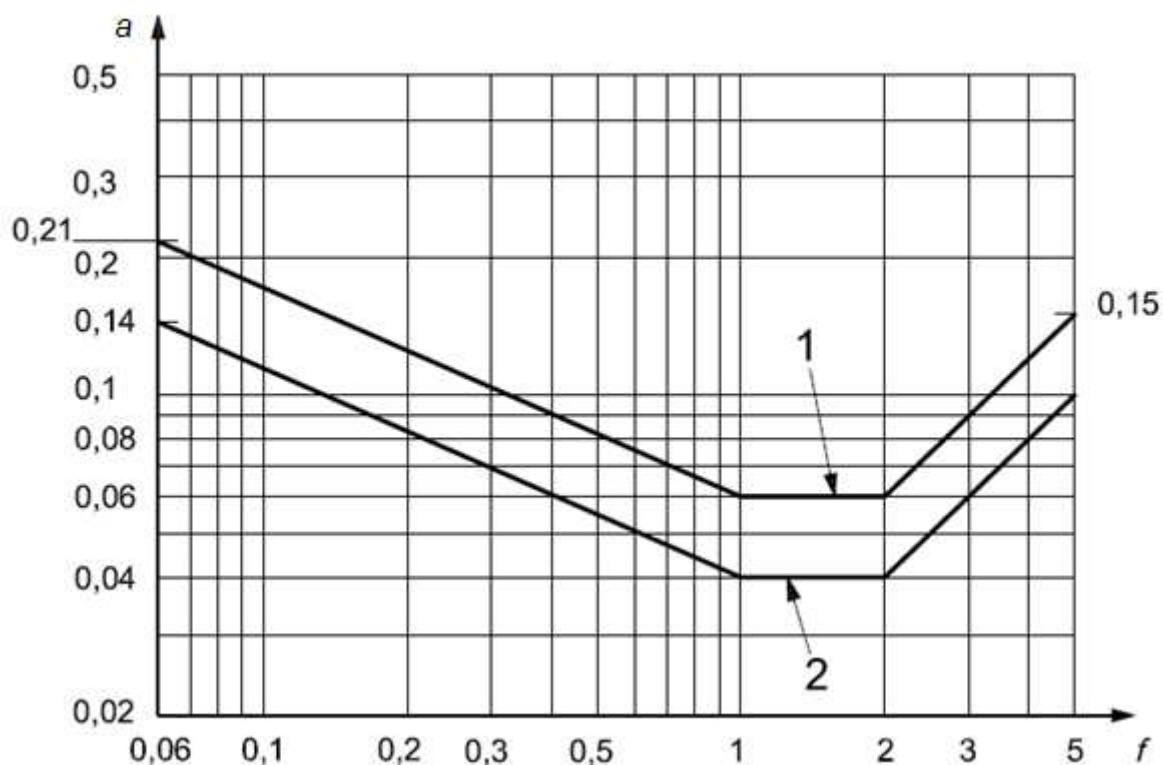


Figura 39 - Curvas de avaliação das vibrações horizontais induzidas pelo vento em edifícios (curva 1 para escritórios e curva 2 para residências) (ISO 10137, 2007).

Karrem (1988) propôs um limite para conforto humano com aceleração em RMS que varia entre 8 e 10×10^{-3} g ($0,079$ m/s² a $0,098$ m/s²) considerando um período de recorrência de 10 anos.

Segundo Kareem *et al.* (1999), na América do Norte são usados os limites de aceleração de pico de 10 a 15×10^{-3} g ($0,098$ m/s² a $0,147$ m/s²) para edifícios residenciais e de 20 a 25×10^{-3} g ($0,196$ m/s² a $0,245$ m/s²) para edifícios de escritórios.

A norma ISO 6897 (1984) recomenda valores limites de aceleração em RMS para a verificação do conforto humano em estruturas em função da frequência. A Figura 40 mostra as curvas de aceleração horizontal em RMS de edifícios (curva 1) e de estruturas *off-shore* (curva 2) para a avaliação do conforto dos ocupantes para período de recorrência de 5 anos.

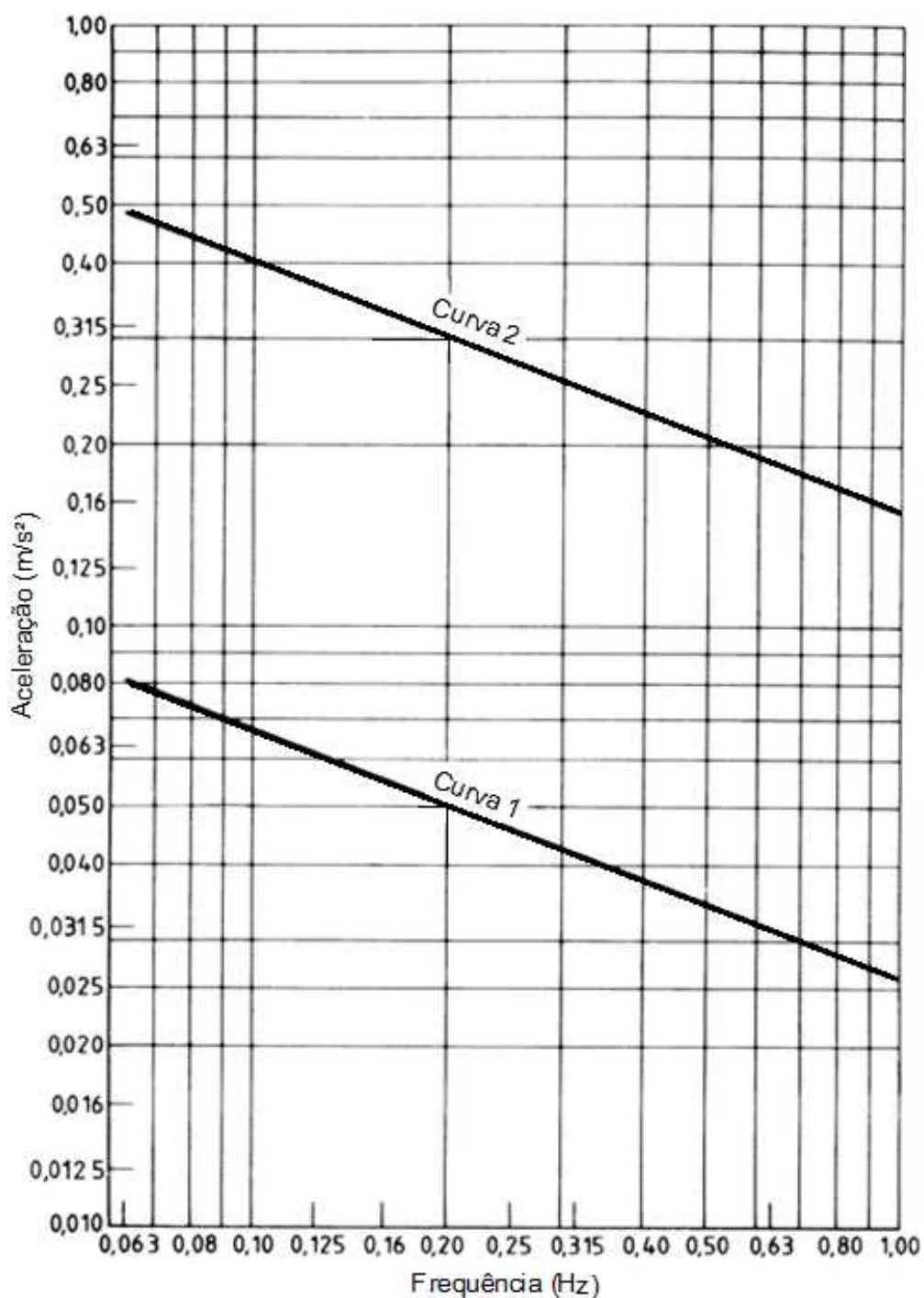


Figura 40 - Magnitudes aceitáveis de aceleração horizontal de edifícios utilizadas para fins gerais (curva 1) e de estruturas *off-shore* fixas (curva 2) (adaptada da ISO 6897, 1984).

6.3 Respostas dinâmicas do modelo estrutural I (ME-I): edifício de concreto armado

Os resultados da análise dinâmica do modelo estrutural I (ME-I) submetido à ação não determinística do vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura, são apresentados neste item. A resposta estrutural dinâmica, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações horizontais máximas, é comparada com os valores limites de normas e recomendações de projeto para a verificação dos estados limites de serviço e avaliação do conforto humano. Uma verificação global do comportamento dinâmico do edifício (ME-I) foi realizada em todos os pilares e, por esta razão, serão apresentados apenas os conjuntos de resultados associados ao pilar P10 (ver Figura 23) do modelo estrutural em estudo, mediante avaliação dos efeitos máximos da resposta do edifício.

6.3.1 Modelo de carregamento I (MC-I): Espectro de Kaimal

As Figuras 41 e 42 mostram as respostas dinâmicas do modelo estrutural I (ME-I) no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, considerando a 14ª série de carregamento não determinístico do vento (MC-I). Em seguida, a Figura 43 ilustra as respostas do edifício em concreto armado (ME-I) no domínio da frequência.

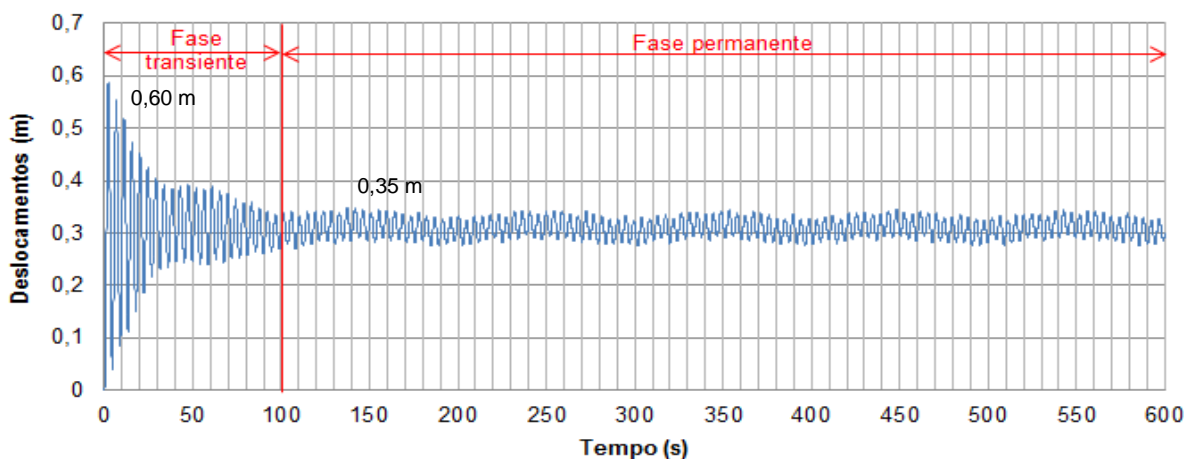


Figura 41 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4875.

Modelo de carregamento I (MC-I): 14ª série.

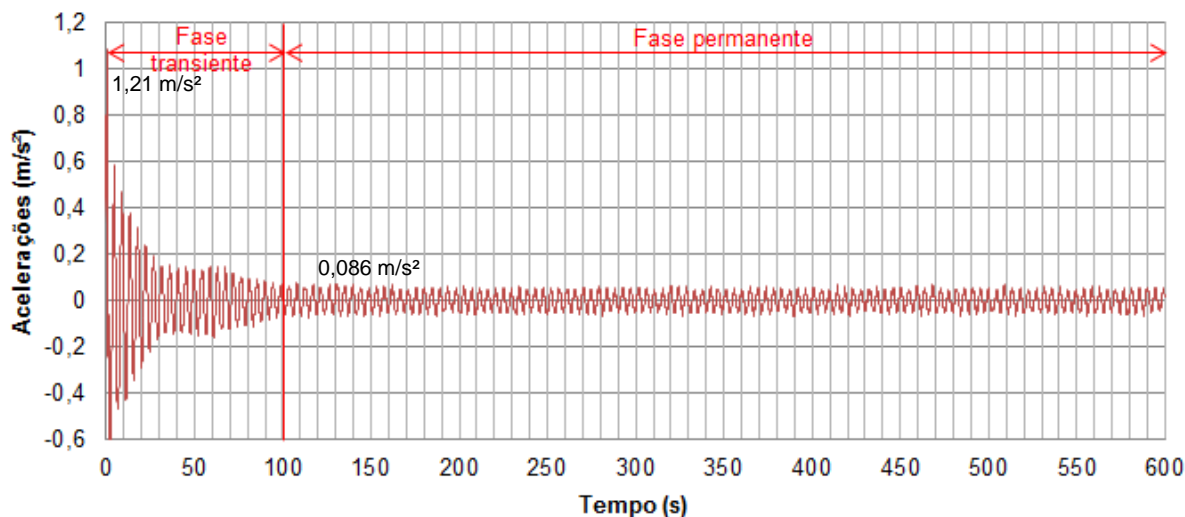
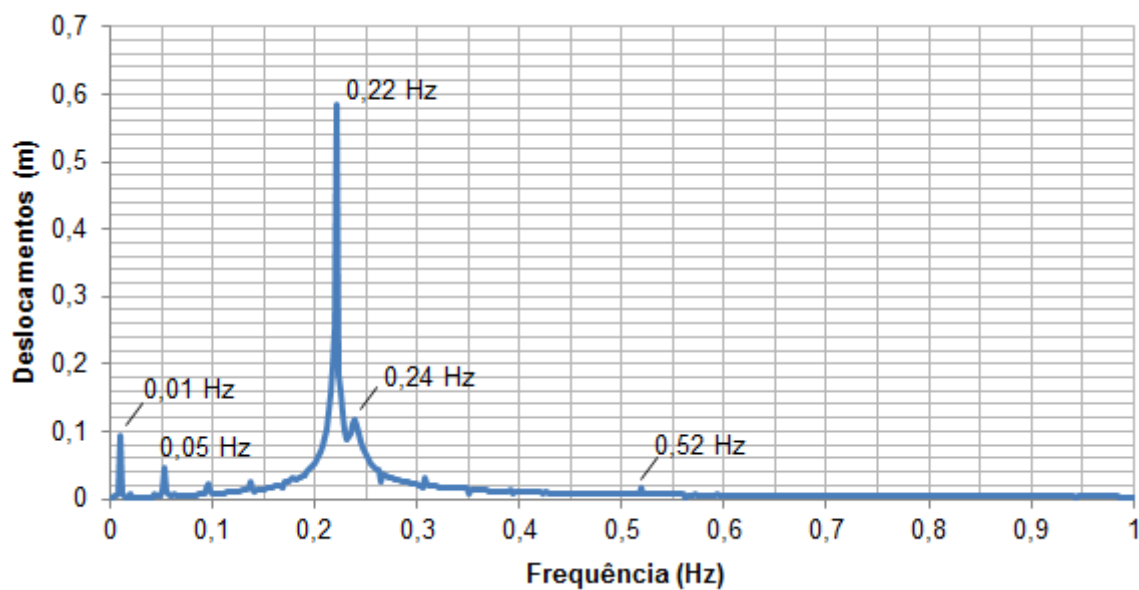


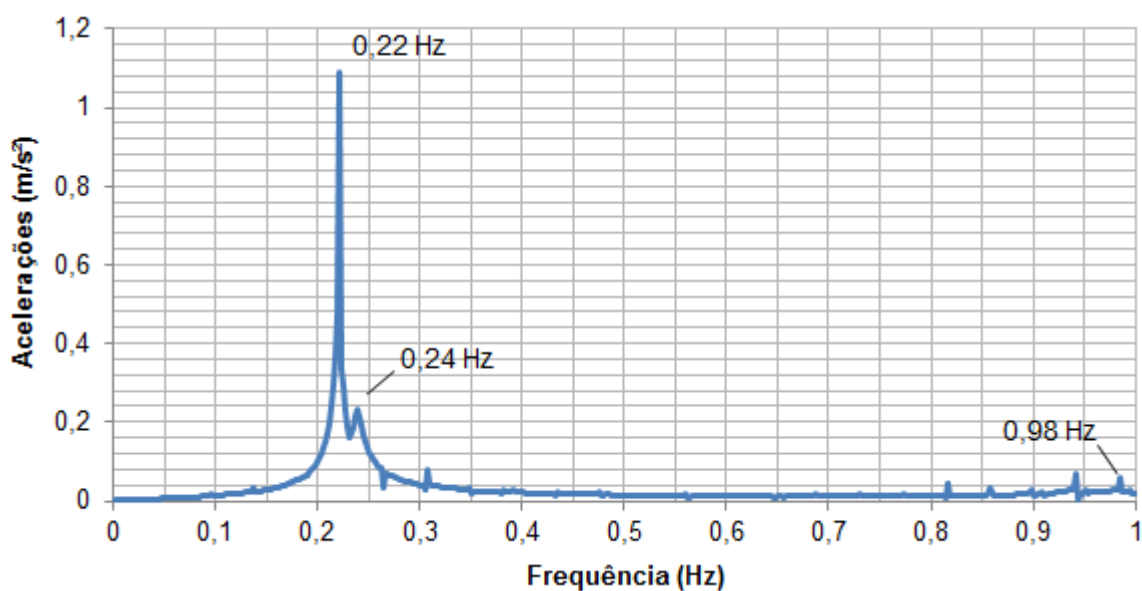
Figura 42 - Aceleração horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4865. Modelo de carregamento I (MC-I): 14ª série.

Observando-se as Figuras 41 e 42, percebe-se que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos são de 0,60 m (fase transitiente) e 0,35 m (fase permanente) e os valores das acelerações máximas são iguais a 1,21 m/s² (fase transitiente) e 0,08 m/s² (fase permanente) para o modelo estrutural I (ME-I), quando apenas a 14ª série de carregamento aleatório do vento (MC-I) é considerada.

Observando a Figura 43, pode-se verificar a influência dos 1º, 2º, 3º e 5º modos de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado ($f_{01} = 0,22$ Hz, $f_{02} = 0,24$ Hz, $f_{03} = 0,52$ Hz e $f_{05} = 0,98$ Hz). Em seguida, as Tabelas 20 e 21 apresentam, respectivamente, os valores de pico e valores quadráticos médios (RMS) do pilar P10 referente ao modelo estrutural I (ME-I) submetido ao modelo de carregamento I (MC-I) em termos de deslocamentos e acelerações máximas médios, nas fases transitiente e permanente das respostas dinâmicas.



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 43 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento I (MC-I): 14^a série.

As Figuras 44 e 45 mostram os valores máximos de pico obtidos nas análises numéricas do modelo estrutural I (ME-I) submetido às 30 séries de carga de vento não determinístico (MC-I), em termos de deslocamentos e acelerações, respectivamente. A Figura 46 ilustra a resposta dinâmica do edifício em concreto armado (ME-I) para acelerações em valores quadráticos médios (RMS), considerando o modelo de carregamento I (MC-I).

Tabela 20 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento I (MC-I)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,62	1,21	0,35	0,07
2	0,61	1,21	0,34	0,07
3	0,62	1,21	0,34	0,07
4	0,60	1,20	0,33	0,05
5	0,61	1,20	0,33	0,05
6	0,60	1,20	0,35	0,07
7	0,63	1,20	0,35	0,05
8	0,63	1,22	0,35	0,08
9	0,60	1,19	0,34	0,07
10	0,62	1,20	0,35	0,07
11	0,62	1,21	0,35	0,07
12	0,63	1,20	0,33	0,04
13	0,59	1,20	0,35	0,06
14	0,60	1,21	0,35	0,08
15	0,60	1,20	0,34	0,06
16	0,61	1,21	0,35	0,08
17	0,62	1,21	0,34	0,07
18	0,62	1,19	0,34	0,07
19	0,61	1,19	0,34	0,06
20	0,61	1,19	0,33	0,06
21	0,64	1,22	0,35	0,05
22	0,61	1,20	0,35	0,08
23	0,63	1,21	0,33	0,06
24	0,60	1,18	0,35	0,09
25	0,59	1,21	0,35	0,08
26	0,60	1,19	0,34	0,07
27	0,61	1,21	0,33	0,04
28	0,62	1,20	0,35	0,07
29	0,59	1,20	0,35	0,07
30	0,61	1,18	0,34	0,05
Média	0,61	1,20	0,34	0,07
Desvio padrão	0,01	0,01	0,01	0,01
R _{Z95%}	0,63	1,22	0,35	0,09

Tabela 21 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento I (MC-I)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,32	0,10	0,31	0,03
2	0,32	0,10	0,31	0,03
3	0,32	0,09	0,31	0,03
4	0,32	0,09	0,31	0,02
5	0,32	0,09	0,31	0,01
6	0,32	0,10	0,31	0,03
7	0,32	0,10	0,31	0,02
8	0,32	0,09	0,31	0,03
9	0,32	0,10	0,31	0,03
10	0,32	0,10	0,31	0,02
11	0,32	0,10	0,31	0,03
12	0,32	0,10	0,31	0,01
13	0,32	0,09	0,31	0,03
14	0,32	0,10	0,31	0,04
15	0,32	0,09	0,31	0,02
16	0,32	0,10	0,31	0,03
17	0,32	0,10	0,31	0,02
18	0,32	0,10	0,31	0,03
19	0,32	0,10	0,31	0,02
20	0,32	0,09	0,31	0,02
21	0,32	0,10	0,31	0,02
22	0,32	0,09	0,31	0,03
23	0,32	0,10	0,31	0,02
24	0,32	0,10	0,31	0,04
25	0,32	0,09	0,31	0,03
26	0,32	0,09	0,31	0,03
27	0,32	0,09	0,31	0,01
28	0,32	0,10	0,31	0,02
29	0,32	0,10	0,31	0,03
30	0,32	0,09	0,31	0,02
Média	0,32	0,10	0,31	0,02
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
R _{Z95%}	0,32	0,10	0,31	0,04

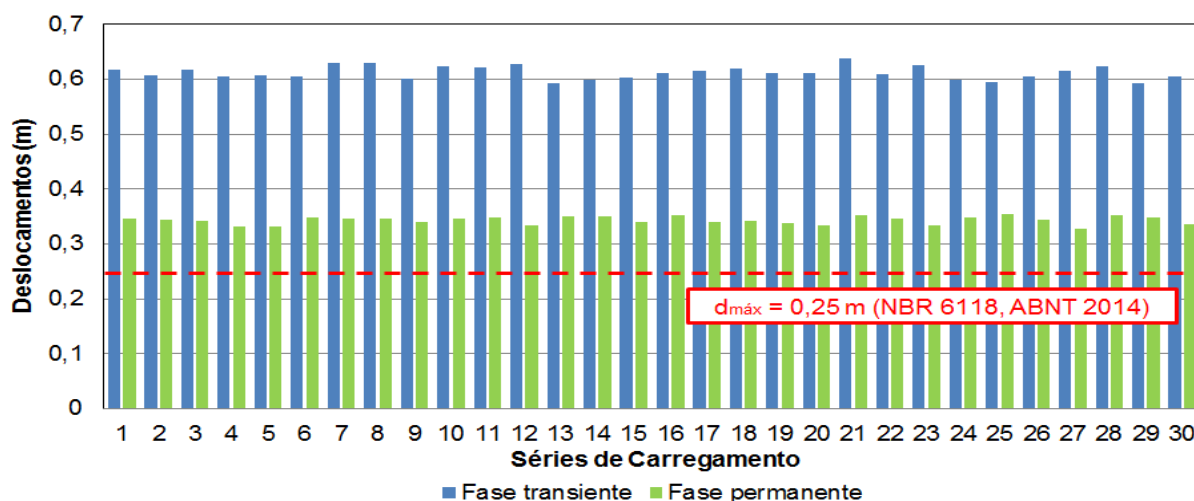


Figura 44 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3925 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I).

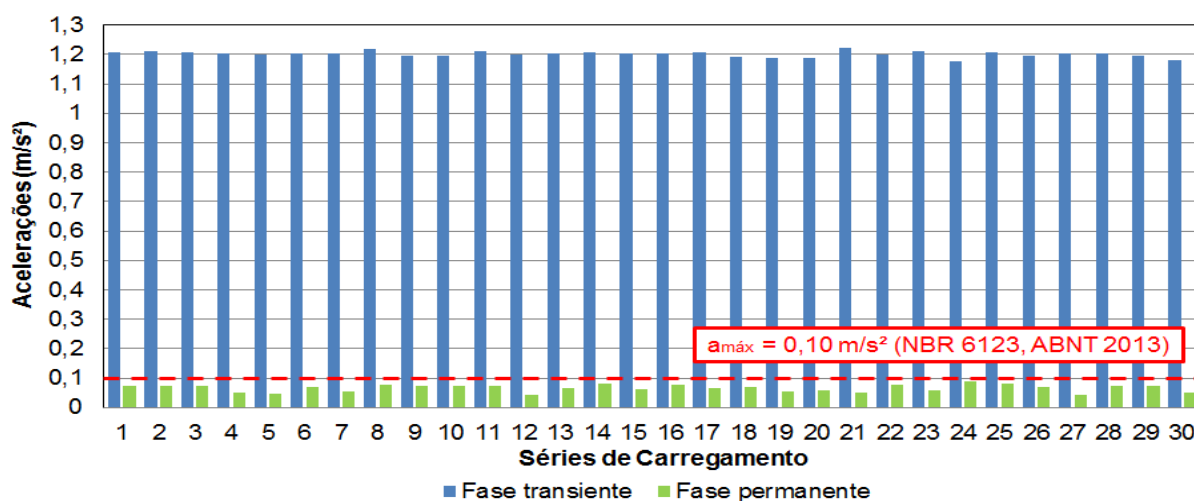


Figura 45 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).

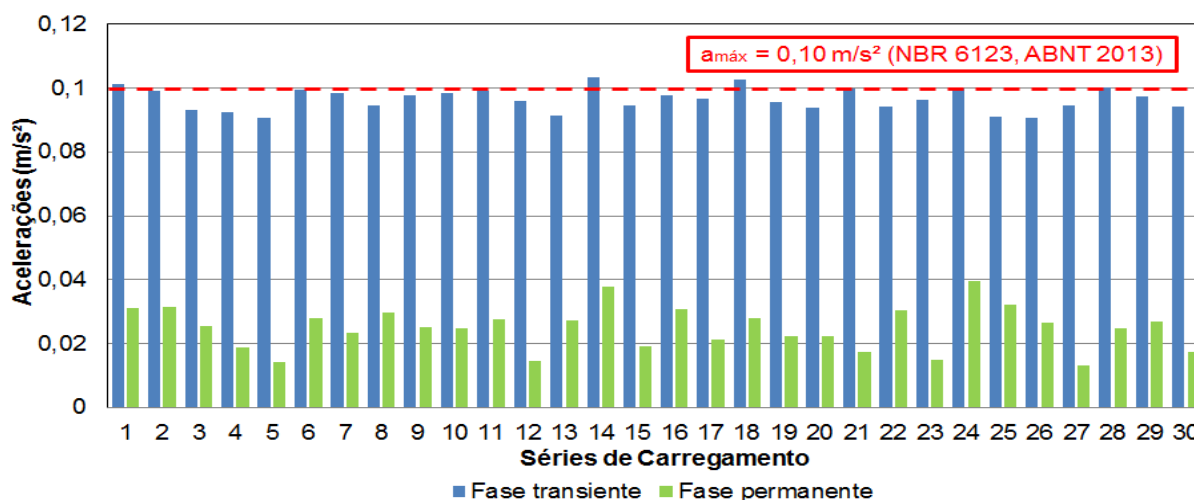


Figura 46 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).

Observando-se os dados das Tabelas 20 e 21 e as Figuras 44 a 46, pode-se verificar que o modelo estrutural I (ME-I) apresenta, em valores de pico, deslocamentos translacionais horizontais máximos médios iguais a 0,63 m (fase transiente) e 0,35 m (fase permanente) e acelerações máximas médias iguais a 1,22 m/s² (fase transiente) e 0,09 m/s² (fase permanente). Em valores RMS, os deslocamentos máximos médios são iguais a 0,32 m (fase transiente) e 0,31 m (fase permanente) e acelerações máximas médias de a 0,10 m/s² (fase transiente) e 0,04 m/s² (fase permanente).

No que se refere ao critério de projeto estabelecido pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), o edifício em concreto armado (ME-I) apresenta valores de deslocamento horizontal superior ao recomendado pela referida norma de 0,25 m ($d_{H,máx} = 0,25$ m), não atendendo a esta recomendação.

No que tange à recomendação da NBR 6123 (ABNT, 2013), as acelerações máximas médias do edifício em concreto armado (ME-I) atendem ao critério de conforto humano apenas na fase permanente da resposta ($a_{máx} = 0,1$ m/s²). Com respeito ao critério de percepção humana (Bachmann, 1995), as vibrações induzidas pelo vento na fase transiente são classificadas como “muito incômodas” e na fase permanente como “perceptíveis”. No que diz respeito à norma ISO 10137 (2007), o limite das acelerações (valor de pico) para se garantir o conforto dos usuários em edifícios de escritórios é de 0,12 m/s². Assim sendo, a edificação atende ao critério apenas na fase permanente da resposta. Quanto à recomendação de Kareem *et al.* (1999), o valor limite de pico de aceleração é igual a 0,245 m/s², desta forma, o modelo estrutural I (ME-I) atende a recomendação de conforto humano somente na fase permanente.

Segundo a norma ISO 6897 (1984), a aceleração em RMS máxima recomendada é igual 0,049 m/s², portanto o edifício (ME-I) atende apenas a referida norma na fase permanente da resposta. De acordo com Kareem (1988), a aceleração em RMS máxima é igual a 0,098 m/s², conclui-se que o critério de conforto humano somente é atendido na fase permanente.

6.3.2 Modelo de carregamento II (MC-II): Espectro de Davenport

As Figuras 47 e 48 ilustram os resultados das análises numéricas referente ao modelo estrutural I (ME-I), respectivamente para deslocamentos e acelerações ao longo do tempo, considerando a ação não determinística do vento com a aplicação do modelo de carregamento II (MC-II). Observando as Figuras 47 e 48, verifica-se para o modelo estrutural I (ME-I) que deslocamentos translacionais horizontais máximos são iguais a 0,61 m (fase transiente) e 0,39 m (fase permanente) e as acelerações máximas são de 1,20 m/s² (fase transiente) e 0,18 m/s² (fase permanente) quando a 10^a série de carregamento aleatório do vento (MC-II) é considerada na análise.

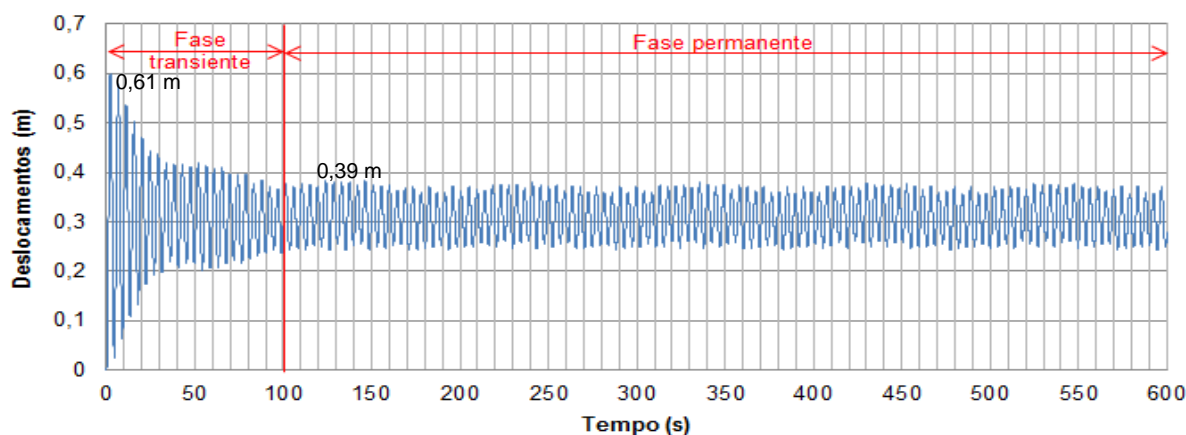


Figura 47 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4875. Modelo de carregamento II (MC-II):10^a série.

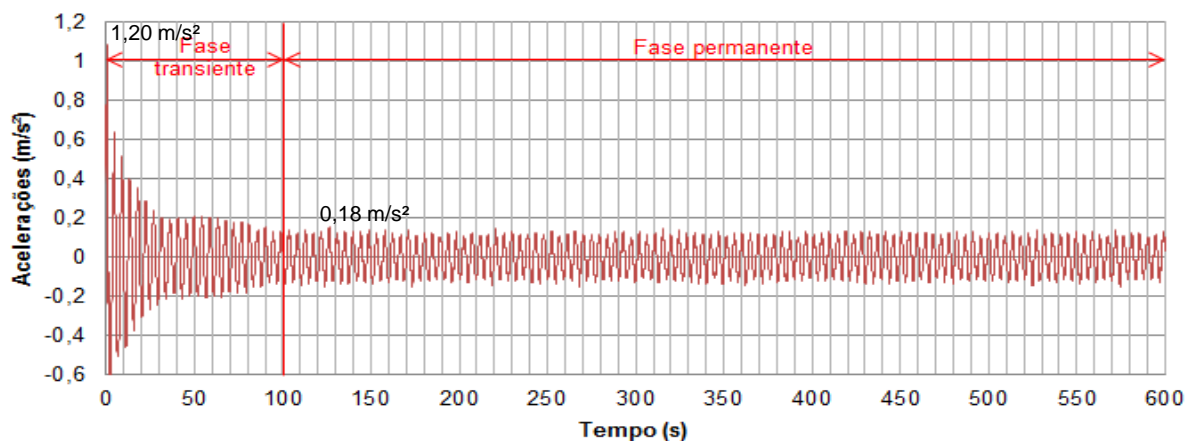


Figura 48 - Aceleração horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4865. Modelo de carregamento II (MC-II): 10^a série.

A Figura 49 mostra as repostas dinâmicas do modelo estrutural I quanto aos deslocamentos e acelerações no domínio da frequência. Observando a Figura 49, percebe-se a parcela mais significativa de transferência de energia relacionada ao primeiro modo de vibração ($f_{01} = 0,22$ Hz) e uma menor influência dos 2º, 3º e 4º modos de vibração ($f_{02} = 0,24$ Hz, $f_{03} = 0,52$ Hz e $f_{04} = 0,98$ Hz). Na sequência, as Tabelas 22 e 23 apresentam os resultados das repostas dinâmicas referentes ao pilar P10 do modelo estrutural I (ME-I) submetido ao modelo de carregamento II (MC-II) respectivamente em valores de pico e valores quadráticos médios (RMS) em termos de deslocamentos e acelerações máximos médios.

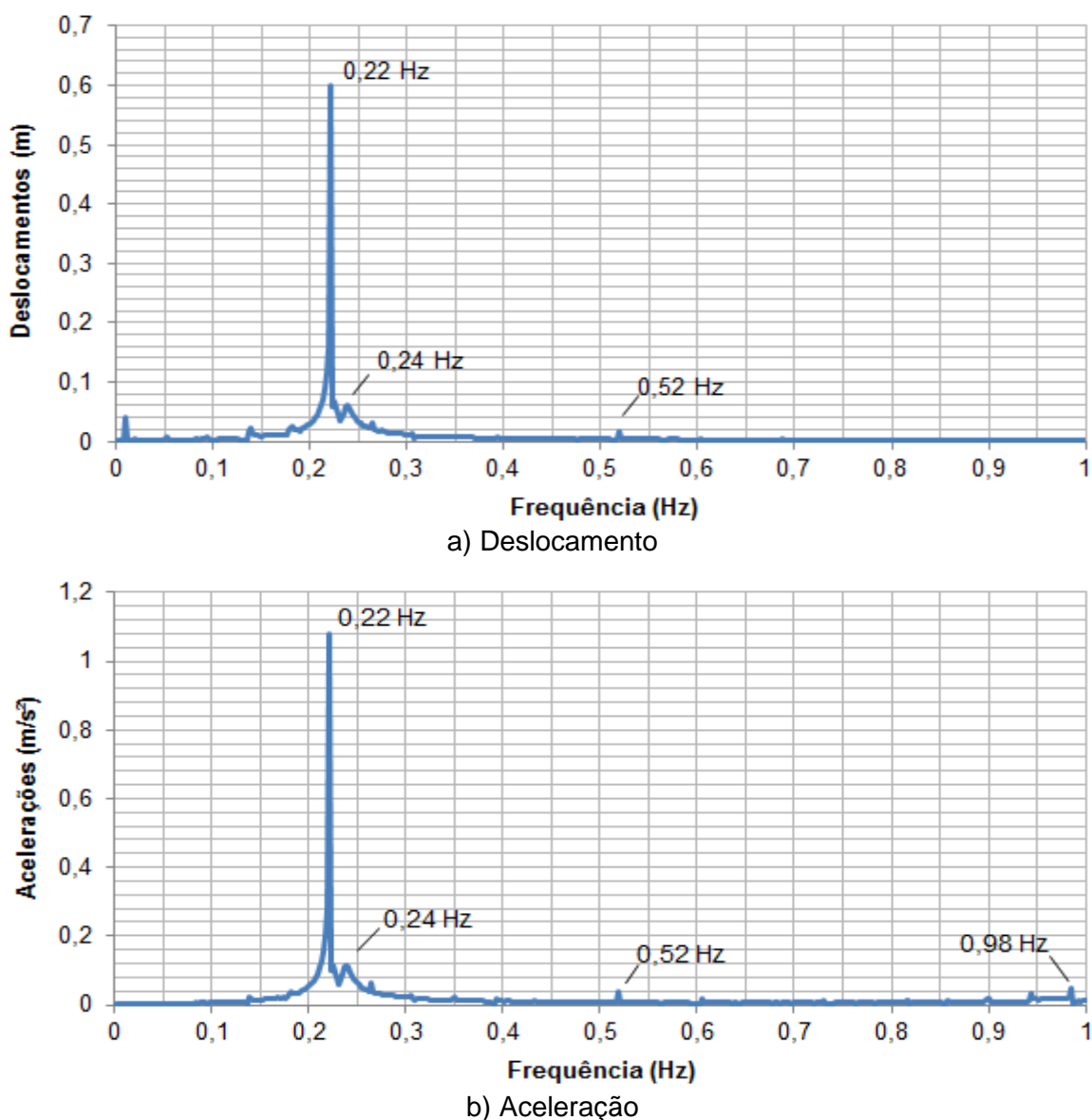


Figura 49 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento II (MC-II): 10ª série.

Tabela 22 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento II (MC-II)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,61	1,20	0,36	0,11
2	0,62	1,20	0,36	0,10
3	0,63	1,22	0,37	0,12
4	0,60	1,19	0,34	0,07
5	0,60	1,20	0,34	0,05
6	0,61	1,19	0,35	0,11
7	0,62	1,21	0,36	0,11
8	0,39	1,03	0,21	0,05
9	0,62	1,20	0,34	0,07
10	0,61	1,20	0,39	0,18
11	0,61	1,21	0,34	0,06
12	0,61	1,20	0,36	0,10
13	0,61	1,20	0,34	0,08
14	0,63	1,22	0,34	0,06
15	0,61	1,20	0,34	0,06
16	0,63	1,20	0,35	0,08
17	0,63	1,21	0,36	0,10
18	0,60	1,21	0,37	0,12
19	0,64	1,22	0,36	0,10
20	0,60	1,19	0,33	0,05
21	0,61	1,20	0,35	0,09
22	0,62	1,23	0,34	0,06
23	0,62	1,21	0,36	0,09
24	0,61	1,19	0,35	0,10
25	0,61	1,20	0,34	0,06
26	0,62	1,22	0,35	0,09
27	0,61	1,21	0,36	0,10
28	0,63	1,20	0,36	0,11
29	0,63	1,23	0,35	0,08
30	0,63	1,23	0,36	0,08
Média	0,61	1,20	0,35	0,09
Desvio padrão	0,04	0,03	0,03	0,03
R _{Z95%}	0,68	1,26	0,39	0,13

Tabela 23 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento II (MC-II)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,32	0,11	0,31	0,05
2	0,32	0,11	0,31	0,04
3	0,32	0,10	0,31	0,05
4	0,32	0,10	0,31	0,02
5	0,32	0,09	0,31	0,02
6	0,32	0,09	0,31	0,04
7	0,32	0,11	0,31	0,04
8	0,20	0,06	0,20	0,01
9	0,32	0,10	0,31	0,02
10	0,32	0,13	0,32	0,09
11	0,32	0,10	0,31	0,02
12	0,32	0,11	0,31	0,05
13	0,32	0,09	0,31	0,02
14	0,32	0,09	0,31	0,02
15	0,32	0,09	0,31	0,02
16	0,32	0,10	0,31	0,03
17	0,32	0,10	0,31	0,04
18	0,32	0,11	0,31	0,05
19	0,32	0,11	0,31	0,04
20	0,32	0,09	0,31	0,02
21	0,32	0,09	0,31	0,03
22	0,32	0,09	0,31	0,02
23	0,32	0,11	0,31	0,04
24	0,32	0,10	0,31	0,03
25	0,32	0,10	0,31	0,02
26	0,32	0,10	0,31	0,03
27	0,32	0,10	0,31	0,04
28	0,32	0,11	0,31	0,05
29	0,32	0,10	0,31	0,03
30	0,32	0,10	0,31	0,03
Média	0,31	0,10	0,31	0,03
Desvio padrão	0,02	0,01	0,02	0,02
R _{Z95%}	0,35	0,12	0,34	0,06

As Figuras 50 e 51 mostram os valores máximos de pico obtidos nas análises numéricas do modelo estrutural I (ME-I) submetidos ao modelo de carregamento II (MC-II), em termos de deslocamentos e acelerações, respectivamente. A Figura 52 mostra a resposta dinâmica do edifício em concreto armado (ME-I) para acelerações em valores quadráticos médios (RMS), considerando o modelo de carregamento I (MC-I).

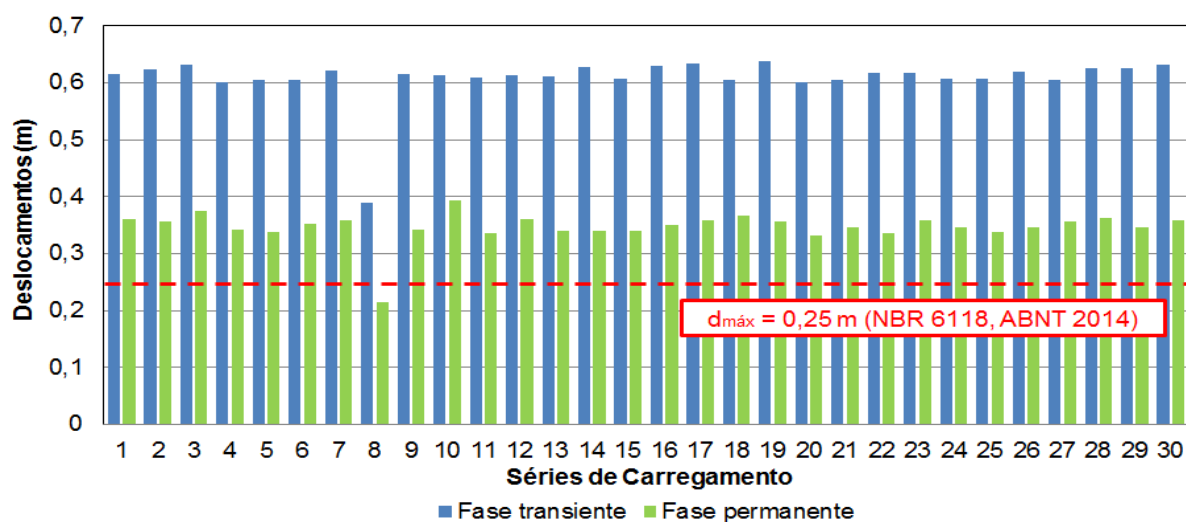


Figura 50 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3925 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II).

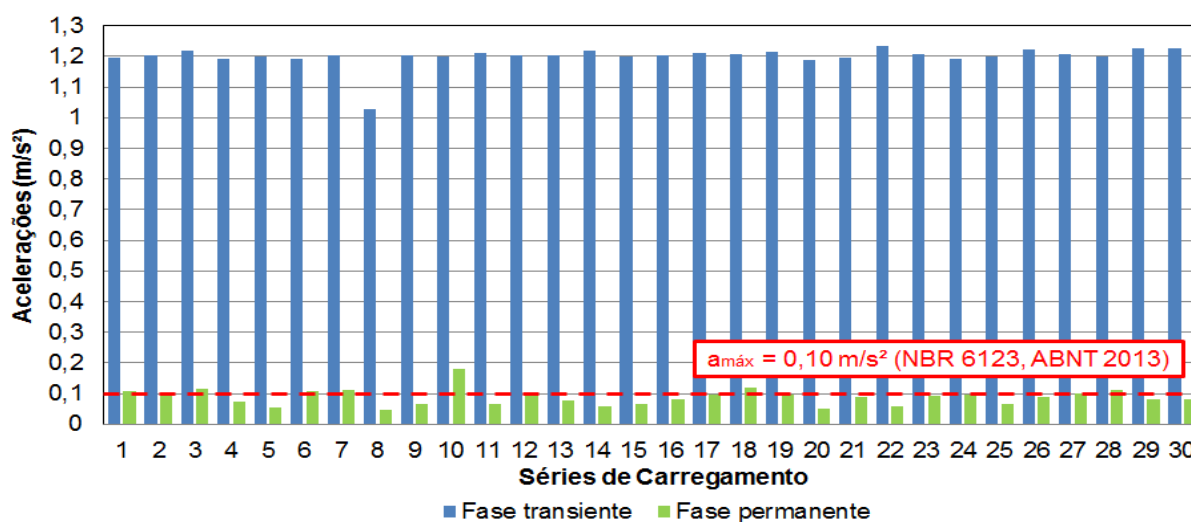


Figura 51 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).

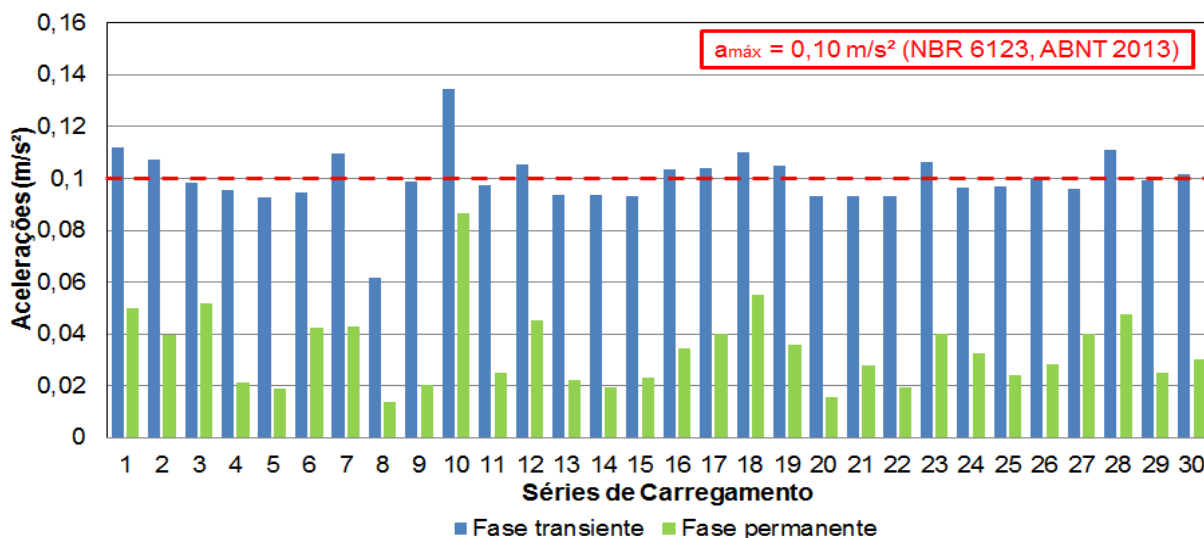


Figura 52 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).

Observando os dados das Tabelas 22 e 23 e Figuras 50 a 52, pode-se verificar que o modelo estrutural I (ME-I) apresenta, para valores de pico, deslocamentos máximos médios de 0,68 m (fase transiente) e 0,39 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias de 1,26 m/s² (fase transiente) e 0,13 m/s² (fase permanente). Os valores em RMS dos deslocamentos máximos médios são iguais a 0,35 m (fase transiente) e 0,34 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias de 0,12 m/s² (fase transiente) e 0,06 m/s² (fase permanente).

No que se refere ao critério da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), o modelo estrutural I (ME-I) apresenta valores de deslocamento horizontal superior a 0,25 m ($d_{H,máx} = 0,25$ m), não atendendo ao limite estabelecido. No que diz respeito à norma NBR 6123 (ABNT, 2013), a estrutura em questão não atende ao critério de conforto humano ($a_{máx} = 0,1$ m/s²). Segundo Bachmann (1995), as vibrações da estrutura são classificadas nas fases transiente e permanente, respectivamente como “muito incômodas” e “perceptíveis”. Considerando o limite de aceleração de pico máxima para edifícios de escritórios da norma ISO 10137 (2007), igual a 0,12 m/s², o modelo estrutural I (ME-I) não atende ao referido critério. No entanto, de acordo com a recomendação de Kareem *et al.* (1999), a edificação atende ao critério de conforto humano ($a_{máx} = 0,245$ m/s²).

Considerando os valores em RMS da resposta dinâmica, a estrutura não atende ao limite da norma ISO 6897 (1984) de $0,049 \text{ m/s}^2$. Porém, seguindo o limite proposto por Kareem (1988) de aceleração em RMS máxima de $0,098 \text{ m/s}^2$, esta edificação atende ao critério de conforto humano.

6.3.3 Modelo de carregamento III (MC-III): Espectro de Davenport com cota

As Figuras 53 e 54 mostram as respostas dinâmicas obtidas no pilar P10 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de deslocamentos e acelerações em função do tempo quando submetido ao modelo de carregamento III (MC-III). Observando as Figuras 53 e 54, verifica-se que os deslocamentos máximos médios do modelo estrutural I (ME-I), considerando a 25ª série de carregamento do vento (MC-III) são de $0,61 \text{ m}$ (fase transiente) e $0,38 \text{ m}$ (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de $1,20 \text{ m/s}^2$ (fase transiente) e $0,15 \text{ m/s}^2$ (fase permanente).

A Figura 55 mostra as respostas dinâmicas do modelo estrutural I (ME-I) no domínio da frequência para deslocamentos e acelerações considerando o modelo de carregamento III (MC-III). Observando a Figura 55, percebe-se a influência predominante nas respostas do edifício em concreto armado (ME-I) associadas ao primeiro modo de vibração da estrutura ($f_{01} = 0,22 \text{ Hz}$). Em seguida, As Tabelas 24 e 25 apresentam os resultados das análises numéricas do pilar P10 do modelo estrutural I (ME-I) submetidos às trinta séries de vento não determinístico com base no modelo de carregamento III (MC-III), em termos dos valores de pico e RMS relacionados aos deslocamentos e acelerações.

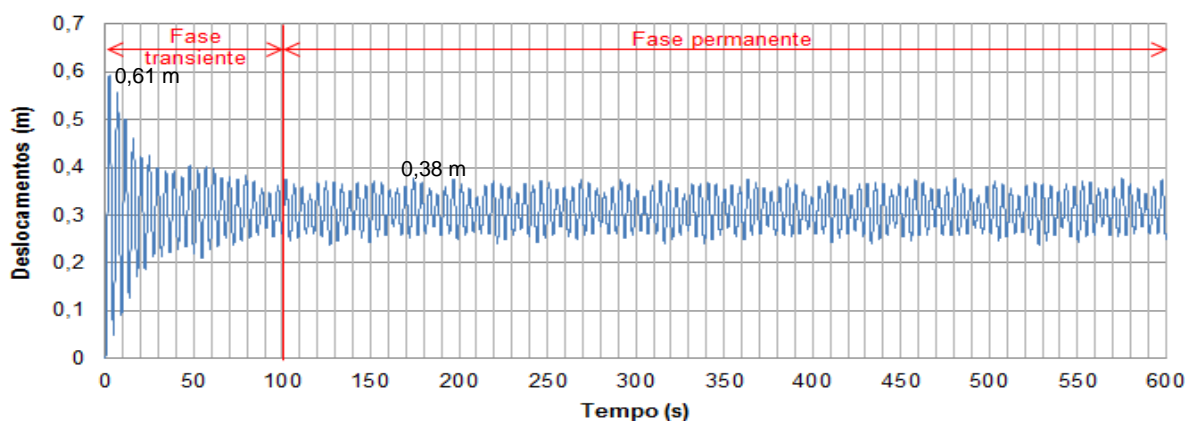


Figura 53 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4875.
Modelo de carregamento III (MC-III): 25ª série.

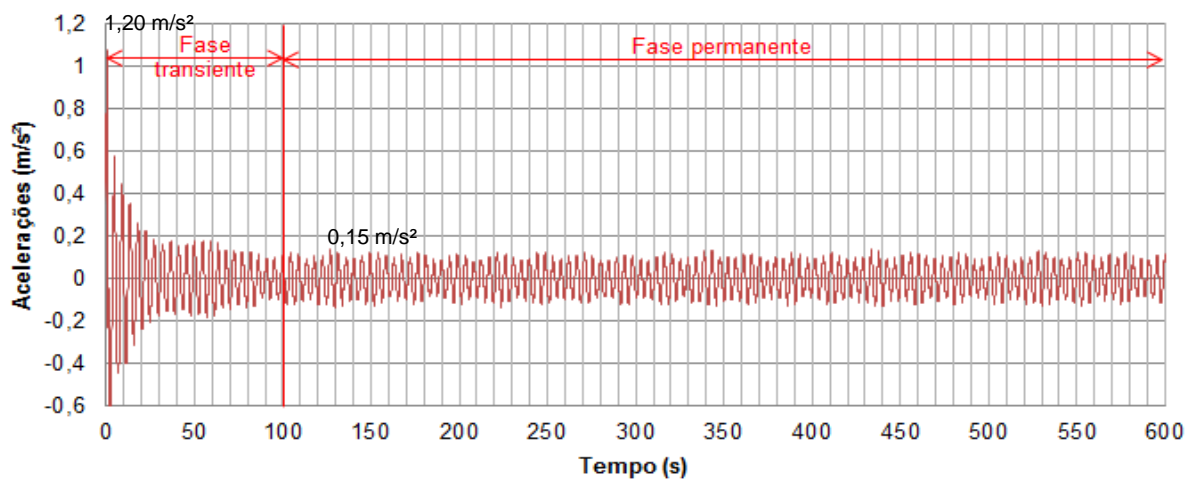
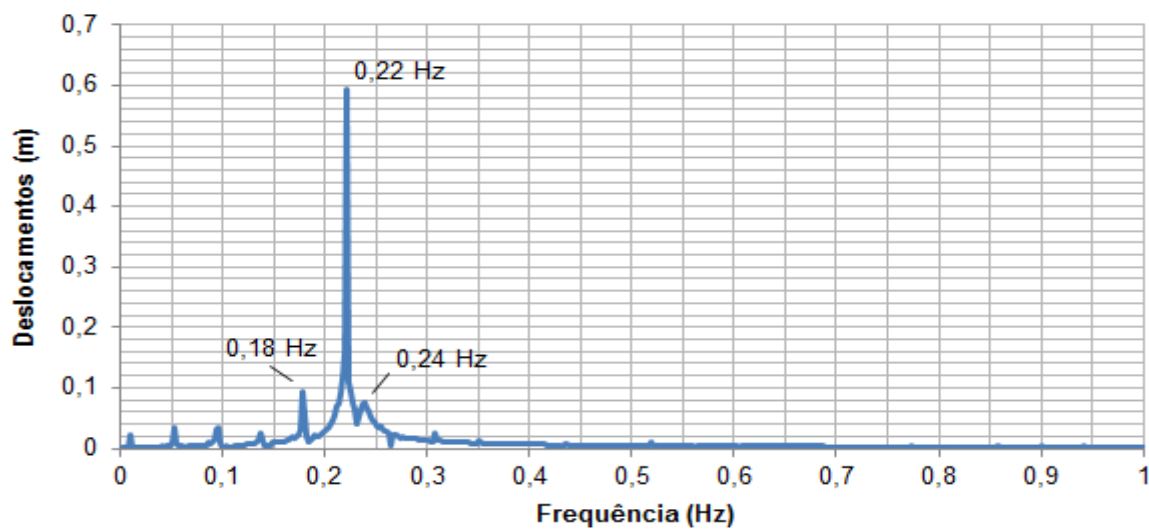
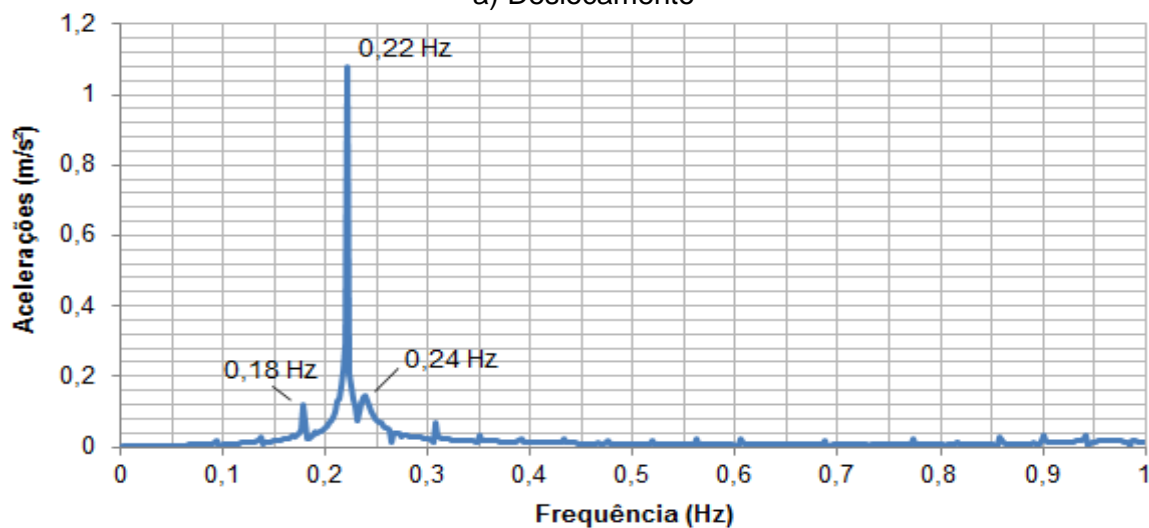


Figura 54 - Aceleração horizontal do modelo estrutural I (ME-I) referente ao nó 4865. Modelo de carregamento III (MC-III): 25^a série.



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 55 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento III (MC-III): 25^a série.

Tabela 24 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento III (MC-III)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,63	1,19	0,38	0,11
2	0,61	1,20	0,34	0,07
3	0,63	1,23	0,36	0,10
4	0,62	1,21	0,36	0,10
5	0,61	1,19	0,35	0,10
6	0,62	1,22	0,35	0,10
7	0,62	1,22	0,36	0,10
8	0,61	1,21	0,34	0,10
9	0,61	1,21	0,35	0,11
10	0,63	1,22	0,37	0,13
11	0,61	1,20	0,35	0,11
12	0,63	1,22	0,35	0,10
13	0,63	1,23	0,37	0,12
14	0,61	1,20	0,36	0,11
15	0,60	1,21	0,35	0,10
16	0,62	1,20	0,36	0,11
17	0,61	1,22	0,35	0,09
18	0,61	1,21	0,33	0,06
19	0,62	1,21	0,34	0,09
20	0,63	1,22	0,37	0,13
21	0,61	1,19	0,36	0,13
22	0,62	1,20	0,35	0,08
23	0,61	1,21	0,34	0,09
24	0,62	1,22	0,34	0,08
25	0,61	1,20	0,38	0,15
26	0,61	1,18	0,34	0,10
27	0,61	1,18	0,34	0,08
28	0,61	1,22	0,37	0,13
29	0,61	1,21	0,34	0,08
30	0,62	1,21	0,37	0,11
Média	0,62	1,21	0,35	0,10
Desvio padrão	0,01	0,01	0,01	0,02
R _{Z95%}	0,63	1,23	0,37	0,14

Tabela 25 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para p pilar P10 (Figura 23) do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento III (MC-III)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,32	0,11	0,31	0,05
2	0,32	0,10	0,31	0,02
3	0,32	0,11	0,31	0,04
4	0,32	0,10	0,31	0,04
5	0,32	0,10	0,31	0,04
6	0,32	0,11	0,31	0,04
7	0,32	0,10	0,31	0,05
8	0,32	0,10	0,31	0,04
9	0,32	0,10	0,31	0,04
10	0,32	0,11	0,31	0,06
11	0,32	0,10	0,31	0,04
12	0,32	0,11	0,31	0,04
13	0,32	0,11	0,31	0,05
14	0,32	0,10	0,31	0,04
15	0,32	0,10	0,31	0,03
16	0,32	0,11	0,31	0,05
17	0,32	0,10	0,31	0,03
18	0,32	0,09	0,31	0,02
19	0,32	0,10	0,31	0,03
20	0,32	0,11	0,31	0,05
21	0,32	0,11	0,31	0,06
22	0,32	0,10	0,31	0,03
23	0,32	0,10	0,31	0,03
24	0,32	0,10	0,31	0,02
25	0,32	0,12	0,31	0,07
26	0,32	0,10	0,31	0,03
27	0,32	0,09	0,31	0,03
28	0,32	0,10	0,31	0,06
29	0,32	0,10	0,31	0,03
30	0,32	0,11	0,31	0,05
Média	0,32	0,10	0,31	0,04
Desvio padrão	0,00	0,01	0,00	0,01
R _{z95%}	0,32	0,11	0,31	0,06

As Figuras 56 e 57 mostram os valores máximos de pico obtidos nas análises dinâmicas do modelo estrutural I (ME-I) sob a ação do modelo de carregamento III (MC-III), respectivamente para deslocamentos e acelerações. A Figura 58 ilustra as respostas dinâmicas do edifício em concreto armado (ME-I) em valores quadráticos médios (RMS) sob as forças não determinísticas do vento (MC-III).

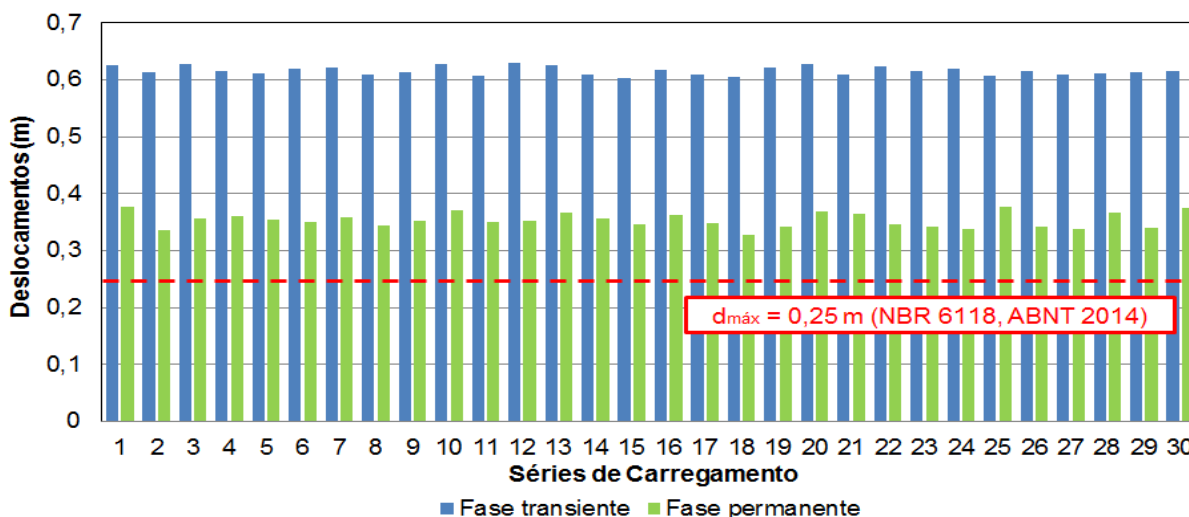


Figura 56 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3925 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III).

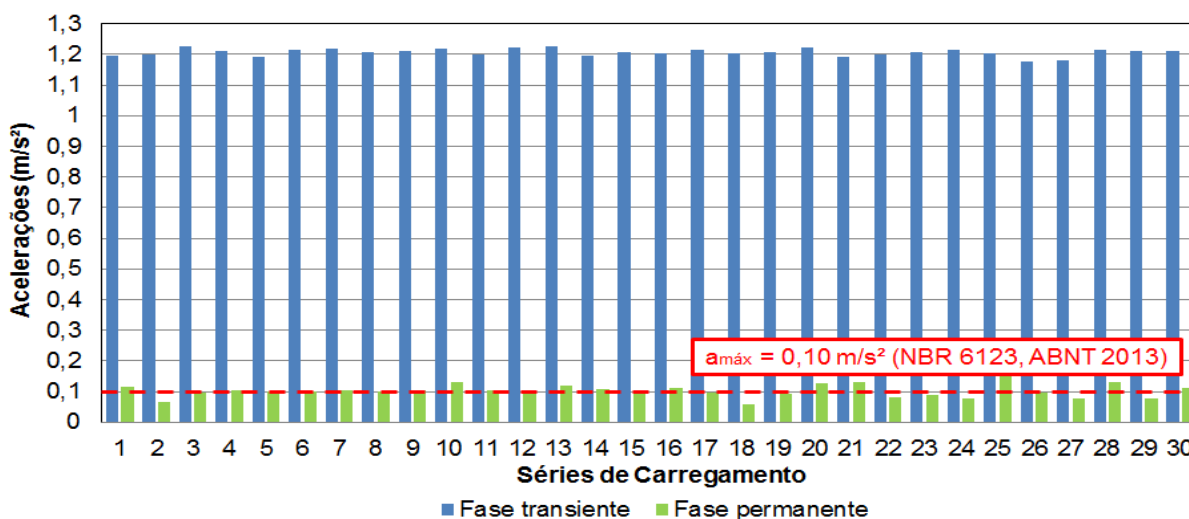


Figura 57 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III).

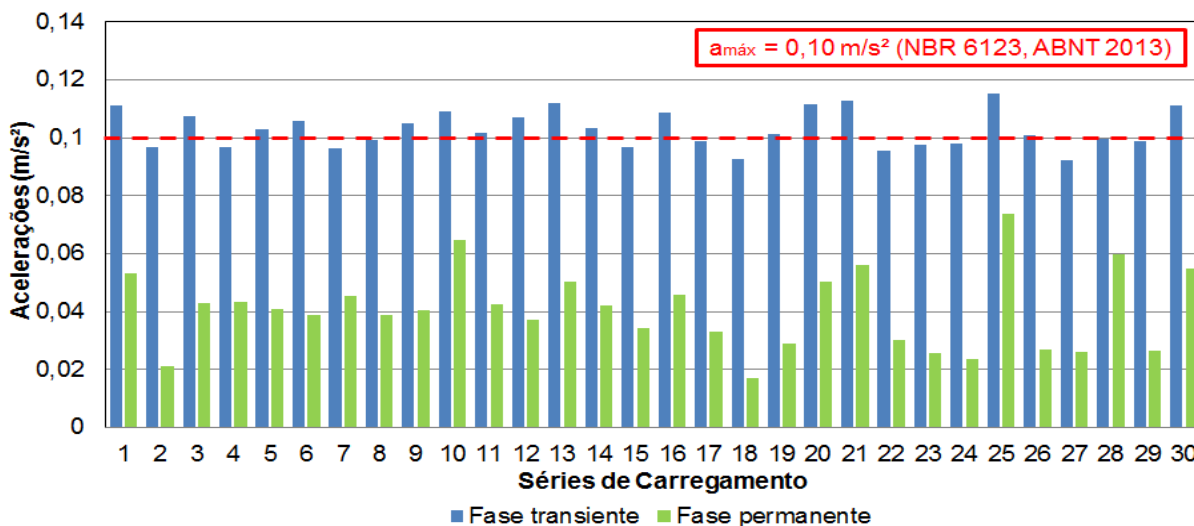


Figura 58 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 3915 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III).

Observando os dados das Tabelas 24 e 25 e das Figuras 56 a 58, verifica-se que o edifício em concreto armado (ME-I) apresenta, em valores de pico, deslocamentos máximos médios da ordem de 0,63 m (fase transiente) e 0,37 m (fase permanente) e acelerações máximas médias da ordem de 1,23 m/s² (fase transiente) e 0,14 m/s² (fase permanente). Considerando os valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são iguais a 0,32 m (fase transiente) e 0,31 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,11 m/s² (fase transiente) e 0,06 m/s² (fase permanente).

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), os deslocamentos máximos do edifício em concreto armado (ME-I) não atendem à recomendação desta norma quanto ao estado limite de utilização ($d_{H,máx} = 25$ cm).

Quanto ao conforto humano da NBR 6123 (ABNT, 2013), a aceleração máxima média da estrutura é superior à recomendada desta norma ($a_{máx} = 0,1$ m/s²), não atendendo ao critério. As vibrações do modelo estrutural (ME-I) são classificadas com base no critério de percepção humana proposto por Bachmann (1995) como “muito incômodas” na fase transiente e como “perceptíveis” na fase permanente. Considerando a norma ISO 10137 (2007), a edificação não atende ao critério de conforto humano, pois a aceleração de pico máxima média é maior do que o limite de 0,12 m/s². Conforme recomendação proposta por Kareem *et al.* (1999), com valor máximo de pico de aceleração de 0,245 m/s², a referida estrutura atende ao critério de conforto humano.

Por fim, comparando-se os valores em RMS das acelerações máximas médias do modelo estrutural I (ME-I) com o limite proposto pela norma ISO 6897 (1984), a estrutura não atende ao critério de conforto dos usuários ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0.049$ m/s²). No entanto, segundo a recomendação proposta por Kareem (1988), este critério é atendido ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,098$ m/s²).

6.4 Respostas dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II): edifício misto aço-concreto

Na sequência do trabalho, são apresentados os resultados das análises de vibração forçada referente ao edifício misto (aço-concreto) (ME-II), quando submetido às cargas não determinísticas do vento e com a consideração dos efeitos da interação solo-estrutura. A resposta dinâmica, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações horizontais máximas, é comparada com os valores limites de normas e recomendações de projeto para a verificação dos estados limites de serviço e avaliação do conforto humano. Uma verificação global do comportamento dinâmico do edifício (ME-II) foi realizada em todos os pilares e, por esta razão, serão apresentados apenas os conjuntos de resultados associados ao pilar P19 (ver Figura 24) do modelo estrutural em estudo, mediante avaliação dos efeitos máximos da resposta do edifício.

6.4.1 Modelo de carregamento I (MC-I): Espectro de Kaimal

As Figuras 59 e 60 mostram as respostas dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II) no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, considerando a 1ª série de carregamento não determinístico do vento (MC-I). Analisando as Figuras 59 e 60, percebe-se que os deslocamentos translacionais horizontais máximos do edifício em concreto armado (ME-II) são de 0,93 m (fase transiente) e 0,68 m (fase permanente) e as acelerações máximas são de 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,23 m/s² (fase permanente), referentes à 1ª série de carregamento aleatório do vento (MC-I).

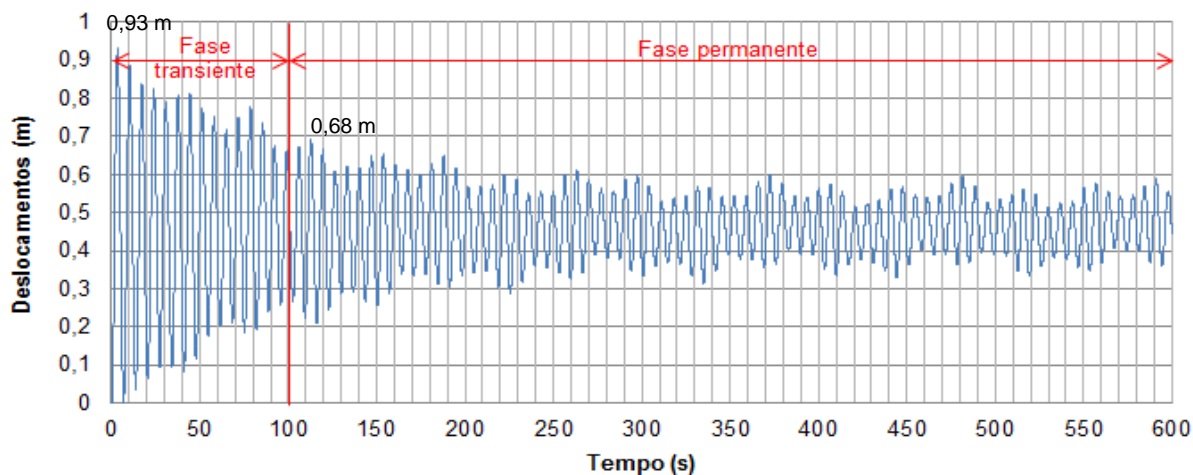


Figura 59 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025 (Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série.

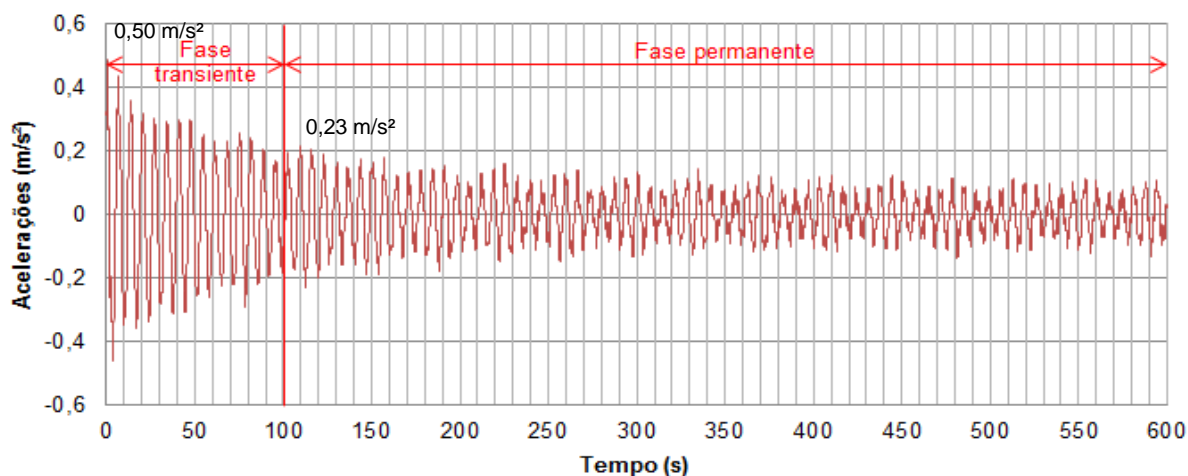
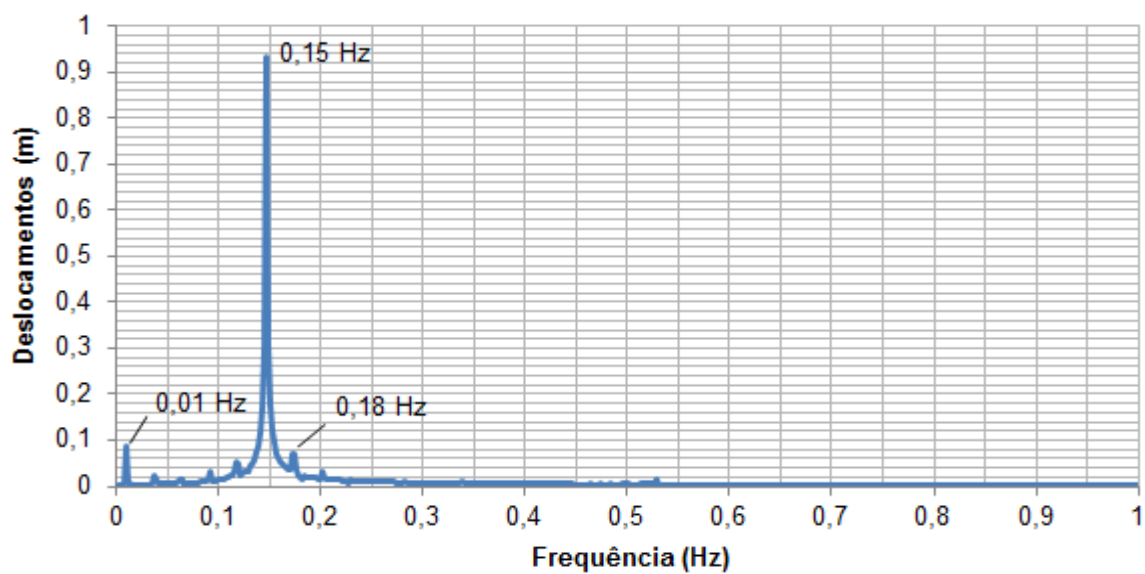
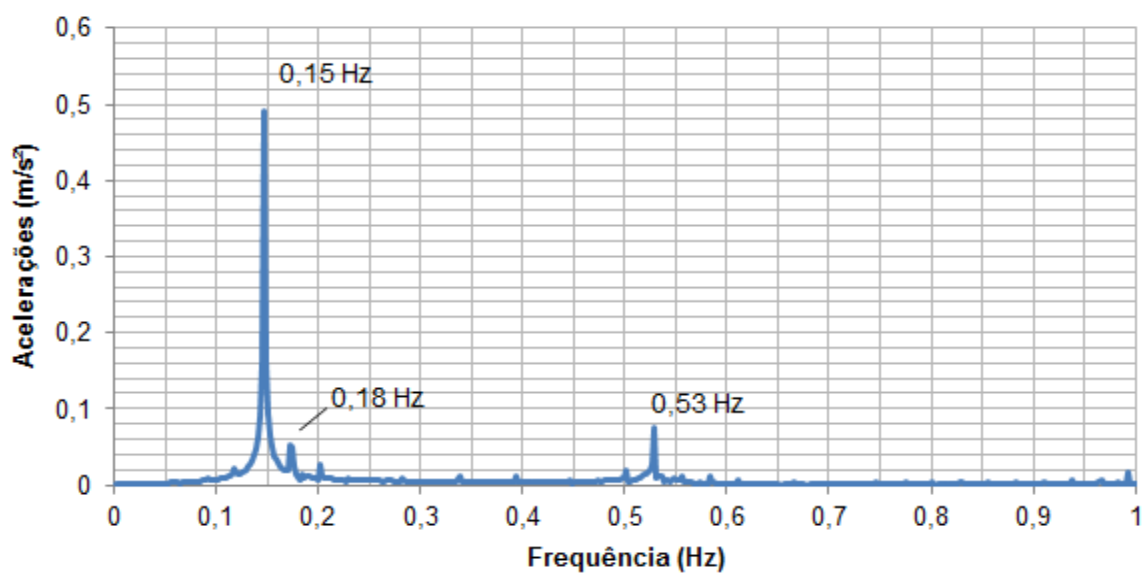


Figura 60 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série.

A Figura 61 mostra a resposta dinâmica do modelo estrutural II (ME-II) submetido à 1ª série de carregamento não determinístico do vento (MC-I) no domínio da frequência. Observando a Figura 61, pode-se verificar maior influência dos 1º, 2º e 4º modos de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício misto (ME-I) ($f_{01} = 0,15$ Hz, $f_{02} = 0,18$ Hz e $f_{04} = 0,53$ Hz). Posteriormente, as Tabelas 26 e 27 apresentam, respectivamente, os valores de pico e valores quadráticos médios (RMS) dos deslocamentos e acelerações máximos médios do modelo estrutural II (ME-II) sob a ação do modelo de carregamento I (MC-I).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 61 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série.

As Figuras 62 e 63 mostram os valores máximos de pico para deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) considerando o modelo de carregamento I (MC-I). A Figura 64 mostra os valores quadráticos médios (RMS) para as acelerações do modelo estrutural II (ME-II) submetido às 30 séries de cargas de vento aleatório (MC-I).

Tabela 26 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,93	0,50	0,68	0,23
2	0,92	0,47	0,64	0,17
3	0,91	0,46	0,59	0,13
4	0,94	0,47	0,66	0,18
5	0,92	0,47	0,60	0,13
6	0,90	0,49	0,61	0,15
7	0,92	0,51	0,68	0,21
8	0,92	0,45	0,61	0,16
9	0,93	0,48	0,62	0,16
10	0,90	0,47	0,56	0,11
11	0,92	0,47	0,60	0,15
12	0,92	0,47	0,68	0,20
13	0,91	0,47	0,67	0,20
14	0,93	0,47	0,67	0,20
15	0,91	0,47	0,59	0,14
16	0,94	0,47	0,58	0,12
17	0,92	0,49	0,65	0,19
18	0,91	0,47	0,60	0,14
19	0,91	0,47	0,64	0,18
20	0,92	0,46	0,65	0,17
21	0,92	0,48	0,63	0,17
22	0,93	0,48	0,62	0,16
23	0,94	0,50	0,63	0,16
24	0,94	0,50	0,68	0,22
25	0,92	0,49	0,66	0,19
26	0,91	0,47	0,67	0,19
27	0,93	0,48	0,65	0,18
28	0,91	0,47	0,61	0,15
29	0,95	0,48	0,66	0,17
30	0,93	0,48	0,68	0,20
Média	0,92	0,48	0,64	0,17
Desvio padrão	0,01	0,01	0,04	0,03
R _{Z95%}	0,94	0,50	0,69	0,22

Tabela 27 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,49	0,14	0,47	0,09
2	0,48	0,12	0,47	0,06
3	0,48	0,10	0,46	0,05
4	0,48	0,11	0,46	0,06
5	0,48	0,11	0,46	0,04
6	0,48	0,11	0,46	0,04
7	0,49	0,14	0,47	0,09
8	0,48	0,12	0,46	0,05
9	0,48	0,12	0,47	0,06
10	0,48	0,10	0,46	0,04
11	0,48	0,11	0,46	0,05
12	0,48	0,13	0,47	0,07
13	0,49	0,13	0,47	0,08
14	0,49	0,13	0,47	0,08
15	0,48	0,11	0,46	0,05
16	0,48	0,11	0,46	0,04
17	0,48	0,12	0,47	0,07
18	0,48	0,11	0,47	0,06
19	0,48	0,12	0,47	0,06
20	0,48	0,12	0,47	0,06
21	0,48	0,12	0,47	0,06
22	0,48	0,11	0,46	0,05
23	0,48	0,12	0,46	0,05
24	0,49	0,13	0,47	0,08
25	0,49	0,13	0,47	0,07
26	0,49	0,13	0,47	0,08
27	0,48	0,12	0,47	0,07
28	0,48	0,11	0,46	0,05
29	0,48	0,12	0,47	0,06
30	0,49	0,13	0,47	0,08
Média	0,48	0,12	0,47	0,06
Desvio padrão	0,00	0,01	0,00	0,02
R _{Z95%}	0,49	0,14	0,47	0,09

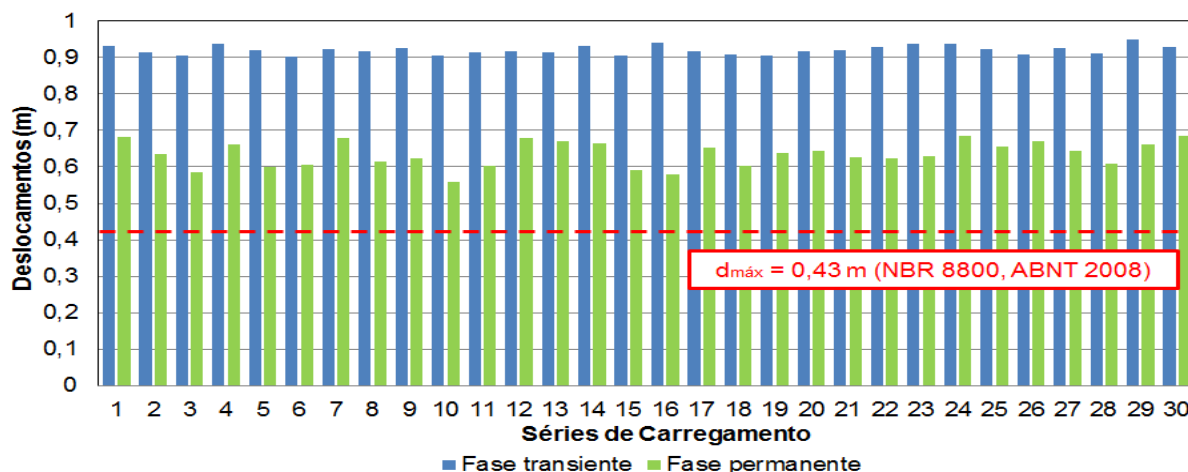


Figura 62 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I).

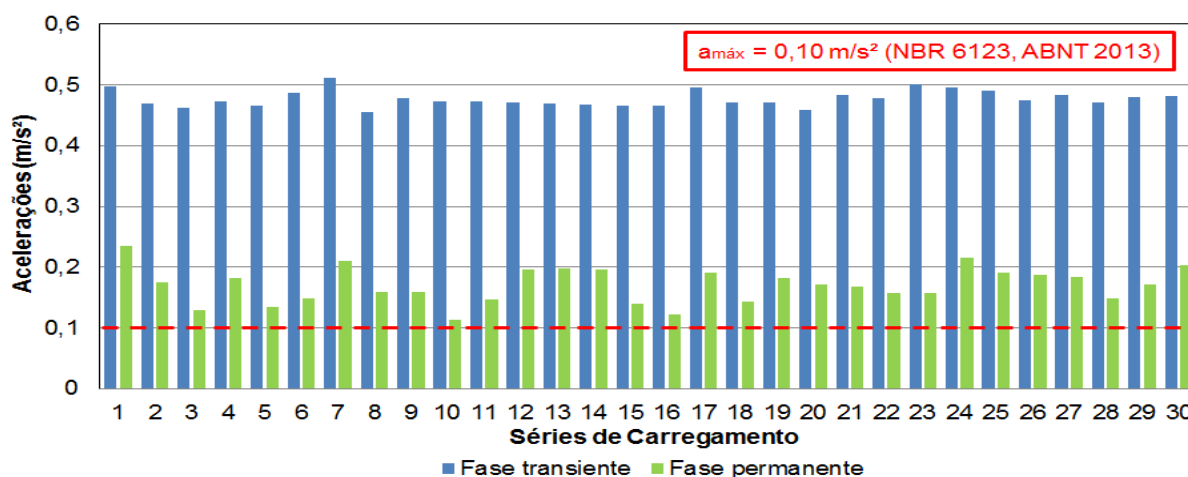


Figura 63 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).

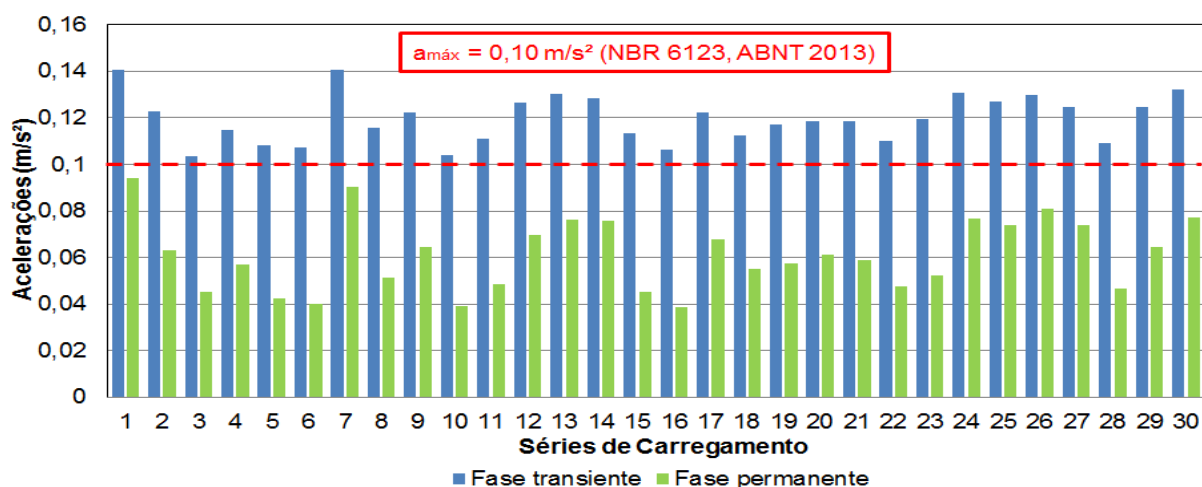


Figura 64 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).

Com base nos dados das Tabelas 26 e 27 e Figuras 62 a 64, verifica-se, considerando os valores de pico do edifício misto (ME-II), que os deslocamentos máximos médios são da ordem de 0,94 m (fase transiente) e 0,69 m (fase permanente) e acelerações máximas médias iguais a 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,22 m/s² (fase permanente). Para valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são iguais a 0,49 m (fase transiente) e 0,47 m (fase permanente) e acelerações máximas médias de a 0,14 m/s² (fase transiente) e 0,09 m/s² (fase permanente).

No que diz respeito ao critério de projeto da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), o edifício misto (ME-II) apresenta valores de deslocamento horizontal maior que o recomendado por esta norma de 0,43 m ($d_{H,máx} = 0,43$ m), não atendendo ao referido critério.

Segundo a norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 2013), a estrutura em questão não atende ao critério de conforto humano, pois ultrapassa o limite de 0,1 m/s² ($a_{máx} = 0,1$ m/s²). Considerando as faixas limites de percepção humana (Bachmann, 1995), as vibrações desta estrutura são classificadas como “incômodas” para os ocupantes. De acordo com as recomendações da ISO 10137 (2007), o limite de aceleração de pico é de 0,143 m/s², assim sendo, a estrutura em questão não atende ao critério de conforto humano. Para edifícios de escritórios, o limite recomendado por Kareem *et al.* (1999) é de 0,245 m/s², desta forma, a edificação atende a este critério.

Com relação às recomendações da norma ISO 6897 (1984), a aceleração em RMS máxima recomendada é igual 0,058 m/s², logo, não atende ao conforto dos ocupantes desta estrutura. E, conforme recomendação de Kareem (1988), de aceleração em RMS máxima de 0,098 m/s², o modelo estrutural II (ME-II) atende ao conforto dos usuários somente na fase permanente da resposta dinâmica.

6.4.2 Modelo de carregamento II (MC-II): Espectro de Davenport

As Figuras 65 e 66 mostram os resultados das análises dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II) no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, considerando a aplicação da 24^a série de carregamento aleatório do vento (MC-II).

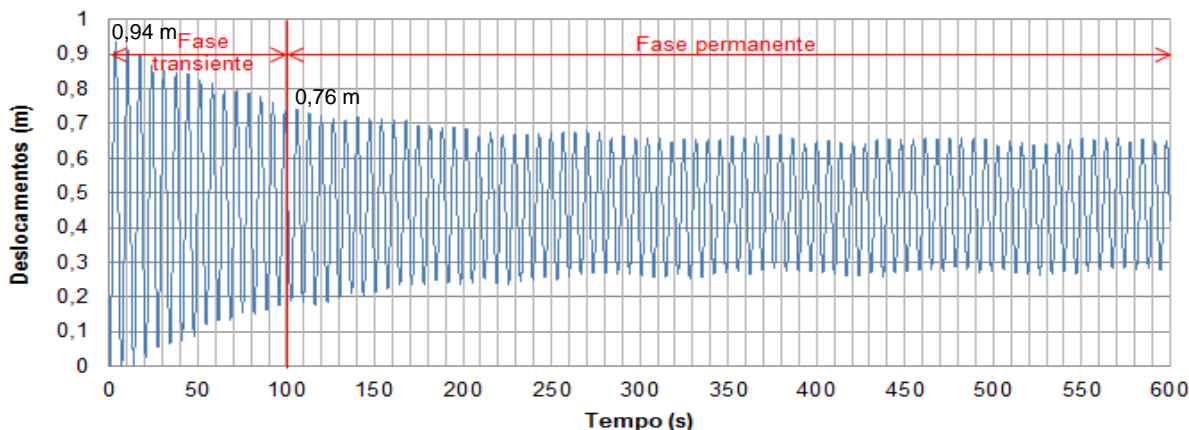


Figura 65 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série.

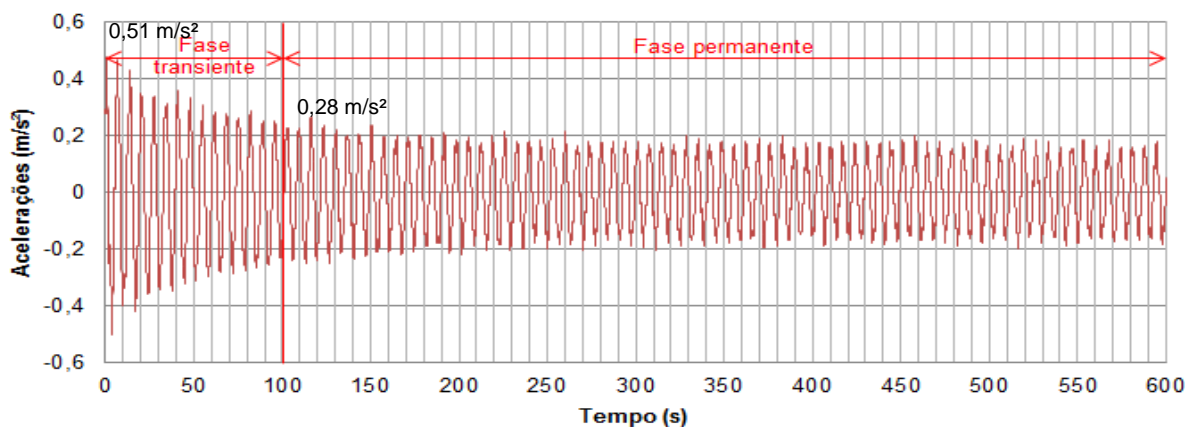
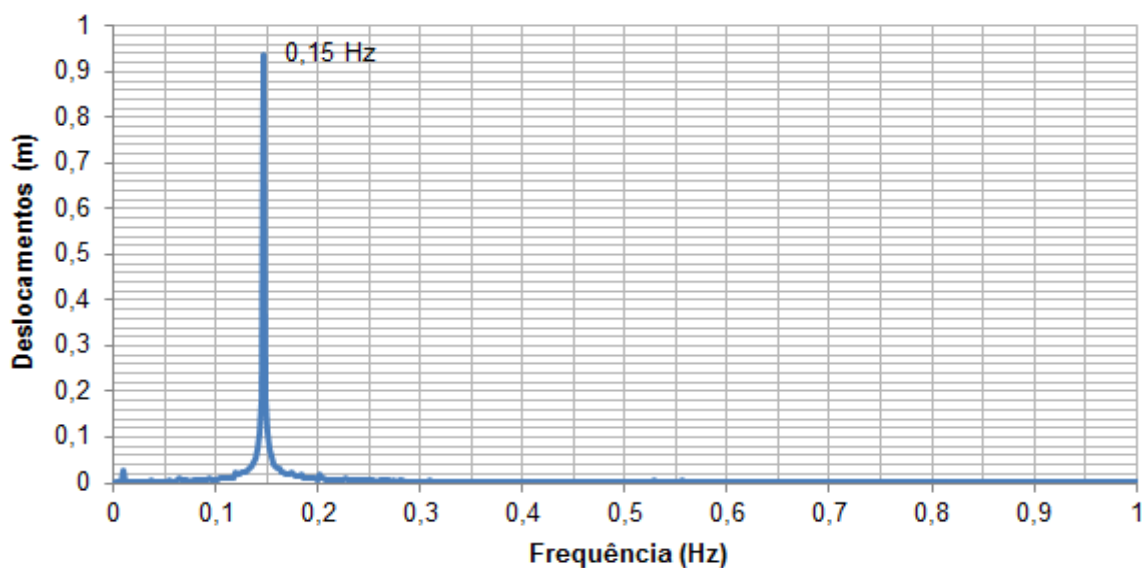


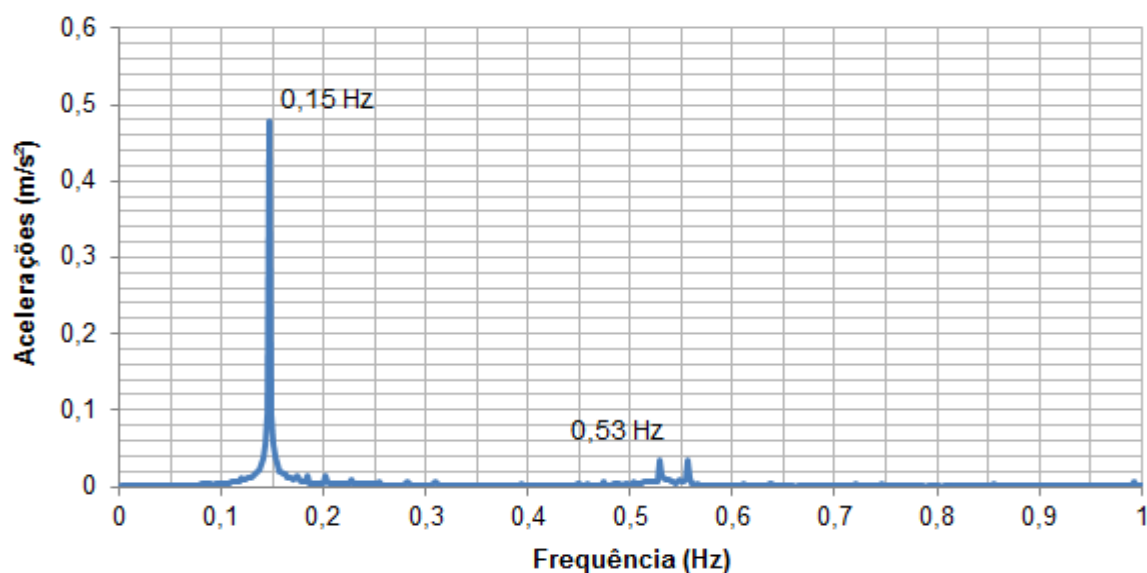
Figura 66 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série.

Observando as Figuras 65 e 66, pode-se verificar que o edifício misto apresenta deslocamentos translacionais horizontais máximos de 0,94 m (fase transitiente) e 0,76 m (fase permanente) e acelerações máximas iguais a 0,51 m/s^2 (fase transitiente) e 0,28 m/s^2 (fase permanente) para a 24ª série de carregamento não determinístico do vento (MC-II).

A Figura 67 mostra a resposta do edifício misto (ME-II) no domínio da frequência para os deslocamentos e acelerações referentes à 24ª série de carregamento (MC-II). Observando a Figura 67, percebe-se uma influência de forma mais significativa associada à frequência de 0,15 Hz, correspondente ao primeiro modo de vibração da estrutura. Em seguida, as Tabelas 28 e 29 apresentam os resultados das análises numéricas referentes ao modelo estrutural II (ME-II) considerando a aplicação as séries de vento não determinístico do modelo de carregamento II (MC-II).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 67 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série.

As Figuras 68 e 69 mostram os resultados das análises numéricas do modelo estrutural II (ME-II) sob a ação do modelo de carregamento II (MC-II), em termos de valores máximos de pico para deslocamentos e acelerações, nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica. A Figura 70 ilustra as acelerações máximas em valores quadráticos médios (RMS) do edifício misto (ME-II) considerando o modelo de carregamento II (MC-II)

Tabela 28 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,91	0,46	0,59	0,15
2	0,93	0,49	0,61	0,15
3	0,90	0,49	0,68	0,20
4	0,90	0,48	0,66	0,21
5	0,92	0,47	0,63	0,16
6	0,92	0,45	0,69	0,20
7	0,94	0,50	0,68	0,21
8	0,95	0,49	0,65	0,19
9	0,93	0,49	0,68	0,21
10	0,91	0,49	0,72	0,24
11	0,93	0,47	0,68	0,23
12	0,94	0,49	0,66	0,19
13	0,92	0,48	0,68	0,21
14	0,93	0,50	0,70	0,20
15	0,95	0,50	0,70	0,23
16	0,93	0,47	0,66	0,22
17	0,94	0,46	0,65	0,20
18	0,94	0,48	0,68	0,22
19	0,91	0,48	0,72	0,24
20	0,92	0,49	0,65	0,19
21	0,92	0,49	0,64	0,20
22	0,89	0,46	0,69	0,23
23	0,91	0,49	0,73	0,27
24	0,94	0,51	0,76	0,28
25	0,96	0,50	0,70	0,23
26	0,93	0,52	0,76	0,30
27	0,89	0,46	0,56	0,13
28	0,92	0,50	0,68	0,23
29	0,95	0,49	0,67	0,19
30	0,92	0,46	0,65	0,22
Média	0,93	0,48	0,67	0,21
Desvio padrão	0,02	0,02	0,04	0,04
R _{Z95%}	0,95	0,51	0,75	0,27

Tabela 29 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,48	0,11	0,47	0,06
2	0,48	0,11	0,47	0,05
3	0,49	0,13	0,47	0,08
4	0,49	0,14	0,47	0,09
5	0,48	0,12	0,47	0,06
6	0,48	0,11	0,47	0,08
7	0,49	0,13	0,47	0,08
8	0,49	0,13	0,47	0,06
9	0,49	0,14	0,47	0,09
10	0,49	0,15	0,48	0,10
11	0,49	0,13	0,47	0,07
12	0,49	0,13	0,47	0,08
13	0,49	0,13	0,47	0,09
14	0,49	0,14	0,48	0,10
15	0,49	0,14	0,48	0,10
16	0,49	0,13	0,47	0,08
17	0,48	0,12	0,47	0,06
18	0,49	0,14	0,47	0,09
19	0,49	0,15	0,48	0,10
20	0,48	0,12	0,47	0,05
21	0,49	0,13	0,47	0,07
22	0,49	0,14	0,48	0,10
23	0,50	0,16	0,48	0,12
24	0,51	0,17	0,49	0,14
25	0,49	0,14	0,47	0,09
26	0,50	0,17	0,49	0,14
27	0,48	0,10	0,46	0,05
28	0,49	0,13	0,47	0,08
29	0,49	0,13	0,47	0,07
30	0,49	0,13	0,48	0,10
Média	0,49	0,13	0,47	0,08
Desvio padrão	0,01	0,02	0,01	0,02
R _{z95%}	0,50	0,16	0,48	0,12

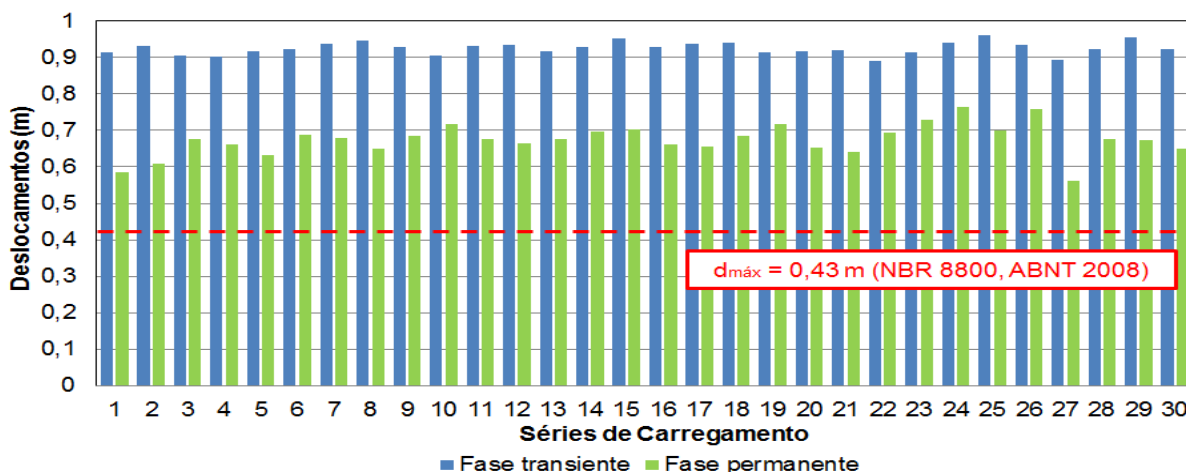


Figura 68 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II).

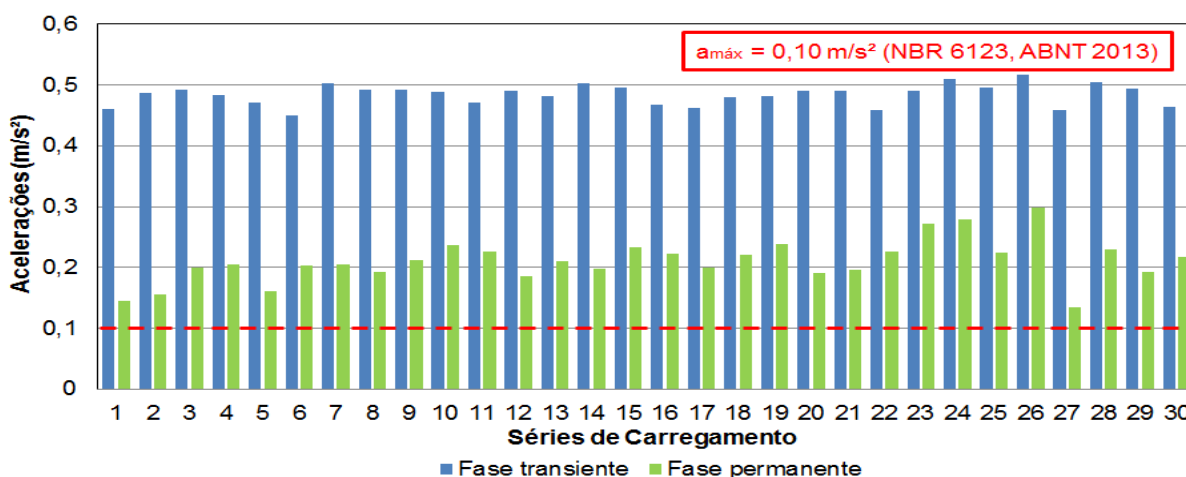


Figura 69 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).

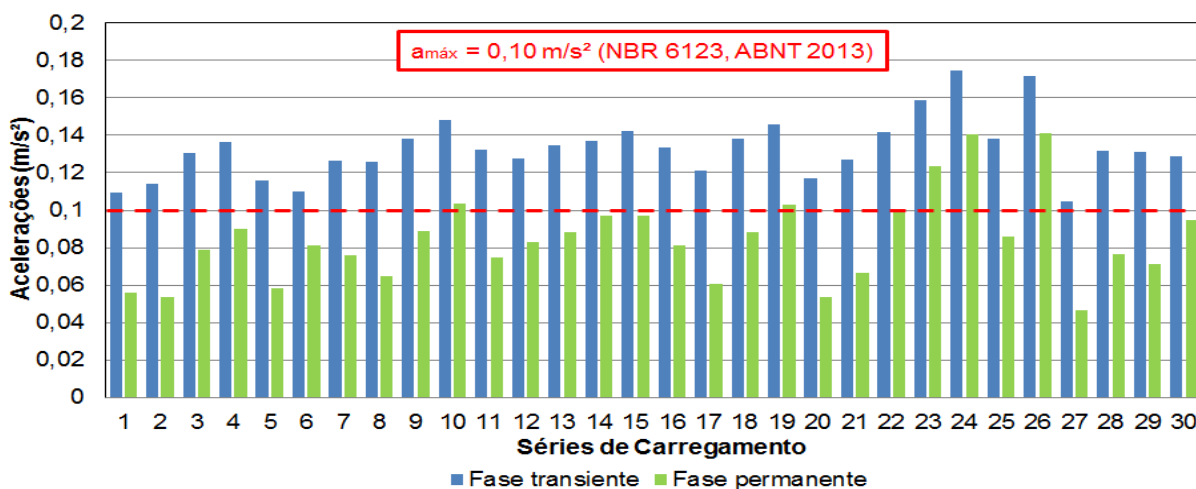


Figura 70 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).

Analisando os dados das Tabelas 28 e 29 e das Figuras 68 a 70, observa-se que o edifício misto (ME-II) apresenta, em valores de pico, deslocamentos máximos médios de 0,95 m (fase transiente) e 0,75 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias iguais a 0,51 m/s² (fase transiente) e 0,27 m/s² (fase permanente) e, em valores em RMS, deslocamentos máximos médios da ordem de 0,50 m (fase transiente) e 0,48 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias de 0,16 m/s² (fase transiente) e 0,12 m/s² (fase permanente).

Quanto ao critério da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), os deslocamentos máximos médios da estrutura são superiores ao recomendado ($d_{H,máx} = 0,43$ m), não atendendo a referida norma.

No que se refere à norma NBR 6123 (ABNT, 2013), as acelerações máximas médias também são maiores que o limite de 0,1 m/s² ($a_{máx} = 0,1$ m/s²), não atendendo ao critério de conforto humano. Conforme Bachmann (1995), os níveis de vibração da estrutura são classificados como “muito incômodo” para a fase transiente e como “incômodo” para a fase permanente da resposta. No que diz respeito à norma ISO 10137 (2007), o limite das acelerações (valor de pico) para conforto dos usuários em edifícios de escritórios é de 0,143 m/s², desta forma, o critério não é atendido. Segundo a recomendação de Kareem *et al.* (1999), novamente, o critério de conforto não é atendido ($a_{máx} = 0,245$ m/s²).

Considerando a norma ISO 6897 (1984), a aceleração em RMS máxima recomendada é igual 0,058 m/s², portanto o edifício misto (ME-II) não atende ao critério de conforto dos usuários. Para a aceleração máxima em RMS de 0,098 m/s² (Kareem, 1988), a estrutura em questão também não atende a este critério.

6.4.3 Modelo de carregamento III (MC-III): Espectro de Davenport com cota

As Figuras 71 e 72 ilustram os resultados das análises numéricas do edifício misto (aço-concreto) ao longo do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações considerando a aplicação do modelo de carregamento III (MC-III). Observando as Figuras 71 e 72, percebe-se que o modelo estrutural II (ME-II) apresenta deslocamentos máximos de 0,95 m (fase transiente) e 0,81 m (fase permanente) e acelerações máximas de 0,49 m/s² (fase transiente) e 0,35 m/s² (fase permanente), no que se refere à 29ª série de carregamento aleatório do vento (MC-III).

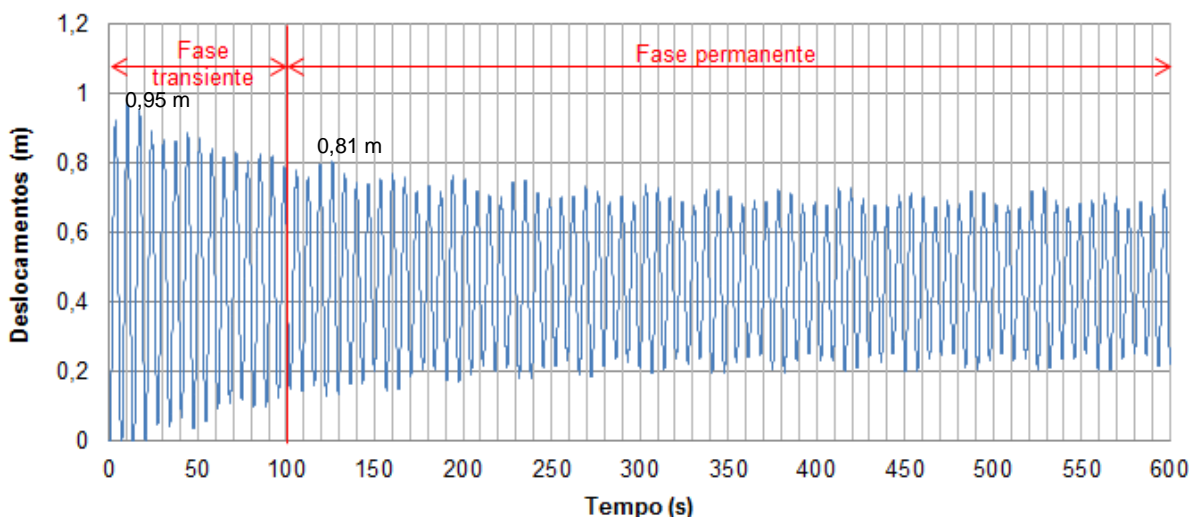


Figura 71 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025.
Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série.

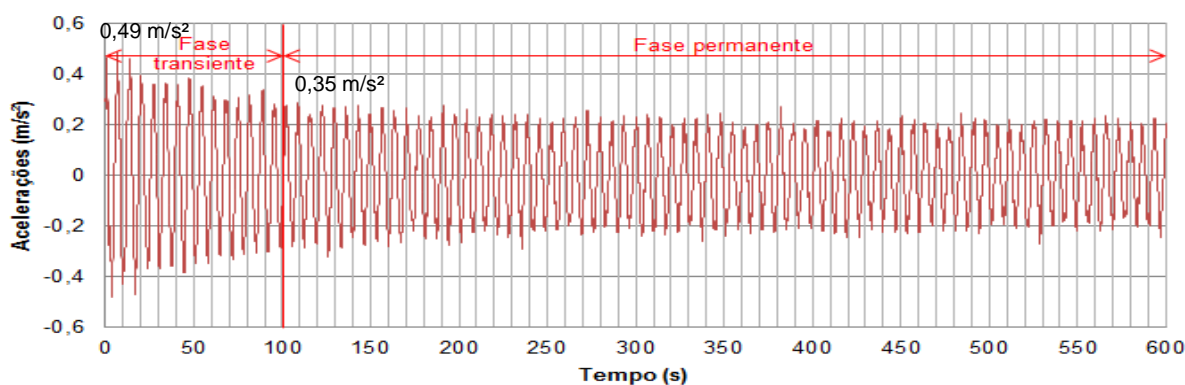


Figura 72 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993.
Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série.

A resposta dinâmica no domínio da frequência para deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) é mostrada na Figura 73. Observando a Figura 73, pode-se verificar que a parcela mais significativa da resposta está associada ao primeiro modo de vibração da estrutura ($f_{01} = 0,15$ Hz). Na sequência, as Tabelas 30 e 31 apresentam os valores máximos de pico e valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações, nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica do modelo estrutural II (ME-II) considerando-se as 30 séries de vento não determinístico do modelo de carregamento III (MC-III).

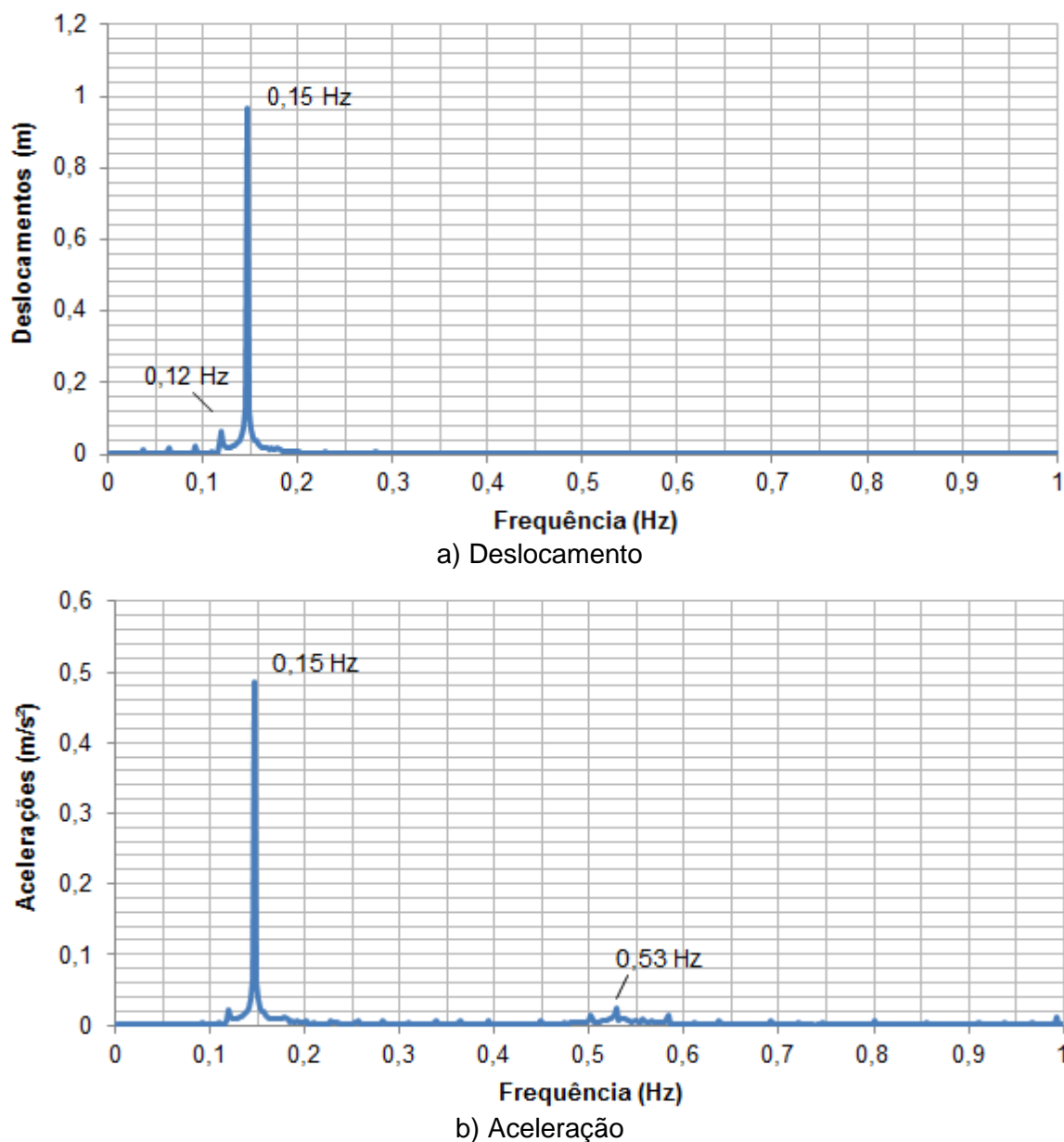


Figura 73 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série.

As Figuras 74 e 75 mostram os valores máximos de pico das respostas dinâmicas para deslocamentos e acelerações obtidos nas análises numéricas do modelo estrutural II (ME-II) submetido ao modelo de carregamento III (MC-III). A Figura 76 ilustra os resultados das respostas dinâmicas em valores quadráticos médios (RMS) referentes aos deslocamentos e acelerações do edifício misto (ME-II) sob carregamento aleatório do vento (MC-III).

Tabela 30 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,91	0,50	0,65	0,21
2	0,92	0,53	0,69	0,25
3	0,94	0,47	0,61	0,20
4	0,94	0,53	0,68	0,25
5	0,95	0,50	0,66	0,22
6	0,93	0,48	0,72	0,27
7	0,94	0,48	0,67	0,22
8	0,92	0,49	0,73	0,26
9	0,92	0,50	0,62	0,15
10	0,98	0,51	0,70	0,25
11	0,94	0,51	0,72	0,26
12	0,91	0,47	0,61	0,18
13	0,92	0,49	0,71	0,25
14	0,90	0,50	0,76	0,32
15	0,91	0,45	0,62	0,18
16	0,92	0,48	0,59	0,16
17	0,95	0,49	0,68	0,22
18	0,95	0,53	0,61	0,18
19	0,90	0,46	0,62	0,16
20	0,95	0,48	0,63	0,18
21	0,91	0,47	0,78	0,32
22	0,94	0,50	0,74	0,28
23	0,92	0,49	0,72	0,27
24	0,95	0,49	0,69	0,25
25	0,94	0,49	0,65	0,19
26	0,92	0,48	0,67	0,22
27	0,93	0,49	0,67	0,20
28	0,92	0,49	0,65	0,20
29	0,95	0,49	0,81	0,35
30	0,93	0,47	0,60	0,15
Média	0,93	0,49	0,68	0,23
Desvio padrão	0,02	0,02	0,06	0,05
R _{Z95%}	0,96	0,52	0,77	0,31

Tabela 31 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,48	0,11	0,47	0,08
2	0,49	0,14	0,47	0,09
3	0,48	0,11	0,46	0,05
4	0,49	0,13	0,48	0,10
5	0,49	0,13	0,47	0,08
6	0,50	0,16	0,48	0,12
7	0,48	0,12	0,47	0,07
8	0,50	0,16	0,48	0,12
9	0,48	0,11	0,47	0,05
10	0,49	0,15	0,48	0,10
11	0,50	0,16	0,49	0,13
12	0,48	0,12	0,47	0,06
13	0,49	0,15	0,48	0,11
14	0,51	0,18	0,50	0,16
15	0,48	0,12	0,47	0,06
16	0,48	0,11	0,46	0,04
17	0,49	0,13	0,47	0,09
18	0,48	0,12	0,46	0,06
19	0,48	0,12	0,47	0,06
20	0,49	0,12	0,47	0,08
21	0,51	0,19	0,50	0,16
22	0,50	0,16	0,48	0,12
23	0,50	0,16	0,48	0,12
24	0,49	0,15	0,48	0,12
25	0,49	0,12	0,47	0,07
26	0,49	0,14	0,47	0,09
27	0,49	0,13	0,47	0,08
28	0,48	0,12	0,47	0,07
29	0,52	0,19	0,50	0,16
30	0,48	0,11	0,46	0,04
Média	0,49	0,14	0,47	0,09
Desvio padrão	0,01	0,02	0,01	0,03
R _{z95%}	0,51	0,18	0,49	0,15

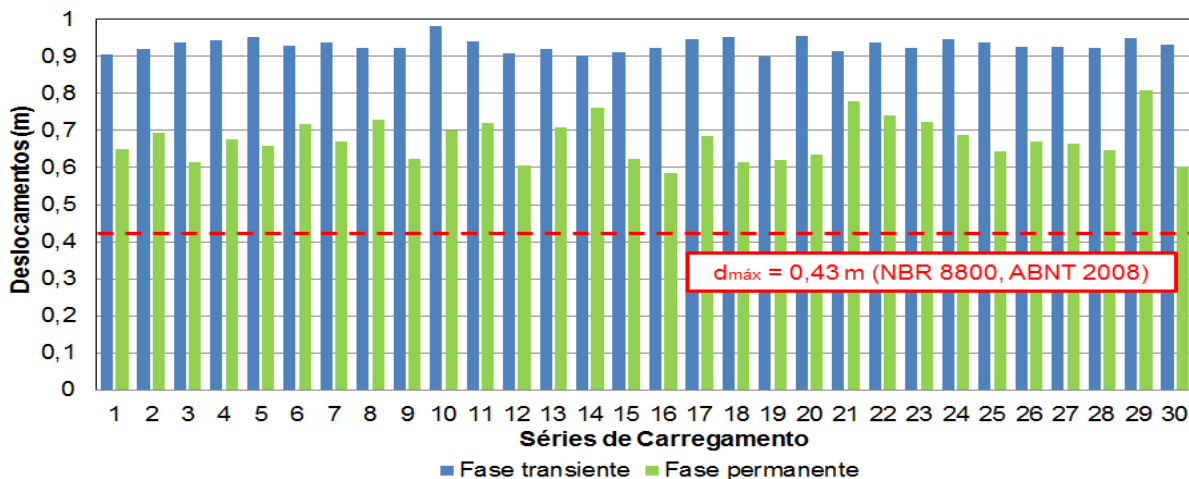


Figura 74 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III).

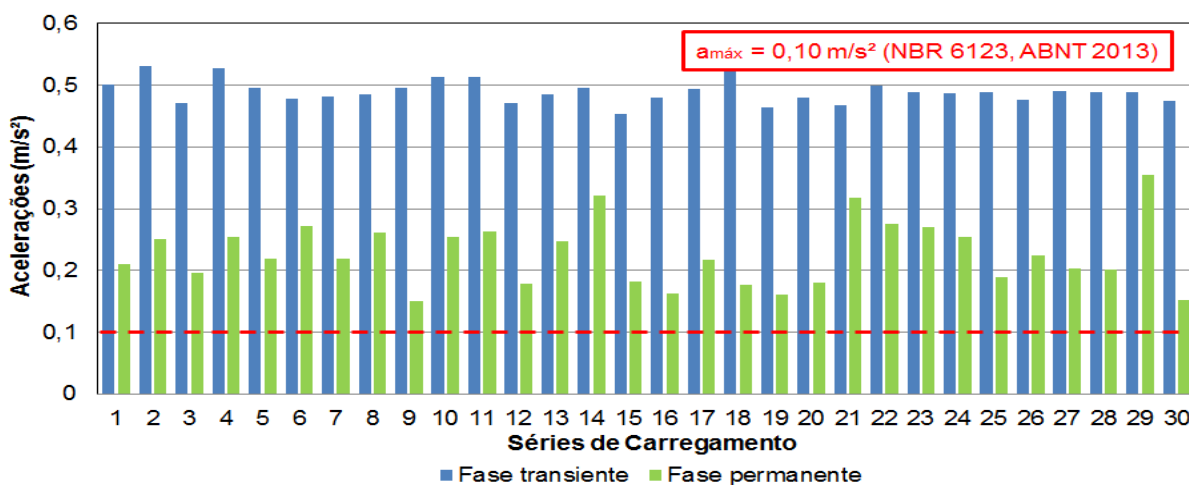


Figura 75 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III).

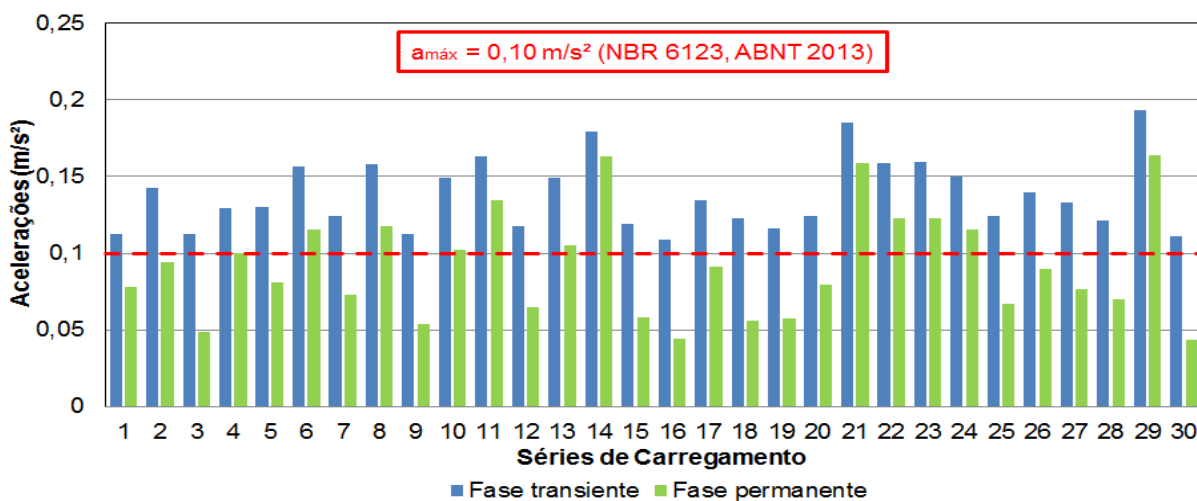


Figura 76 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III).

Observando os dados das Tabelas 30 e 31 e das Figuras 74 a 76, verifica-se para valores de pico, que os deslocamentos máximos médios do modelo estrutural II (ME-II) são iguais a 0,96 m (fase transiente) e 0,77 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são 0,52 m/s² (fase transiente) e 0,31 m/s² (fase permanente). Para valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são 0,51 m (fase transiente) e 0,49 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são 0,18 m/s² (fase transiente) e 0,15 m/s² (fase permanente).

Segundo o critério de projeto da NBR 8800 (ABNT, 2008), os deslocamentos máximos médios do edifício misto (ME-II) são superiores ao limite recomendado de 0,43 m, portanto, não atende a este critério.

No que se refere à norma NBR 6123 (ABNT, 2013), o critério de conforto humano também não é atendido, visto que as acelerações máximas médias são maiores que o limite de 0,1 m/s². De acordo com o critério de percepção humana (Bachmann, 1995), as vibrações são classificadas como “muito incômodas” e “incômodas” nas fases transiente e permanente, respectivamente. Considerando as recomendações da ISO 10137 (2007), o limite de aceleração de pico de 0,143 m/s² para garantir o conforto dos ocupantes, desta forma, a edificação não atende a este critério. Com base nas recomendações apresentadas por Kareem *et al.* (1999), também não se atende ao critério de conforto ($a_{\text{máx}} = 0,245 \text{ m/s}^2$). Quanto à norma ISO 6897 (1984), a aceleração em RMS máxima é de 0,058 m/s², a edificação não atende ao conforto dos ocupantes. E quanto ao critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano também não atendido ($a_{\text{máx.RMS}} = 0,098 \text{ m/s}^2$).

Neste capítulo, foram apresentados os resultados das análises de vibração forçada dos modelos estruturais investigados considerando as cargas não determinísticas do vento. As respostas dinâmicas foram obtidas em termos de deslocamentos e acelerações máximos e comparadas aos critérios de normas e recomendações de projetos para a verificação dos estados limites de serviço e avaliação do conforto dos ocupantes destas estruturas. No próximo capítulo serão apresentados os resultados das análises numéricas dos modelos estruturais com o emprego de sistema de controle de vibração.

7 CONTROLE DE VIBRAÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS

Com base nos resultados alcançados ao longo do trabalho de pesquisa sobre o comportamento dinâmico dos modelos estruturais investigados (ME-I e ME-II), foi feita a opção para atenuação da resposta dinâmica do edifício misto aço-concreto (ME-II), com base no emprego de sistemas de controle de vibração passivos, de acordo com a metodologia de análise apresentada no capítulo 2. Tal opção justifica-se pelo fato de que a estratégia a ser empregada neste estudo, com base no emprego de diagonais de aço e atenuadores passivos, é comumente adotada sobre sistemas estruturais metálicos ou mesmo mistos (aço-concreto). Assim sendo, o controle de vibrações é empregado com o objetivo de reduzir os níveis de vibração induzidos pelas cargas dinâmicas de vento sobre o modelo estrutural II (ME-II).

Assim sendo, os resultados referentes às respostas dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II), com base no emprego de dispositivos atenuadores de vibração são apresentados, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações, considerando-se para tais valores adotados para as taxas de amortecimento iguais a 10%, 20%, 30% e 40% referentes ao amortecimento crítico estrutural ($C = 10\% C_{cr}$, $C = 20\% C_{cr}$, $C = 30\% C_{cr}$ e $C = 40\% C_{cr}$). A utilização dos três modelos de carregamento representativos das cargas de vento, correspondentes aos espectros de potência de Kaimal (MC-I), Davenport (MC-II) e Davenport com cota (MC-III), também é considerada ao longo das análises dinâmicas.

7.1.1 Modelo de carregamento I (MC-I): Espectro de Kaimal

As Figuras 77 e 78 mostram as respostas dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II) no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, com a adição de atenuadores de vibração a uma taxa de 10% do amortecimento crítico da estrutura ($C = 10\% C_{cr}$), considerando a 1ª série de carregamento não determinístico do vento (MC-I). Observando as Figuras 77 e 78, verifica-se que o edifício misto (ME-II) apresenta deslocamentos translacionais horizontais máximos da ordem de 0,92 m (fase transiente) e 0,57 m (fase permanente) e acelerações máximas da ordem de 0,49 m/s² (fase transiente) e 0,12 m/s² (fase permanente), com base na a 1ª série de carregamento aleatório do vento (MC-I).

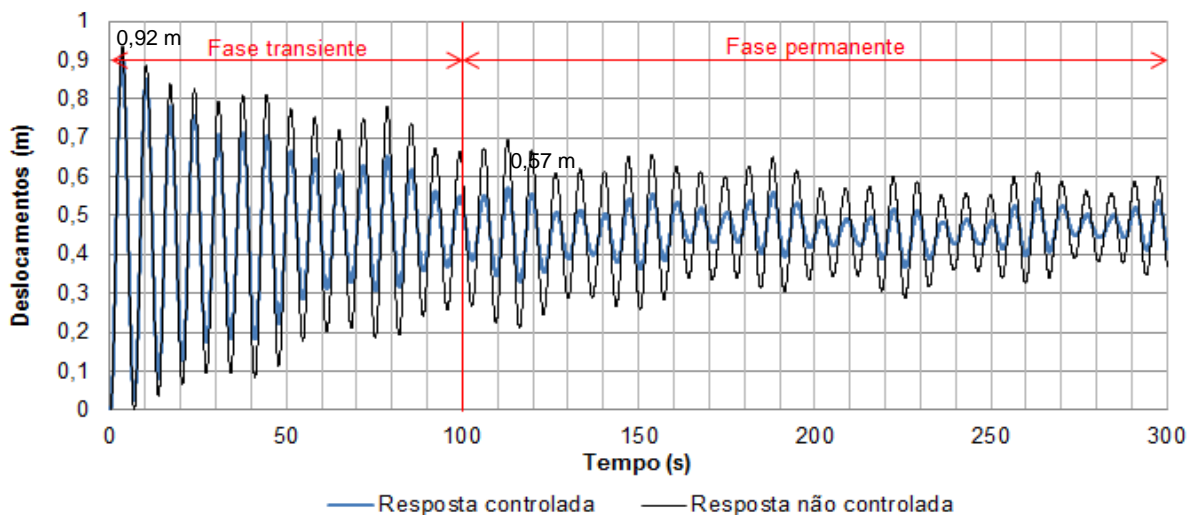


Figura 77 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025.
Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

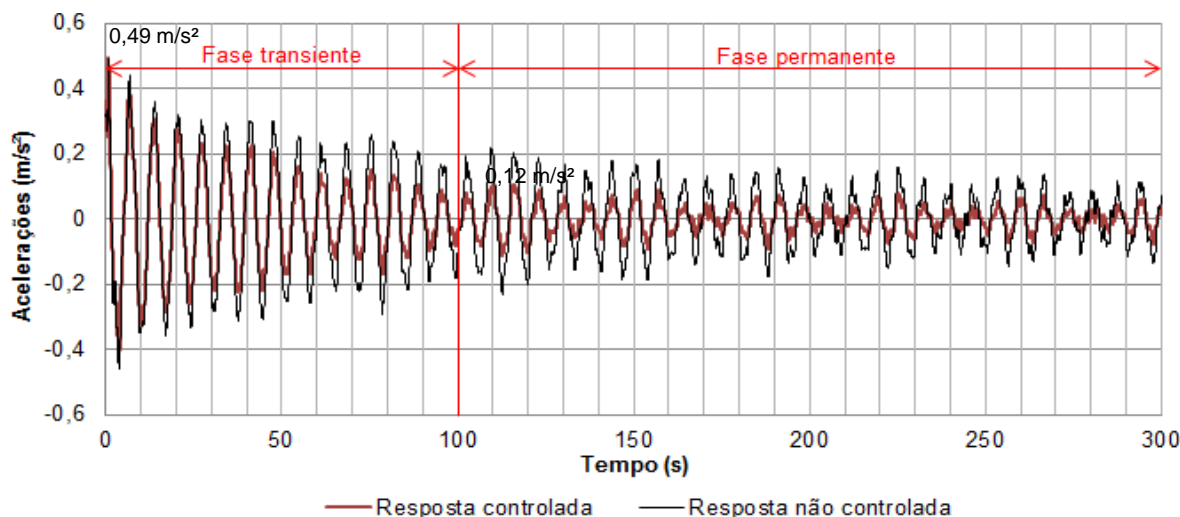
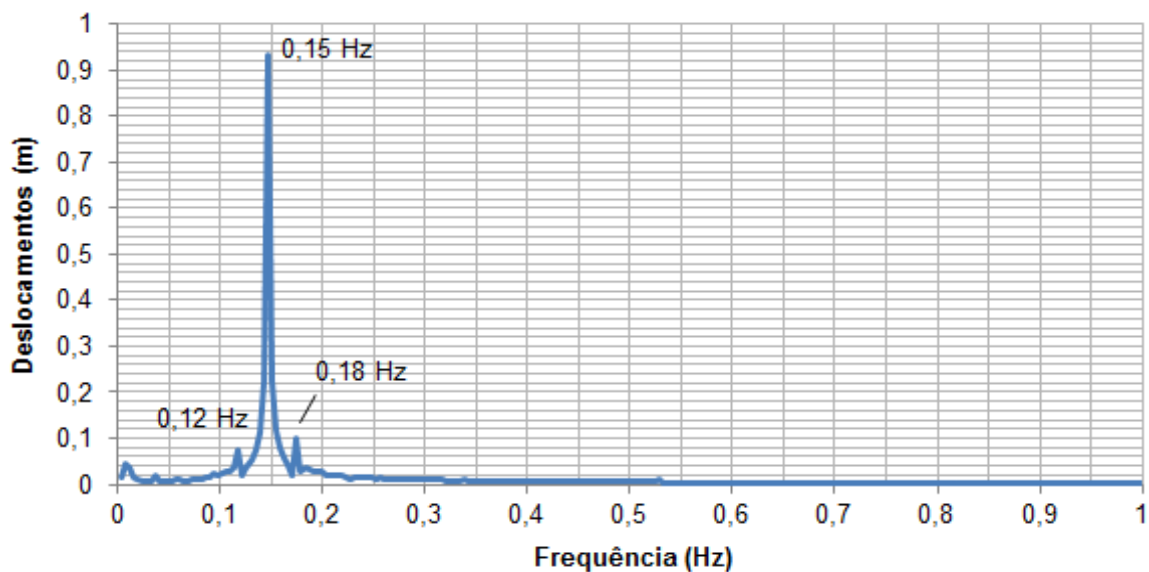
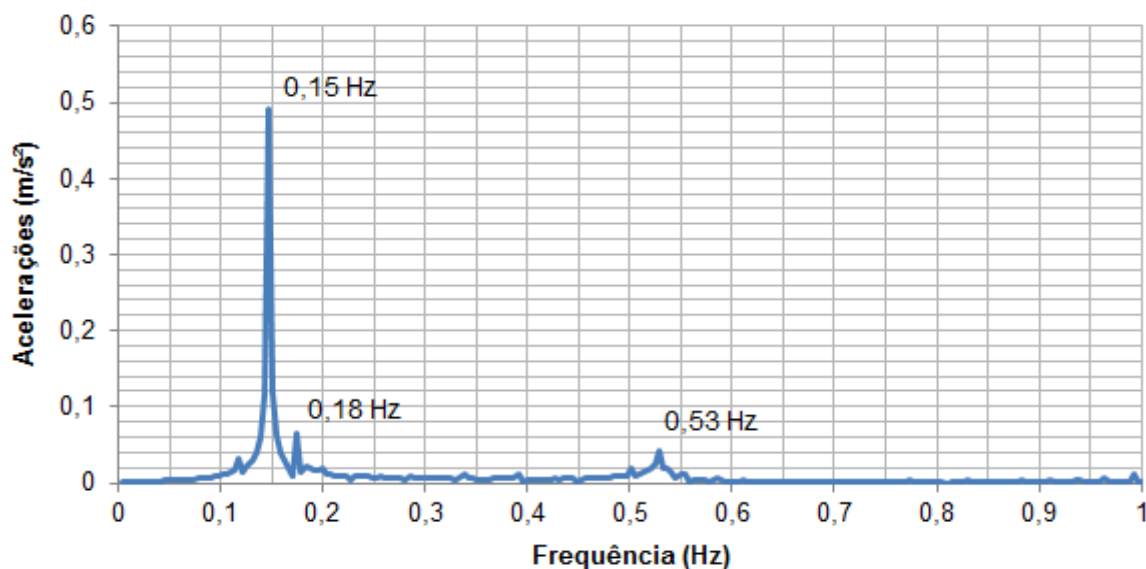


Figura 78 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993.
Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

A Figura 79 mostra a resposta dinâmica no domínio da frequência do modelo estrutural II (ME-II) submetido ao modelo de carregamento I (MC-I) com a utilização de atenuadores de vibração com 10% do amortecimento crítico ($C = 10\% C_{cr}$). Observando a Figura 79, verifica-se, claramente, a influência dos 1º, 2º e 4º modos de vibração na resposta dinâmica da estrutura ($f_{01} = 0,15$ Hz, $f_{02} = 0,18$ Hz e $f_{04} = 0,53$ Hz). Logo após, as Tabelas 32 e 33 apresentam os valores dos deslocamentos e acelerações máximos (valores de pico e quadráticos médios) do modelo estrutural II (ME-II) considerando os atenuadores de vibração com taxa de 10% do amortecimento crítico da estrutura ($C = 10\% C_{cr}$) e a aplicação do modelo de carregamento I (MC-I).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 79 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

As Figuras 80 e 81 mostram os valores máximos de pico das respostas dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II), em termos de deslocamentos e acelerações máximos, considerando o modelo de carregamento I (MC-I) e a utilização de atenuadores de vibração com taxa de 10% do amortecimento crítico ($C = 10\% C_{cr}$). A Figura 82 ilustra os valores quadráticos médios (RMS) das acelerações do edifício misto (ME-II) com base no uso de atenuadores de vibração e a aplicação das 30 séries de carregamento aleatório de vento (MC-I).

Tabela 32 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,92	0,49	0,57	0,12
2	0,90	0,47	0,53	0,08
3	0,89	0,44	0,54	0,08
4	0,92	0,48	0,56	0,09
5	0,90	0,47	0,53	0,06
6	0,89	0,49	0,52	0,06
7	0,91	0,48	0,56	0,10
8	0,90	0,46	0,52	0,07
9	0,91	0,48	0,54	0,07
10	0,89	0,46	0,53	0,07
11	0,90	0,47	0,54	0,07
12	0,90	0,48	0,56	0,10
13	0,90	0,47	0,55	0,09
14	0,92	0,47	0,56	0,10
15	0,89	0,47	0,51	0,06
16	0,93	0,47	0,53	0,08
17	0,90	0,50	0,55	0,09
18	0,89	0,47	0,54	0,07
19	0,89	0,47	0,53	0,09
20	0,90	0,47	0,54	0,08
21	0,90	0,47	0,53	0,08
22	0,91	0,48	0,53	0,06
23	0,92	0,49	0,53	0,07
24	0,92	0,48	0,57	0,11
25	0,91	0,49	0,55	0,09
26	0,89	0,48	0,56	0,09
27	0,91	0,48	0,54	0,09
28	0,90	0,47	0,52	0,06
29	0,94	0,48	0,55	0,08
30	0,91	0,48	0,57	0,10
Média	0,91	0,48	0,54	0,08
Desvio padrão	0,01	0,01	0,02	0,02
R _{Z95%}	0,93	0,49	0,57	0,11

Tabela 33 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,48	0,10	0,46	0,04
2	0,47	0,09	0,46	0,02
3	0,47	0,08	0,46	0,03
4	0,47	0,08	0,46	0,02
5	0,47	0,08	0,46	0,03
6	0,47	0,08	0,46	0,02
7	0,48	0,10	0,46	0,04
8	0,47	0,09	0,46	0,02
9	0,47	0,09	0,46	0,03
10	0,47	0,08	0,46	0,03
11	0,47	0,08	0,46	0,03
12	0,47	0,09	0,46	0,03
13	0,47	0,09	0,46	0,03
14	0,47	0,09	0,46	0,03
15	0,47	0,09	0,46	0,02
16	0,47	0,08	0,46	0,03
17	0,47	0,09	0,46	0,03
18	0,47	0,08	0,46	0,03
19	0,47	0,08	0,46	0,02
20	0,47	0,08	0,46	0,02
21	0,47	0,09	0,46	0,02
22	0,47	0,08	0,46	0,02
23	0,47	0,09	0,46	0,02
24	0,47	0,09	0,46	0,03
25	0,47	0,09	0,46	0,03
26	0,47	0,09	0,46	0,03
27	0,47	0,09	0,46	0,03
28	0,47	0,08	0,46	0,02
29	0,47	0,09	0,46	0,02
30	0,47	0,09	0,46	0,03
Média	0,47	0,09	0,46	0,03
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
R _{z95%}	0,47	0,09	0,46	0,04

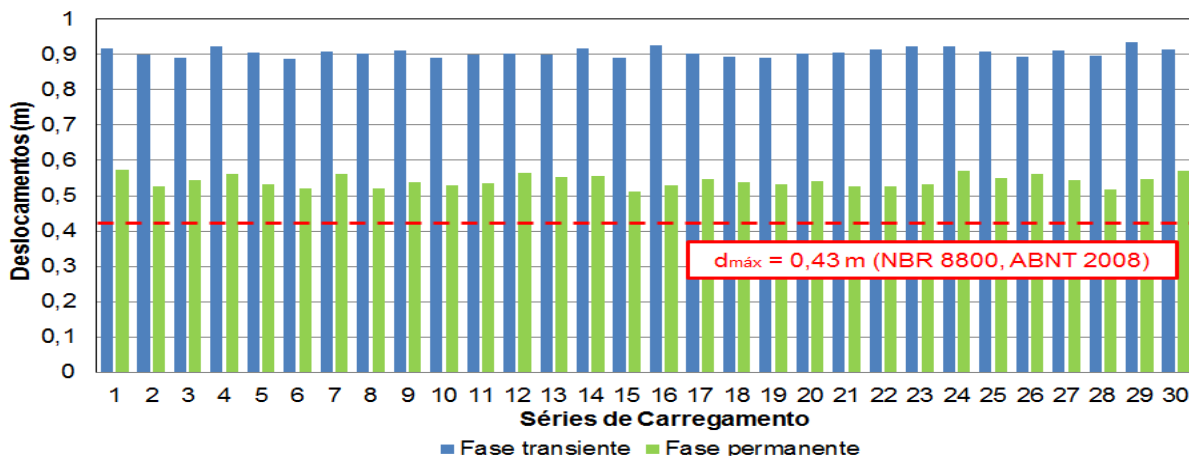


Figura 80 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$.

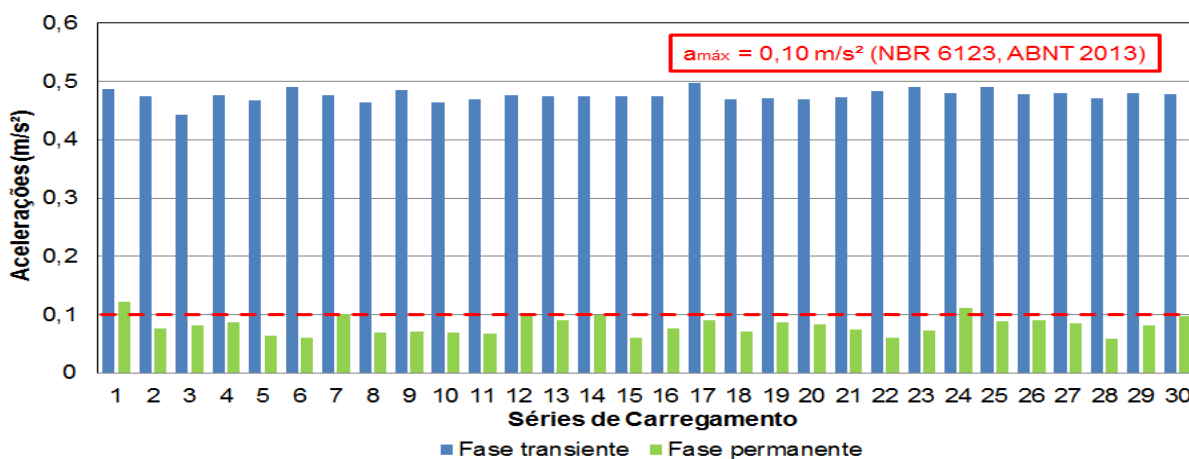


Figura 81 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$.

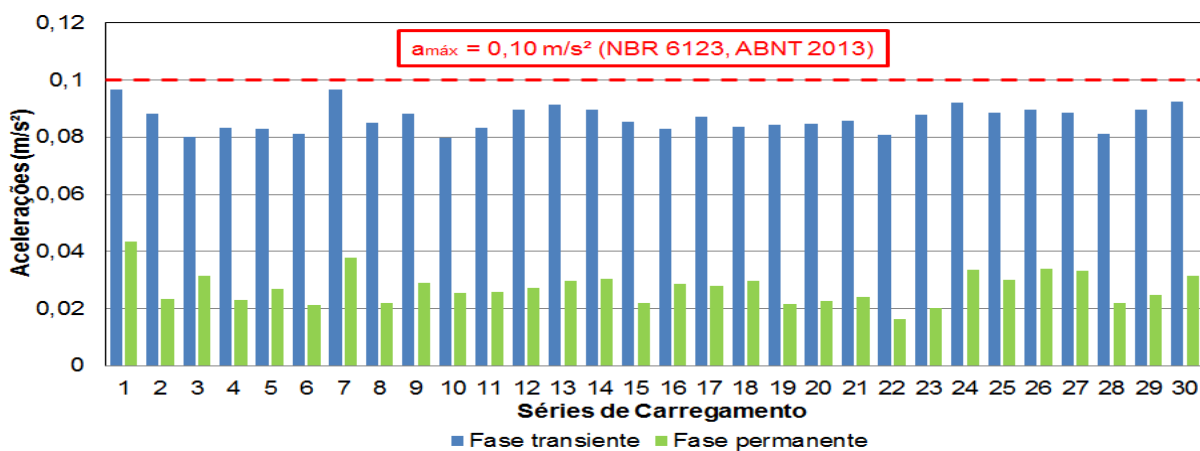


Figura 82 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 10\% C_{cr}$.

Com base nos dados das Tabelas 32 e 33 e das Figuras 80 a 82, verifica-se para valores de pico, que os deslocamentos máximos médios do edifício misto (ME-II) são de 0,93 m (fase transiente) e 0,57 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,49 m/s² (fase transiente) e 0,11 m/s² (fase permanente). Quanto aos valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são de 0,47 m (fase transiente) e 0,46 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,09 m/s² (fase transiente) e 0,04 m/s² (fase permanente).

Para o critério de projeto da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), a estrutura não atende, pois os deslocamentos máximos médios são superiores ao limite recomendado de 0,43 m.

Segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013), as acelerações máximas médias são maiores que o limite desta norma ($a_{m\acute{a}x} = 0,1 \text{ m/s}^2$), não atendendo ao critério de conforto humano. Segundo Bachmann (1995), as vibrações da estrutura são classificadas como “incômodas” para as fases transiente e permanente da resposta dinâmica. No que diz respeito à norma ISO 10137 (2007), o critério de conforto dos usuários somente é atendido na fase permanente da resposta ($a_{m\acute{a}x} = 0,143 \text{ m/s}^2$). Segundo Kareem *et al.* (1999), o conforto também é atendido para a fase permanente da resposta ($a_{m\acute{a}x} = 0,245 \text{ m/s}^2$).

Quanto à norma ISO 6897 (1984), o conforto dos ocupantes é atendido apenas na fase permanente da resposta ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,058 \text{ m/s}^2$). E para o critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é satisfeito nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica estrutural ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,098 \text{ m/s}^2$).

A seguir, as Figuras 83 e 84 apresentam os resultados das análises numéricas, em termos de deslocamento e acelerações, respectivamente, do modelo estrutural II (ME-II) considerando a 1ª série de carregamento não determinístico do vento (MC-I) e atenuadores de vibração com taxa de amortecimento de 20% do amortecimento crítico da estrutura ($C = 20\% C_{cr}$). Observando as Figuras 83 e 84, verifica-se que os deslocamentos máximos do modelo estrutural II (ME-II) são iguais a 0,90 m (fase transiente) e 0,53 m (fase permanente) e acelerações máximas iguais a 0,49 m/s² (fase transiente) e 0,07 m/s² (fase permanente), no que se refere à 1ª série de carregamento aleatório do vento (MC-I).

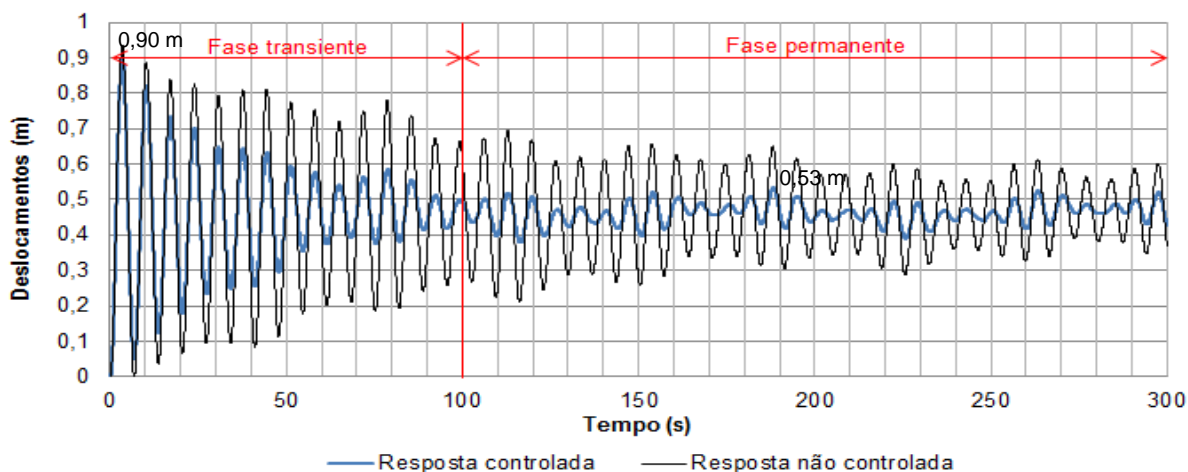


Figura 83 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025.
Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

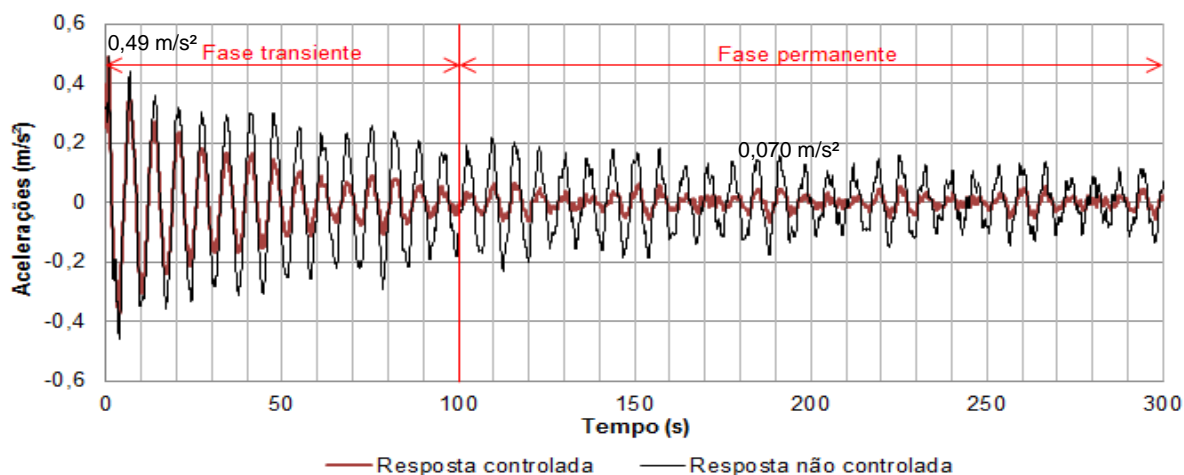
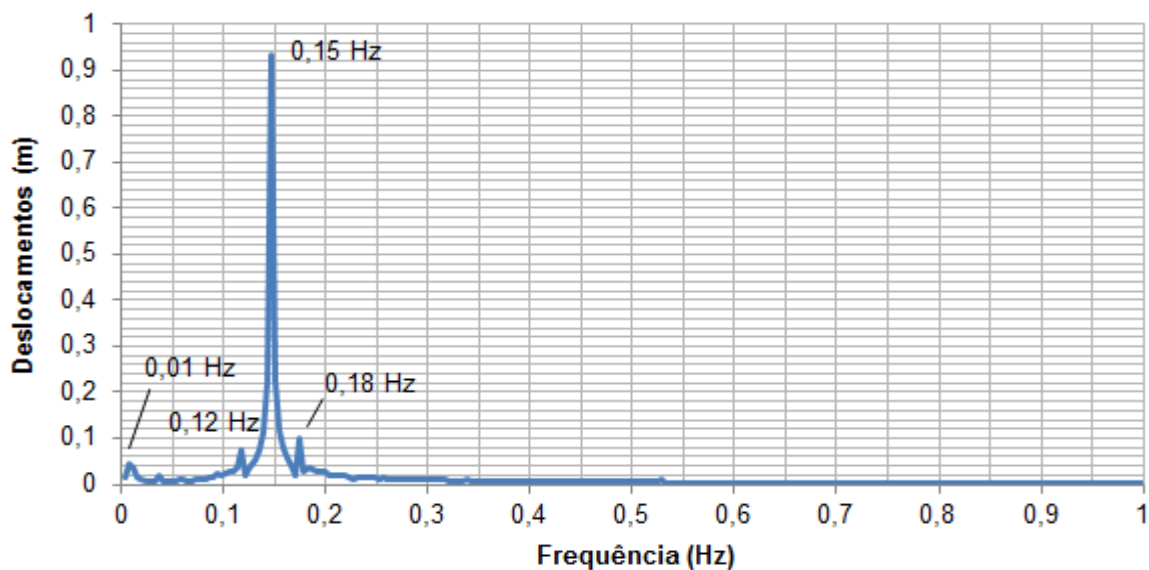
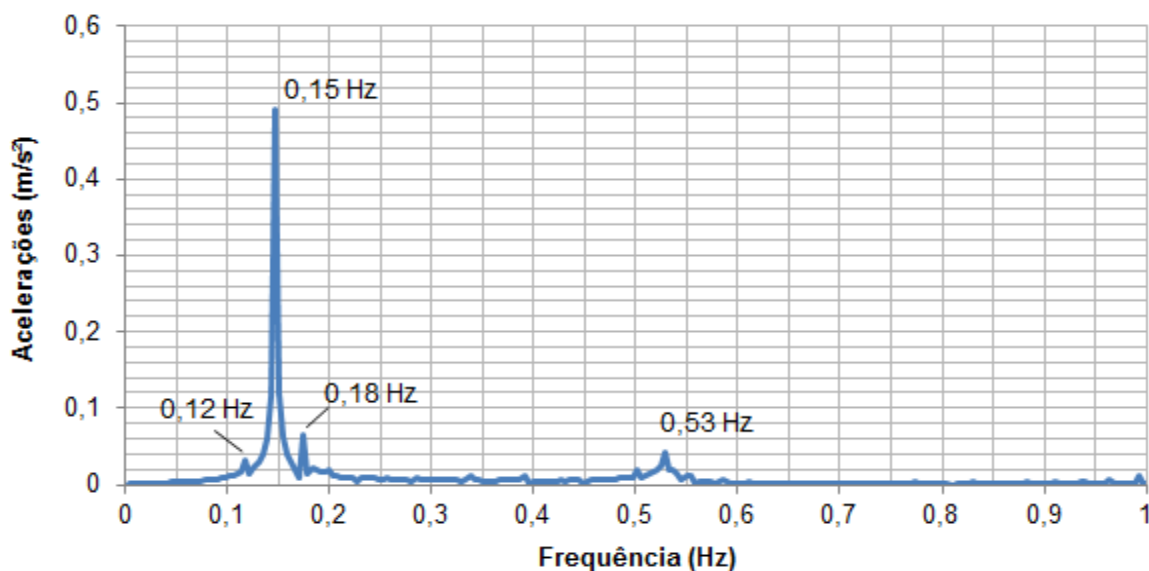


Figura 84 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993.
Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

A Figura 85 ilustra os deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) no domínio da frequência com a aplicação do modelo de carregamento I (MC-I) e o uso de atenuadores de vibração ($C = 20\% C_{cr}$). Analisando a Figura 85, verifica-se a influência dos 1º, 2º e 4º modos de vibração na resposta dinâmica estrutura ($f_{01} = 0,15$ Hz, $f_{02} = 0,18$ Hz e $f_{04} = 0,53$ Hz). Na sequência, as Tabelas 34 e 35 apresentam os resultados das análises numéricas do pilar P19 referente ao modelo estrutural II (ME-II) submetido ao modelo de carregamento I (MC-I) e considerando atenuadores de vibração com taxa de 20% amortecimento crítico ($C = 20\% C_{cr}$). Os resultados são apresentados em termos de deslocamentos e acelerações (valores de pico e valores quadráticos médios) nas fases transitória e permanente da resposta.



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 85 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

As Figuras 86 e 87 mostram os resultados das análises dinâmicas, em termos dos deslocamentos e acelerações máximos do modelo estrutural II (ME-II) considerando atenuadores de vibração com taxa de amortecimento de 20% ($C = 20\% C_{cr}$) e a aplicação do modelo de carregamento I (MC-I). A Figura 88 mostra os valores quadráticos médios das acelerações do edifício misto (ME-II) sob o carregamento aleatório do vento e a atuação do sistema de controle passivo ($C = 20\% C_{cr}$).

Tabela 34 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,90	0,49	0,53	0,07
2	0,89	0,48	0,49	0,04
3	0,88	0,44	0,52	0,07
4	0,91	0,48	0,52	0,05
5	0,89	0,47	0,52	0,05
6	0,87	0,49	0,51	0,05
7	0,89	0,48	0,52	0,06
8	0,89	0,47	0,50	0,04
9	0,90	0,49	0,51	0,05
10	0,88	0,47	0,52	0,05
11	0,89	0,47	0,51	0,05
12	0,89	0,48	0,52	0,06
13	0,89	0,48	0,51	0,05
14	0,90	0,48	0,51	0,06
15	0,88	0,48	0,51	0,05
16	0,91	0,48	0,52	0,06
17	0,89	0,50	0,51	0,05
18	0,88	0,47	0,52	0,05
19	0,88	0,47	0,51	0,05
20	0,89	0,47	0,50	0,04
21	0,89	0,48	0,49	0,04
22	0,90	0,49	0,50	0,04
23	0,91	0,49	0,50	0,04
24	0,91	0,48	0,52	0,07
25	0,89	0,49	0,51	0,05
26	0,88	0,48	0,52	0,06
27	0,90	0,48	0,52	0,06
28	0,88	0,47	0,50	0,05
29	0,92	0,48	0,50	0,05
30	0,90	0,48	0,52	0,05
Média	0,89	0,48	0,51	0,05
Desvio padrão	0,01	0,01	0,01	0,01
R _{Z95%}	0,91	0,50	0,53	0,07

Tabela 35 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,08	0,46	0,03
2	0,47	0,07	0,46	0,01
3	0,47	0,07	0,46	0,03
4	0,47	0,07	0,46	0,01
5	0,47	0,07	0,46	0,02
6	0,47	0,07	0,46	0,02
7	0,47	0,08	0,46	0,02
8	0,47	0,07	0,46	0,01
9	0,47	0,07	0,46	0,02
10	0,47	0,07	0,46	0,02
11	0,47	0,07	0,46	0,02
12	0,47	0,07	0,46	0,02
13	0,47	0,07	0,46	0,02
14	0,47	0,07	0,46	0,02
15	0,47	0,07	0,46	0,02
16	0,47	0,07	0,46	0,02
17	0,47	0,07	0,46	0,02
18	0,47	0,07	0,46	0,02
19	0,47	0,07	0,46	0,01
20	0,47	0,07	0,46	0,01
21	0,47	0,07	0,46	0,02
22	0,47	0,07	0,46	0,01
23	0,47	0,07	0,46	0,01
24	0,47	0,07	0,46	0,02
25	0,47	0,07	0,46	0,02
26	0,47	0,07	0,46	0,02
27	0,47	0,07	0,46	0,02
28	0,47	0,07	0,46	0,02
29	0,47	0,07	0,46	0,01
30	0,47	0,07	0,46	0,02
Média	0,47	0,07	0,46	0,02
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,00
R _{z95%}	0,47	0,08	0,46	0,02

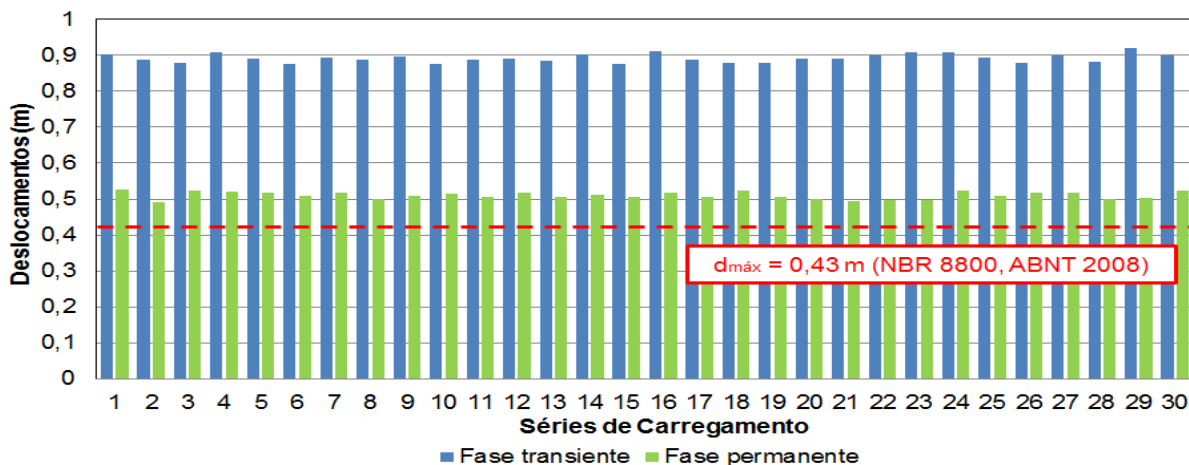


Figura 86 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$.

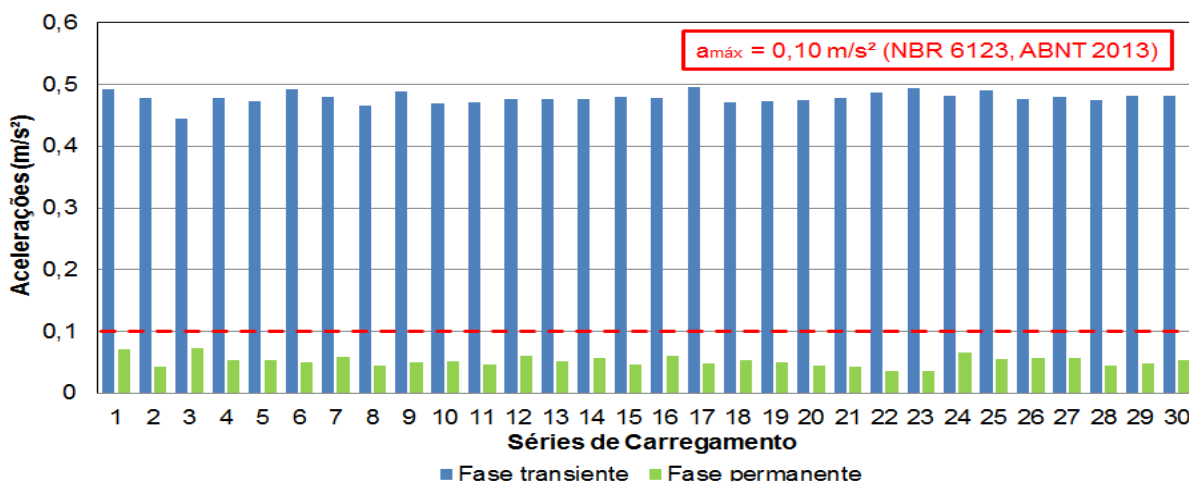


Figura 87 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$.

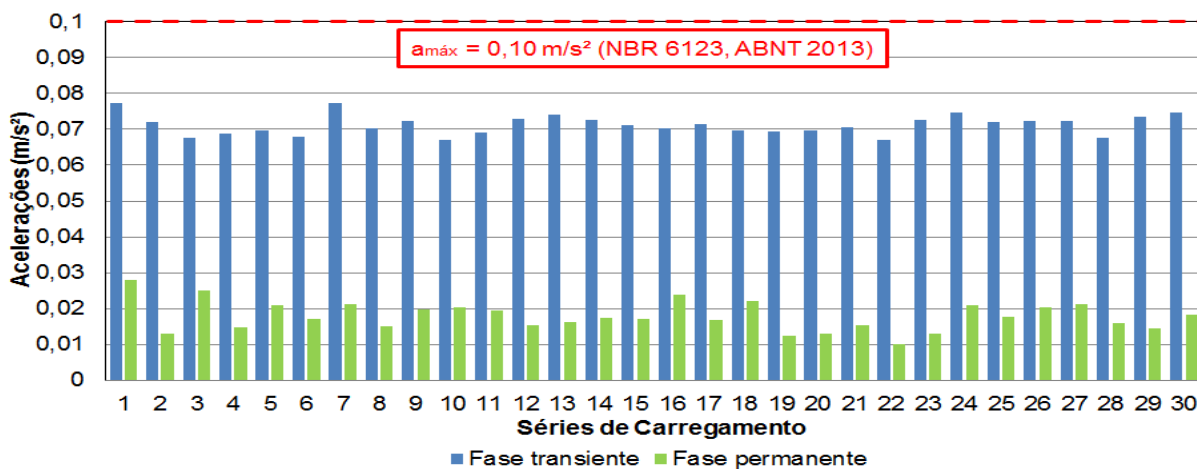


Figura 88 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 20\% C_{cr}$.

Com base nas informações das Tabelas 34 e 35 e Figuras 86 a 88, observam-se, para valores de pico, deslocamentos máximos médios de 0,91 m (fase transiente) e 0,53 m (fase permanente) e acelerações máximas médias de 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,07 m/s² (fase permanente). Para valores em RMS, os deslocamentos máximos médios de 0,47 m (fase transiente) e 0,46 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias de 0,08 m/s² (fase transiente) e 0,02 m/s² (fase permanente).

Avaliando a estrutura quanto ao critério da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), verifica-se que a mesma não atende ao referido critério ($d_{H,máx} = 0,43$ m).

Quanto à norma NBR 6123 (ABNT, 2013), o critério de conforto humano somente é atendido na fase permanente da resposta ($a_{máx} = 0,1$ m/s²). No que se refere ao critério de percepção humana (Bachmann, 1995), as vibrações são classificadas como “muito incômodas” e “perceptíveis” nas fases transiente e permanente, respectivamente. Isto mostra que o sistema de controle está atuando como o esperado na redução das vibrações induzidas pelo vento. Quanto às recomendações da ISO 10137 (2007), o modelo estrutural II (ME-II), o critério de conforto humano somente é atendido na fase permanente da resposta dinâmica ($a_{máx} = 0,143$ m/s²). Segundo Kareem *et al.* (1999), o referido critério também é atendido na fase permanente da resposta ($a_{máx} = 0,245$ m/s²).

Para a norma ISO 6897 (1984), o conforto dos usuários somente é garantido na fase permanente da resposta ($a_{máx.RMS} = 0,058$ m/s²). No que diz respeito ao critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é atendido para toda a resposta dinâmica ($a_{máx.RMS} = 0,098$ m/s²).

As Figuras 89 e 90 mostram as respostas do modelo estrutural II (ME-II), em termos de deslocamentos e acelerações, no domínio do tempo com a adição de atenuadores de vibração a uma taxa de 30% do amortecimento crítico da estrutura ($C = 30\% C_{cr}$) e considerando a aplicação do modelo de carregamento I (MC-I). Observando os dados das Figuras 89 e 90, verifica-se para o modelo estrutural II (ME-II) que os deslocamentos translacionais horizontais máximos são iguais a 0,89 m (fase transiente) e 0,51 m (fase permanente) e acelerações máximas de 0,49 m/s² (fase transiente) e 0,05 m/s² (fase permanente) quanto à 1ª série de carregamento aleatório do vento (MC-I).

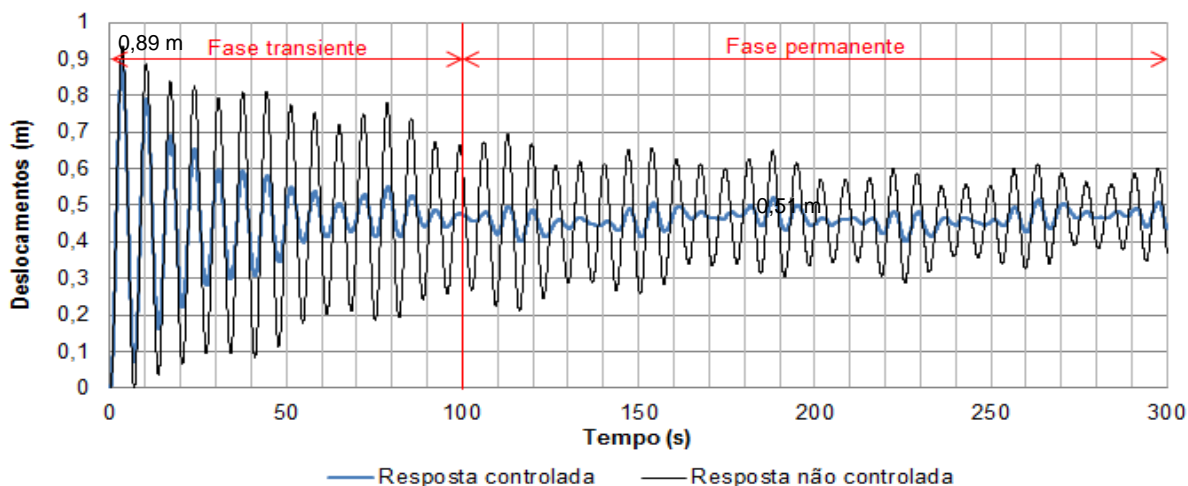


Figura 89 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025.
Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

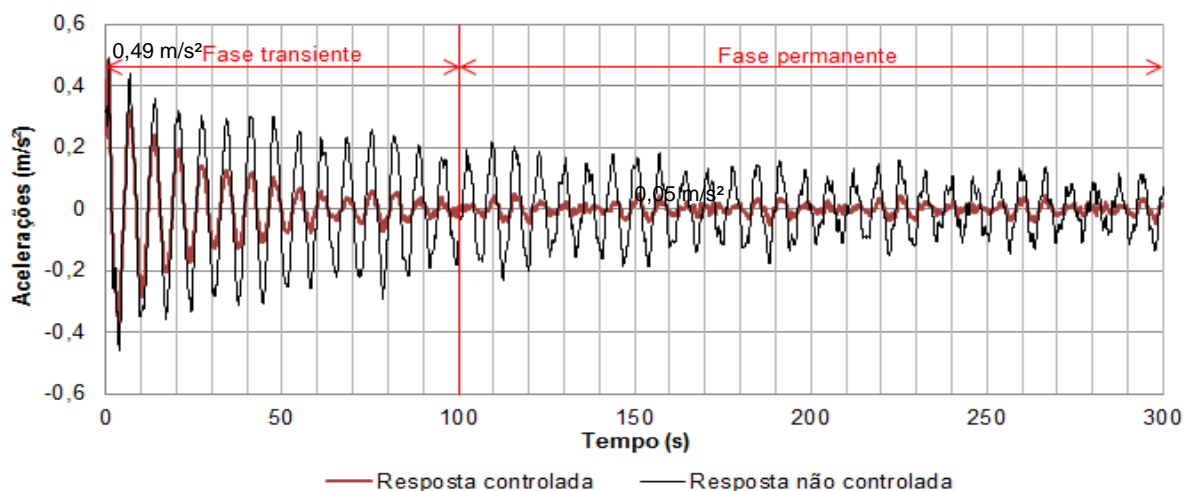
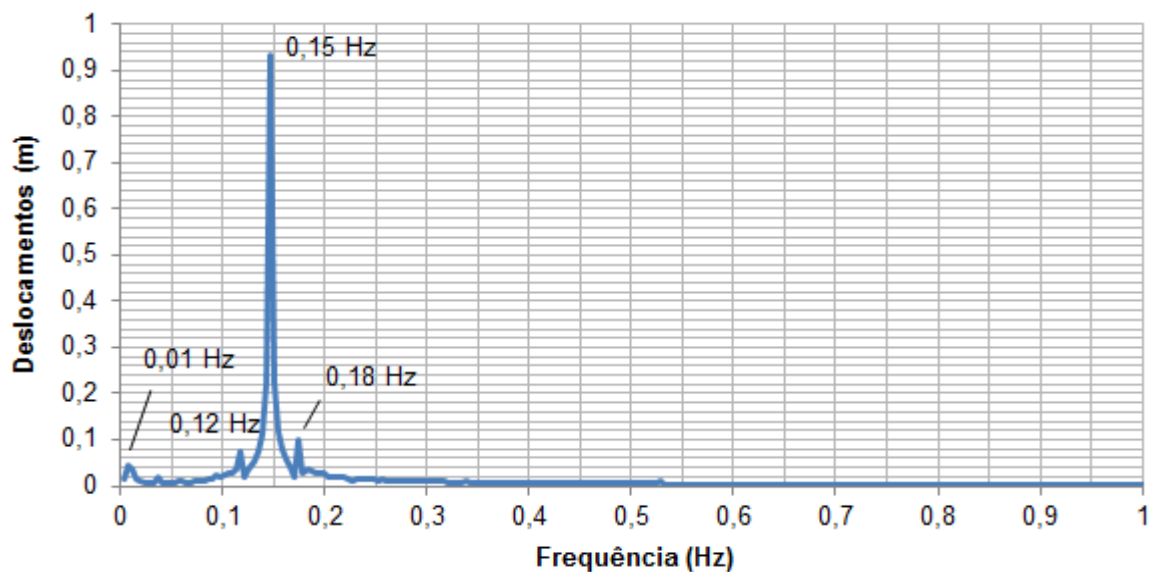
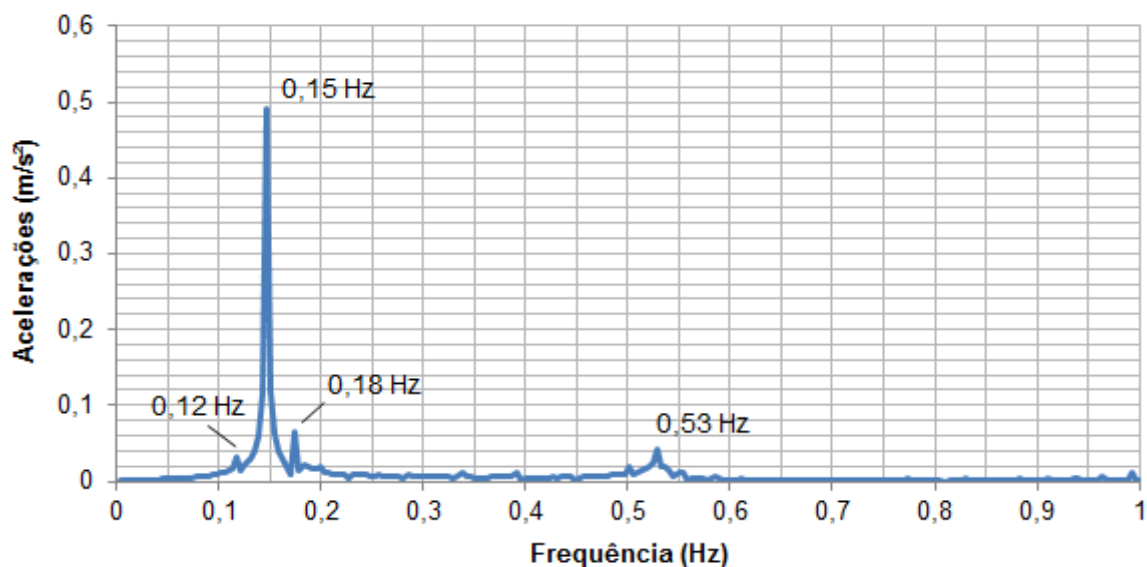


Figura 90 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993.
Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

A Figura 91 mostra a resposta dinâmica no domínio da frequência do modelo estrutural II (ME-II) submetido às forças de vento do modelo de carregamento I (MC-I) com a utilização de atenuadores com 30% do amortecimento crítico ($C = 30\% C_{cr}$). Observando a Figura 91, verifica-se a influência dos 1º, 2º e 4º modos de vibração na resposta dinâmica da estrutura ($f_{01} = 0,15$ Hz, $f_{02} = 0,18$ Hz e $f_{04} = 0,53$ Hz). Na sequência, as Tabelas 36 e 37 apresentam os valores dos deslocamentos e acelerações máximos (valores de pico e quadráticos médios) do edifício misto (ME-II) considerando os atenuadores de vibração à taxa de 30% do amortecimento crítico estrutural ($C = 30\% C_{cr}$) e a aplicação do modelo de carregamento I (MC-I).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 91 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

As Figuras 92 e 93 mostram os valores máximos de pico das respostas dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II), em termos de deslocamentos e acelerações nas fases transiente e permanente da resposta da estrutura considerando modelo de carregamento I (MC-I) e a adoção de atenuadores de vibração com 30% do amortecimento crítico ($C = 30\% C_{cr}$). A Figura 94 ilustra as acelerações máximas em valores quadráticos médios do modelo estrutural II (ME-II) considerando modelo de carregamento I (MC-I) e atenuadores de vibração com 30% do amortecimento crítico ($C = 30\% C_{cr}$).

Tabela 36 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,89	0,49	0,51	0,05
2	0,87	0,48	0,49	0,03
3	0,87	0,44	0,52	0,06
4	0,90	0,47	0,51	0,04
5	0,88	0,47	0,51	0,05
6	0,86	0,49	0,50	0,04
7	0,88	0,48	0,50	0,04
8	0,88	0,46	0,50	0,04
9	0,88	0,49	0,50	0,04
10	0,86	0,47	0,51	0,04
11	0,87	0,47	0,50	0,04
12	0,88	0,47	0,50	0,04
13	0,87	0,47	0,50	0,04
14	0,89	0,47	0,50	0,04
15	0,86	0,48	0,50	0,04
16	0,90	0,48	0,51	0,05
17	0,88	0,49	0,49	0,04
18	0,87	0,47	0,52	0,04
19	0,86	0,47	0,50	0,03
20	0,88	0,47	0,48	0,03
21	0,88	0,48	0,49	0,03
22	0,89	0,48	0,50	0,03
23	0,90	0,49	0,49	0,03
24	0,90	0,48	0,50	0,05
25	0,88	0,49	0,50	0,04
26	0,87	0,47	0,50	0,05
27	0,88	0,48	0,51	0,05
28	0,87	0,47	0,49	0,04
29	0,91	0,48	0,50	0,03
30	0,89	0,48	0,50	0,03
Média	0,88	0,48	0,50	0,04
Desvio padrão	0,01	0,01	0,01	0,01
R _{Z95%}	0,90	0,49	0,51	0,05

Tabela 37 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,07	0,46	0,02
2	0,47	0,06	0,46	0,01
3	0,47	0,06	0,46	0,02
4	0,47	0,06	0,46	0,01
5	0,47	0,06	0,46	0,02
6	0,47	0,06	0,46	0,01
7	0,47	0,07	0,46	0,01
8	0,47	0,06	0,46	0,01
9	0,47	0,06	0,46	0,02
10	0,47	0,06	0,46	0,02
11	0,47	0,06	0,46	0,02
12	0,47	0,06	0,46	0,01
13	0,47	0,06	0,46	0,01
14	0,47	0,06	0,46	0,01
15	0,47	0,06	0,46	0,01
16	0,47	0,06	0,46	0,02
17	0,47	0,06	0,46	0,01
18	0,47	0,06	0,46	0,02
19	0,47	0,06	0,46	0,01
20	0,47	0,06	0,46	0,01
21	0,47	0,06	0,46	0,01
22	0,47	0,06	0,46	0,01
23	0,47	0,06	0,46	0,01
24	0,47	0,06	0,46	0,02
25	0,47	0,06	0,46	0,01
26	0,47	0,06	0,46	0,02
27	0,47	0,06	0,46	0,02
28	0,47	0,06	0,46	0,01
29	0,47	0,06	0,46	0,01
30	0,47	0,06	0,46	0,01
Média	0,47	0,06	0,46	0,01
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,00
R _{z95%}	0,47	0,07	0,46	0,02

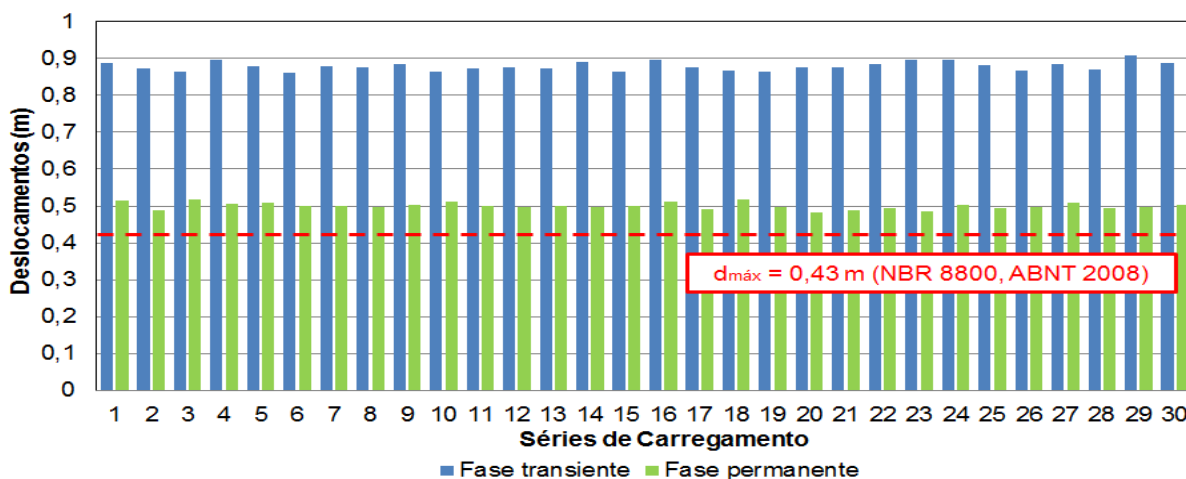


Figura 92 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. (Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$.)

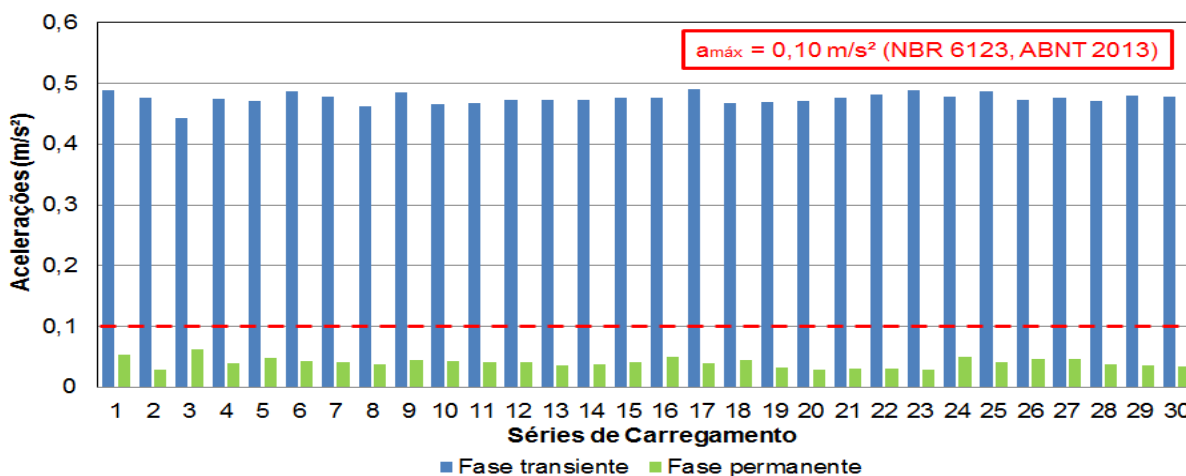


Figura 93 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$.

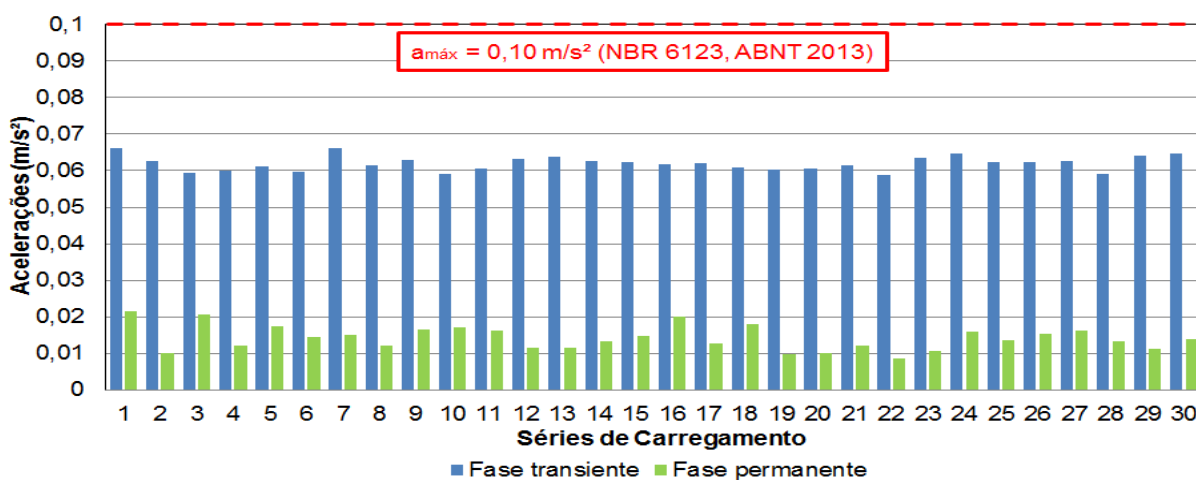


Figura 94 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$.

Analisando as Tabelas 36 e 37 e as Figuras 92 a 94, verificam-se para valores de pico, deslocamentos máximos médios do edifício misto (ME-II) da ordem de 0,90 m (fase transiente) e 0,51 m (fase permanente) e acelerações máximas médias de 0,49 m/s² (fase transiente) e 0,05 m/s² (fase permanente). Para valores em RMS, os deslocamentos máximos médios de 0,47 m (fase transiente) e 0,46 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias de 0,07 m/s² (fase transiente) e 0,02 m/s² (fase permanente).

De acordo com a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), os deslocamentos máximos médios do edifício misto (ME-II) são superiores ao valor recomendado de 0,43 m, não atendendo ao referido critério.

Referente ao critério de conforto humano da norma NBR 6123 (ABNT, 2013), este critério apenas é atendido na fase permanente da resposta estrutural ($a_{\text{máx}} = 0,10 \text{ m/s}^2$). Quanto ao critério de percepção humana (Bachmann, 1995), as vibrações da edificação são classificadas como “incômodas” e “perceptíveis” nas fases transiente e permanente, respectivamente, comprovando o funcionamento do sistema de controle. Segundo as recomendações da ISO 10137 (2007), o limite de aceleração de pico de 0,143 m/s² é atendido somente na fase permanente da resposta. E, de acordo com Kareem *et al.* (1999), critério de conforto também é alcançado na fase permanente ($a_{\text{máx}} = 0,245 \text{ m/s}^2$).

No que se refere à norma ISO 6897 (1984), o edifício misto (ME-II) atende ao critério de conforto dos ocupantes na fase permanente ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,058 \text{ m/s}^2$). No que tange ao critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é atendido ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,098 \text{ m/s}^2$).

Na sequência do trabalho, são apresentados os resultados das análises numéricas modelo estrutural II (ME-II) considerando o modelo de carregamento I (MC-I) e atenuadores de vibração com taxa de amortecimento de 40% do amortecimento crítico da estrutura ($C = 40\% C_{\text{cr}}$). As Figuras 95 e 96 mostram a resposta dinâmica da estrutura no domínio do tempo, para deslocamentos e acelerações, respectivamente. Observando as Figuras 95 e 96, pode-se verificar para o edifício misto (aço-concreto) que os deslocamentos são de 0,88 m (fase transiente) e 0,51 m (fase permanente) e acelerações máximas de 0,48 m/s² (fase transiente) e 0,04 m/s² (fase permanente) para a 1ª série de carregamento não determinístico do vento (MC-).

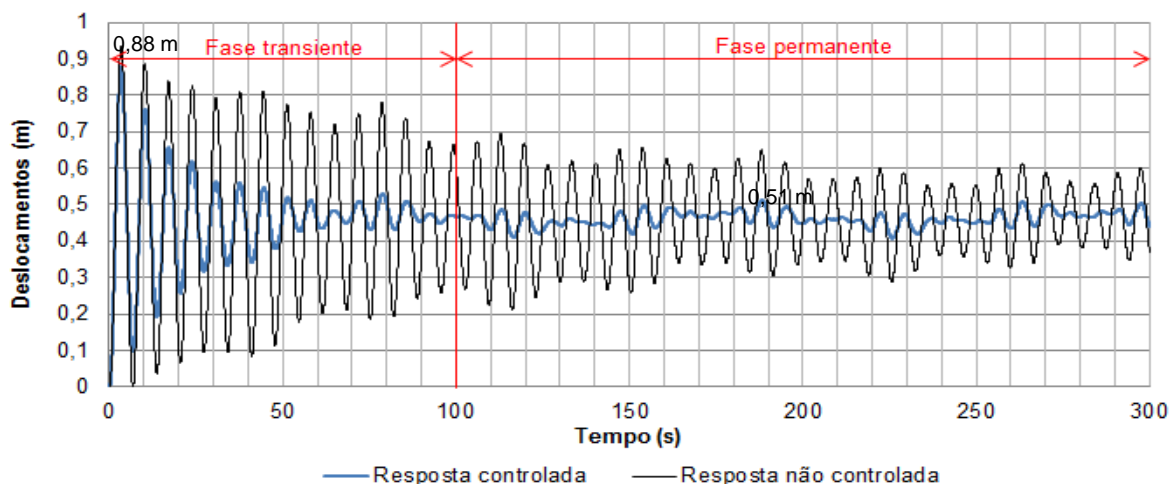


Figura 95 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025.
Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

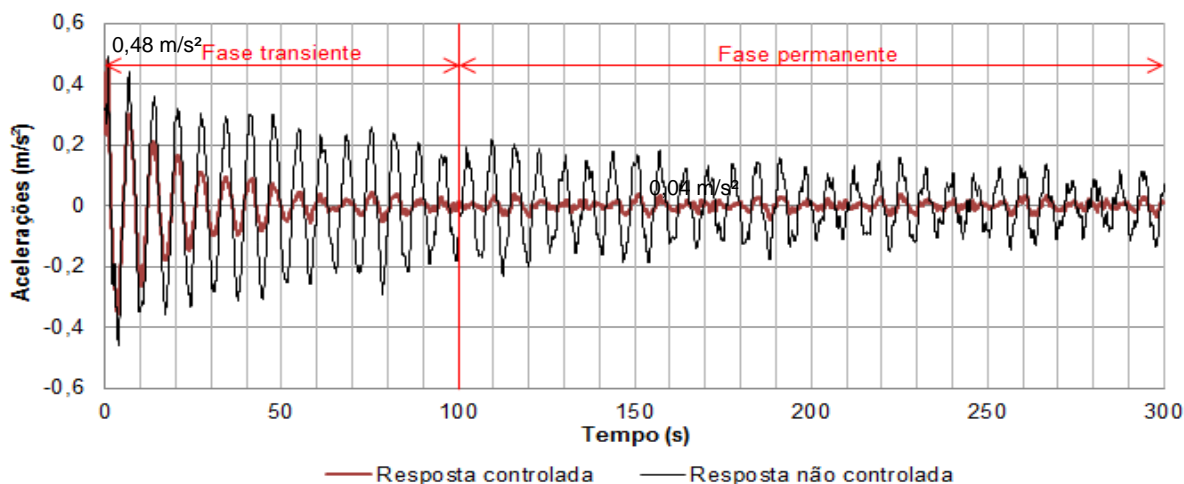


Figura 96 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993.
Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

A Figura 97 ilustra as respostas do modelo estrutural II (ME-II) no domínio da frequência com a aplicação do modelo de carregamento I (MC-I) e o uso de atenuadores de vibração com 40% do amortecimento crítico ($C = 40\% C_{cr}$). Observando a Figura 97, verifica-se a influência dos 1º, 2º e 4º modos de vibração na resposta da estrutura ($f_{01} = 0,15$ Hz, $f_{02} = 0,18$ Hz e $f_{04} = 0,53$ Hz). Em seguida, as Tabelas 38 e 39 apresentam os valores de pico e valores quadráticos médios (RMS) das análises numéricas do pilar P19 relacionadas ao modelo estrutural II (ME-II) submetido ao modelo de carregamento I (MC-I) e considerando absorvedores de vibração com taxa de 40% amortecimento crítico ($C = 40\% C_{cr}$).

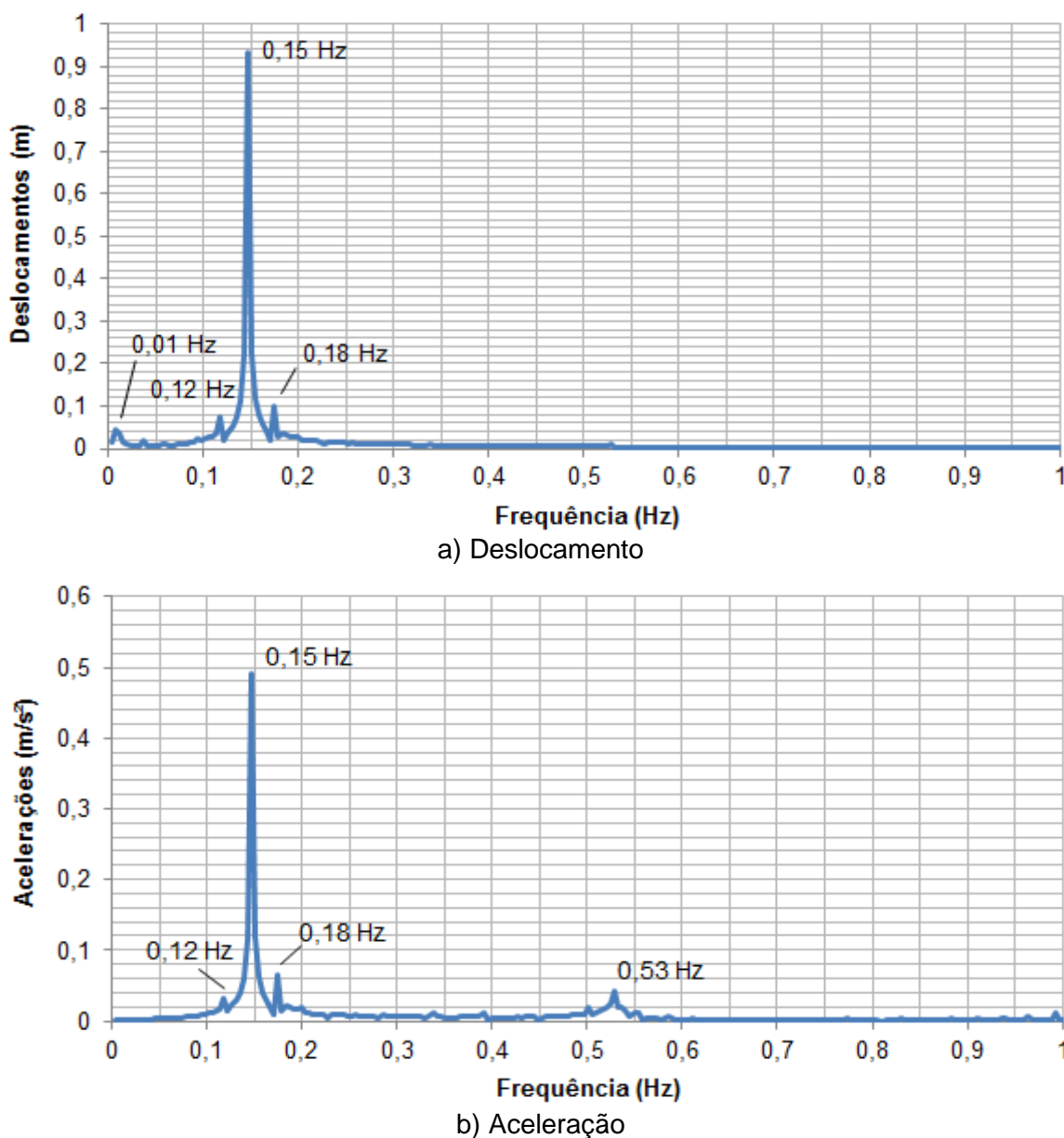


Figura 97 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I): 1ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

As Figuras 98 e 99 mostram os resultados das respostas dinâmicas em valores máximos de pico para deslocamentos e acelerações do edifício misto (ME-II) considerando atenuadores de vibração com taxa de amortecimento de 40% ($C = 40\% C_{cr}$) e a aplicação do modelo de carregamento I (MC-I). A Figura 100 mostra as acelerações em valores quadráticos médios (RMS) do edifício misto (ME-II) considerando o modelo de carregamento I (MC-I) e absorvedores de vibração com taxa de amortecimento de 40% ($C = 40\% C_{cr}$).

Tabela 38 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,88	0,48	0,51	0,04
2	0,86	0,47	0,49	0,03
3	0,85	0,44	0,51	0,05
4	0,88	0,47	0,50	0,03
5	0,86	0,46	0,50	0,04
6	0,85	0,48	0,49	0,04
7	0,87	0,47	0,49	0,03
8	0,86	0,46	0,49	0,03
9	0,87	0,48	0,50	0,04
10	0,85	0,46	0,51	0,04
11	0,86	0,46	0,50	0,04
12	0,86	0,46	0,49	0,03
13	0,86	0,46	0,50	0,03
14	0,88	0,47	0,49	0,03
15	0,85	0,47	0,50	0,04
16	0,88	0,47	0,51	0,04
17	0,86	0,48	0,49	0,03
18	0,85	0,46	0,51	0,04
19	0,85	0,46	0,49	0,03
20	0,86	0,46	0,48	0,03
21	0,86	0,47	0,49	0,03
22	0,87	0,47	0,49	0,03
23	0,88	0,48	0,48	0,03
24	0,88	0,47	0,50	0,04
25	0,87	0,48	0,49	0,04
26	0,85	0,46	0,49	0,04
27	0,87	0,47	0,50	0,04
28	0,86	0,46	0,49	0,03
29	0,89	0,47	0,49	0,03
30	0,87	0,47	0,50	0,03
Média	0,87	0,47	0,50	0,04
Desvio padrão	0,01	0,01	0,01	0,01
R _{Z95%}	0,89	0,48	0,51	0,05

Tabela 39 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,06	0,46	0,02
2	0,47	0,06	0,46	0,01
3	0,47	0,05	0,46	0,02
4	0,47	0,05	0,46	0,01
5	0,47	0,06	0,46	0,01
6	0,47	0,05	0,46	0,01
7	0,47	0,06	0,46	0,01
8	0,47	0,06	0,46	0,01
9	0,47	0,06	0,46	0,01
10	0,47	0,05	0,46	0,01
11	0,47	0,05	0,46	0,01
12	0,47	0,06	0,46	0,01
13	0,47	0,06	0,46	0,01
14	0,47	0,06	0,46	0,01
15	0,47	0,06	0,46	0,01
16	0,47	0,06	0,46	0,02
17	0,47	0,06	0,46	0,01
18	0,47	0,05	0,46	0,02
19	0,47	0,05	0,46	0,01
20	0,47	0,05	0,46	0,01
21	0,47	0,06	0,46	0,01
22	0,47	0,05	0,46	0,01
23	0,47	0,06	0,46	0,01
24	0,47	0,06	0,46	0,01
25	0,47	0,06	0,46	0,01
26	0,47	0,06	0,46	0,01
27	0,47	0,06	0,46	0,01
28	0,47	0,05	0,46	0,01
29	0,47	0,06	0,46	0,01
30	0,47	0,06	0,46	0,01
Média	0,47	0,06	0,46	0,01
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,00
R _{z95%}	0,47	0,06	0,46	0,02

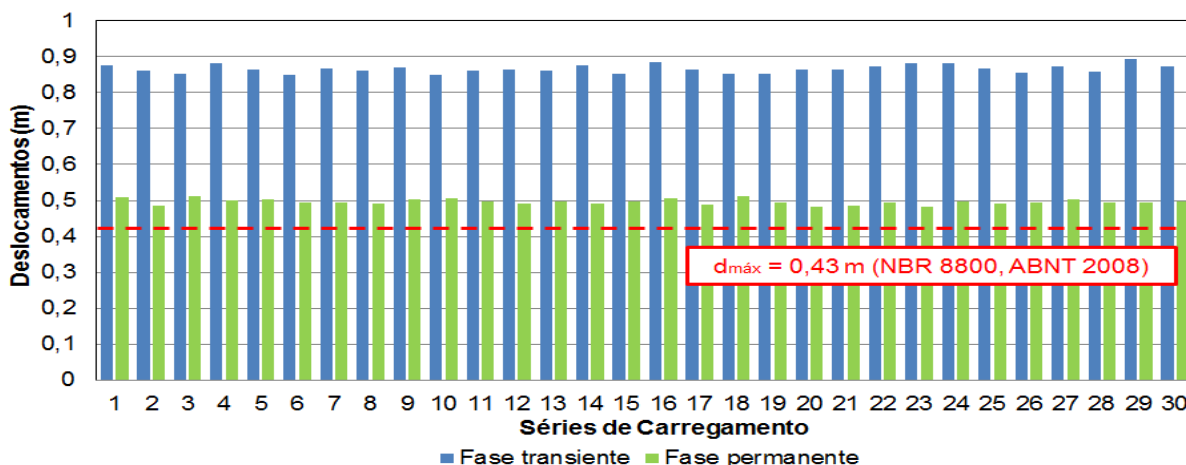


Figura 98 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$.

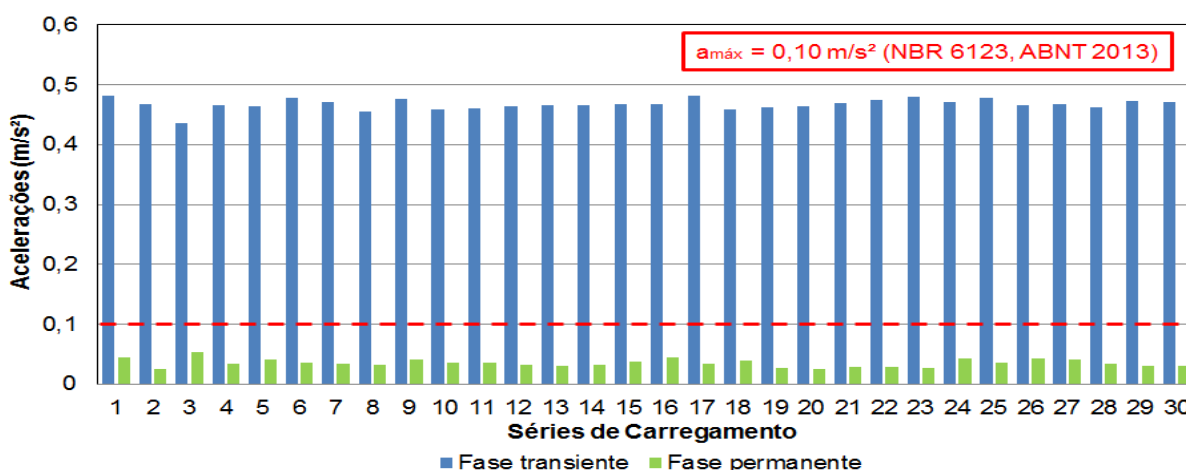


Figura 99 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$.

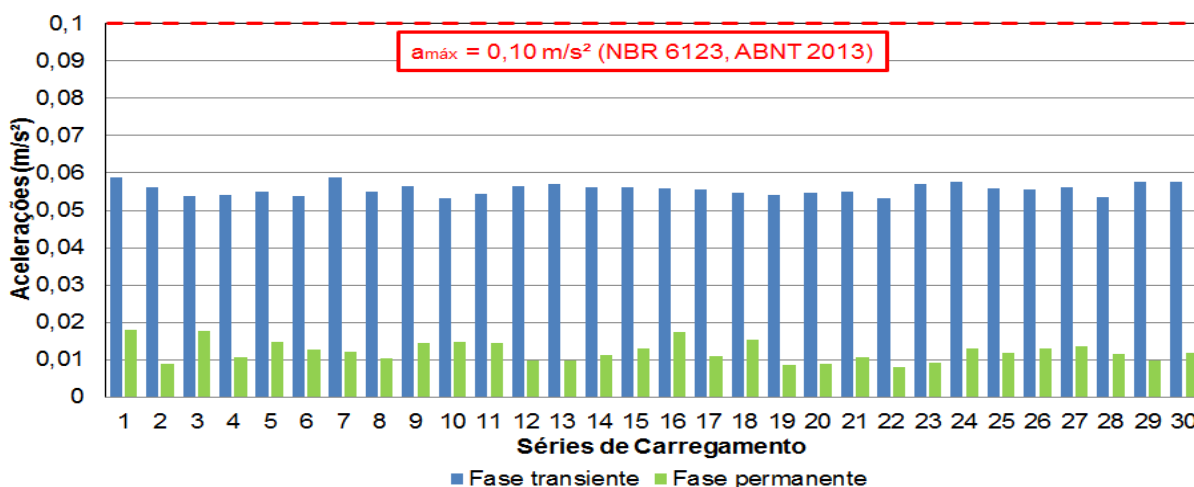


Figura 100 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 40\% C_{cr}$.

Observando as informações das Tabelas 38 e 39 e das Figuras 98 a 100, verifica-se para valores de pico, que os deslocamentos máximos médios do modelo estrutural II (ME-II) são da ordem de 0,89 m (fase transiente) e 0,51 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias da ordem de 0,48 m/s² (fase transiente) e 0,05 m/s² (fase permanente). Quanto aos valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são de 0,47 m (fase transiente) e 0,46 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias de 0,06 m/s² (fase transiente) e 0,02 m/s² (fase permanente).

Para o critério de projeto da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), os deslocamentos máximos médios são superiores ao limite recomendado de 0,43 m, assim sendo, edifício misto (ME-II) não atende a este critério.

Para a norma NBR 6123 (ABNT, 2013), o critério de conforto humano é atendido apenas na fase permanente da resposta ($a_{m\acute{a}x} = 0,1 \text{ m/s}^2$). No que se refere às faixas de percepção humana a vibrações propostas por Bachmann (1995), as vibrações são classificadas na fase transiente como “incômodas” e na fase permanente como “perceptíveis”. Novamente, verifica-se a eficiência dos atenuadores de vibração em reduzir as acelerações provocadas pelo vento na estrutura. No que tange à norma ISO 10137 (2007), a estrutura somente atende ao critério de conforto dos ocupantes para a fase permanente da resposta dinâmica ($a_{m\acute{a}x} = 0,143 \text{ m/s}^2$). Segundo Kareem *et al.* (1999), o conforto também é atendido para a fase permanente da resposta do edifício misto (ME-II) ($a_{m\acute{a}x} = 0,245 \text{ m/s}^2$).

Quanto à norma ISO 6897 (1984), o conforto dos usuários é atendido apenas na fase permanente da resposta ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,058 \text{ m/s}^2$). E quanto ao critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é atendido nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,098 \text{ m/s}^2$).

Observando os resultados das análises numéricas, percebe-se, claramente, a redução das acelerações máximas médias do modelo estrutural II (ME-II). Este fato se deve ao aumento na taxa de amortecimento adotada nos dispositivos atenuadores de vibração.

7.1.2 Modelo de carregamento II (MC-II): Espectro de Davenport

As Figuras 101 e 102 mostram as respostas dinâmicas do edifício misto (ME-II) no domínio do tempo, considerando a aplicação do modelo de carregamento II (MC-II) e inserção na estrutura de atenuadores de vibração com taxa de 10% do amortecimento crítico ($C = 10\% C_{cr}$). Observando as Figuras 101 a 102, verifica-se que os deslocamentos máximos do modelo estrutural II (ME-II) são da ordem de 0,92 m (fase transiente) e 0,63 m (fase permanente) e acelerações máximas de 0,47 m/s^2 (fase transiente) e 0,15 m/s^2 (fase permanente) quanto à 1ª série de carregamento aleatório do vento (MC-II).

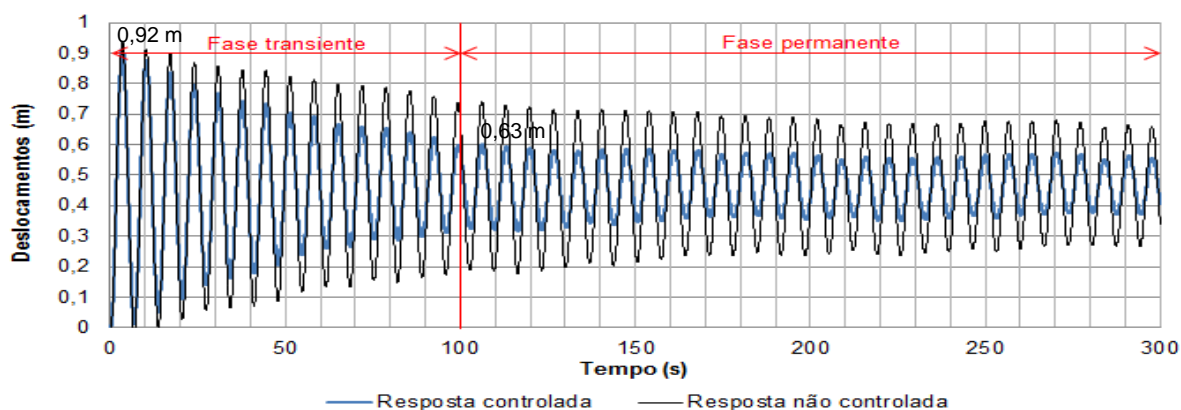


Figura 101 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

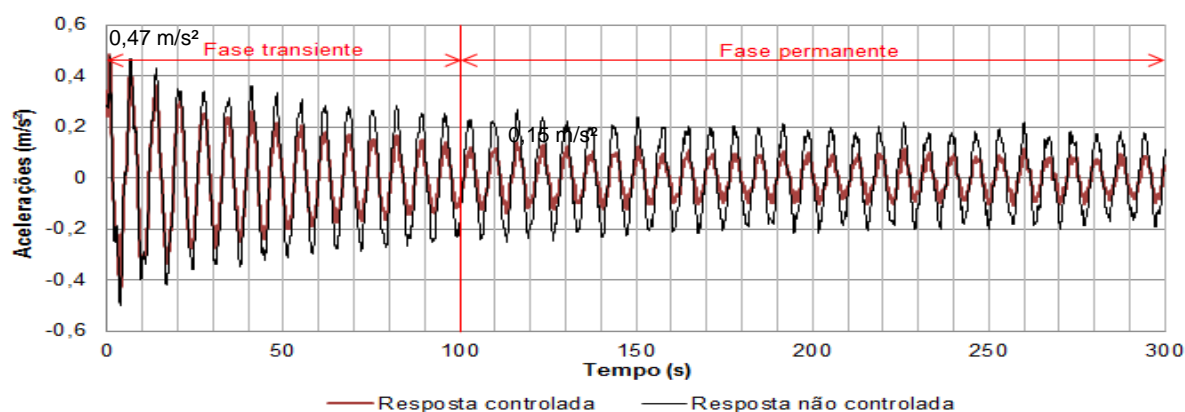


Figura 102 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

A Figura 103 ilustra as respostas dinâmicas em termos dos deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) no domínio da frequência considerando o vento não determinístico (MC-II) e a adição de absorvedores de vibração ($C = 10\% C_{cr}$). Observando a Figura 103, verifica-se a influência do primeiro modo de vibração ($f_{01} = 0,15$ Hz) na resposta dinâmica da estrutura. Em seguida, as Tabelas 40 e 41 apresentam os resultados das análises numéricas, em termos de deslocamentos e acelerações máximos (valores de pico e valores quadráticos médios) quanto ao modelo estrutural II (ME-II) equipado com atenuadores de vibração ($C = 10\% C_{cr}$) submetido ao modelo de carregamento II (MC-II). As Figuras 104 a 105 mostram os valores máximos de pico dos deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) considerando o modelo de carregamento II (MC-II) e o uso de absorvedores de vibração ($C = 10\% C_{cr}$). A Figura 106 ilustra as acelerações em valores quadráticos médios (RMS) do edifício misto submetido ao vento aleatório e o emprego do sistema de controle ($C = 10\% C_{cr}$).

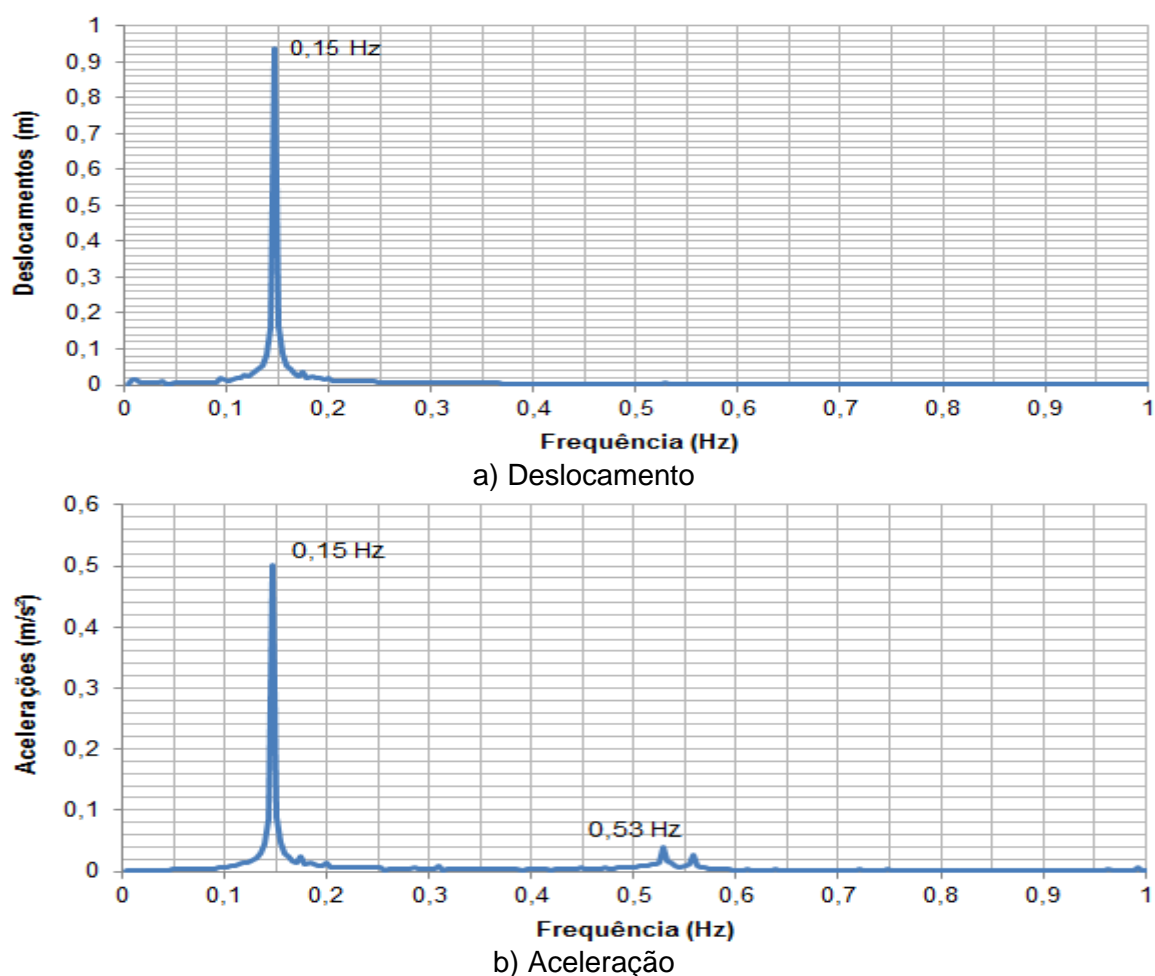


Figura 103 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

Tabela 40 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,90	0,47	0,56	0,10
2	0,92	0,49	0,57	0,12
3	0,89	0,47	0,57	0,11
4	0,89	0,49	0,56	0,11
5	0,90	0,47	0,54	0,08
6	0,91	0,46	0,62	0,14
7	0,92	0,48	0,57	0,10
8	0,93	0,46	0,54	0,10
9	0,91	0,48	0,57	0,11
10	0,89	0,49	0,59	0,12
11	0,92	0,48	0,57	0,11
12	0,92	0,48	0,57	0,13
13	0,90	0,48	0,57	0,11
14	0,91	0,47	0,60	0,12
15	0,94	0,50	0,58	0,12
16	0,92	0,46	0,55	0,10
17	0,92	0,47	0,55	0,11
18	0,92	0,47	0,58	0,11
19	0,90	0,49	0,60	0,13
20	0,90	0,49	0,55	0,09
21	0,91	0,48	0,54	0,10
22	0,88	0,45	0,58	0,12
23	0,90	0,49	0,60	0,16
24	0,92	0,47	0,63	0,15
25	0,95	0,48	0,58	0,12
26	0,92	0,49	0,64	0,17
27	0,88	0,46	0,55	0,10
28	0,91	0,48	0,56	0,11
29	0,94	0,49	0,56	0,09
30	0,91	0,47	0,58	0,13
Média	0,91	0,48	0,57	0,12
Desvio padrão	0,02	0,01	0,03	0,02
R _{Z95%}	0,94	0,50	0,62	0,15

Tabela 41 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,08	0,46	0,04
2	0,47	0,09	0,46	0,04
3	0,48	0,09	0,46	0,04
4	0,48	0,10	0,46	0,04
5	0,47	0,09	0,46	0,03
6	0,47	0,09	0,47	0,06
7	0,47	0,09	0,46	0,03
8	0,47	0,09	0,46	0,03
9	0,48	0,10	0,46	0,04
10	0,48	0,10	0,47	0,05
11	0,48	0,09	0,46	0,03
12	0,48	0,09	0,47	0,05
13	0,48	0,09	0,46	0,04
14	0,48	0,10	0,47	0,05
15	0,48	0,10	0,47	0,05
16	0,48	0,09	0,46	0,04
17	0,47	0,09	0,46	0,03
18	0,48	0,10	0,46	0,04
19	0,48	0,10	0,47	0,05
20	0,47	0,09	0,46	0,03
21	0,47	0,09	0,46	0,03
22	0,48	0,10	0,47	0,05
23	0,48	0,11	0,47	0,06
24	0,48	0,12	0,47	0,07
25	0,48	0,10	0,46	0,04
26	0,48	0,12	0,47	0,08
27	0,47	0,08	0,46	0,03
28	0,47	0,09	0,46	0,03
29	0,48	0,09	0,46	0,03
30	0,48	0,09	0,47	0,06
Média	0,48	0,09	0,47	0,04
Desvio padrão	0,00	0,01	0,00	0,01
R _{z95%}	0,48	0,11	0,47	0,06

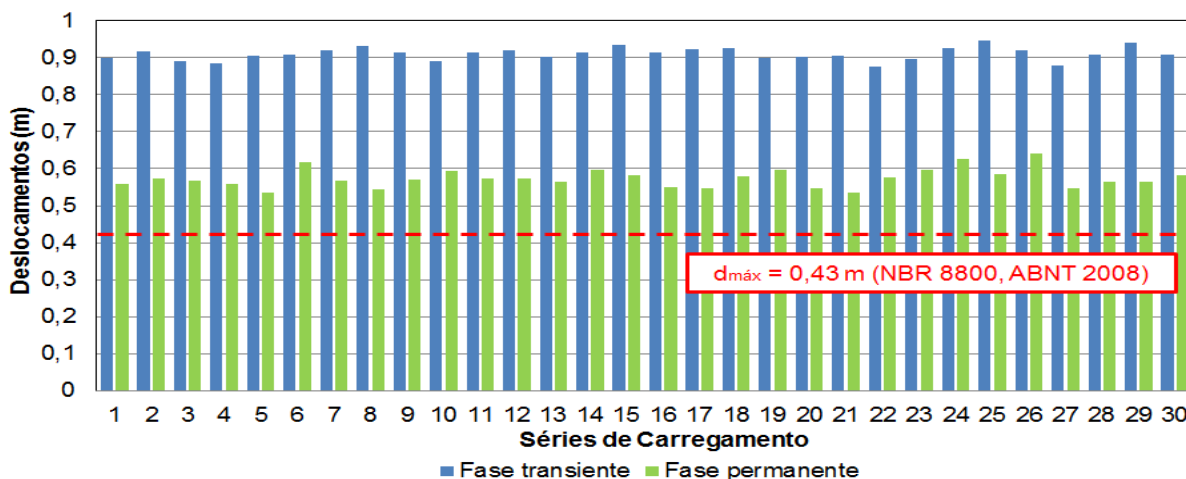


Figura 104 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$.

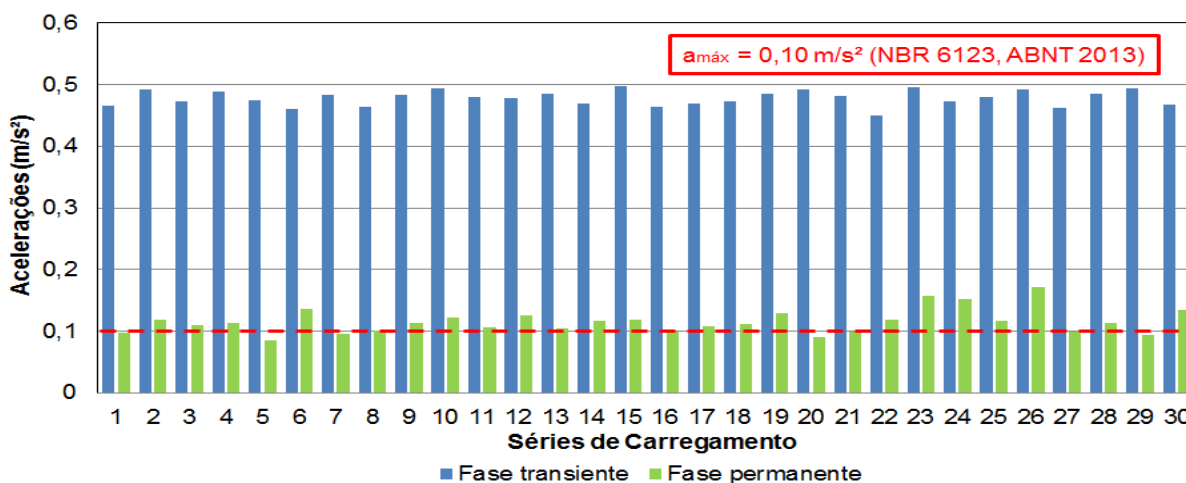


Figura 105 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$.

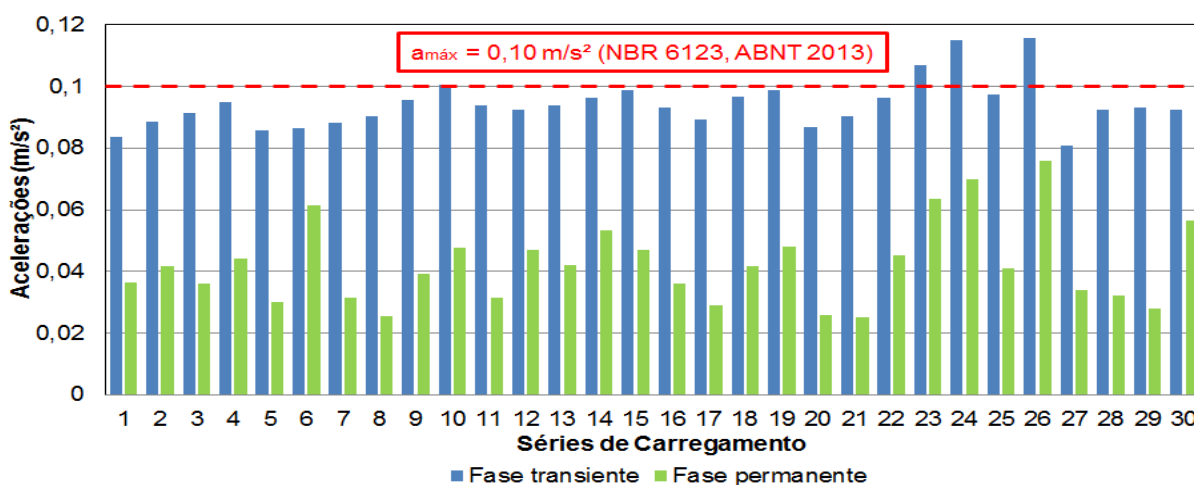


Figura 106 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II) $C = 10\% C_{cr}$.

Observando as Tabelas 40 e 41 e as Figuras 104 a 106, verifica-se, para os valores de pico, que os deslocamentos máximos médios do edifício misto são da ordem de 0,94 m (fase transiente) e 0,62 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são da ordem de 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,15 m/s² (fase permanente). Quanto aos valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são de 0,48 m (fase transiente) e 0,47 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,11 m/s² (fase transiente) e 0,06 m/s² (fase permanente).

Quanto à norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), a estrutura não atende ao critério dos deslocamentos máximos ($d_{H,máx} = 0,43$ m).

Segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013), as acelerações máximas médias são maiores que o limite desta norma ($a_{máx} = 0,1$ m/s²), não atendendo ao critério de conforto humano. De acordo com o critério de Bachmann (1995), as vibrações da estrutura são classificadas como “muito incômodas” para a fase transiente e como “incômodas” na fase permanente da resposta dinâmica. Considerando a norma ISO 10137 (2007), o critério de conforto humano não atendido ($a_{máx} = 0,143$ m/s²). Para o critério apresentado por Kareem *et al.* (1999), o conforto também é atendido apenas na fase permanente da resposta ($a_{máx} = 0,245$ m/s²).

Quanto à norma ISO 6897 (1984), o critério do conforto dos ocupantes não é atendido ($a_{máx,RMS} = 0,058$ m/s²). Entretanto, para o critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é satisfeito somente na fase permanente da resposta dinâmica ($a_{máx,RMS} = 0,098$ m/s²).

As Figuras 107 e 108 mostram os deslocamentos e acelerações no domínio do tempo obtidos nas análises numéricas do modelo estrutural II (ME-II), considerando atenuadores de vibração à taxa de amortecimento de 20% do amortecimento crítico da estrutura ($C = 20\% C_{cr}$) e o modelo de carregamento II (MC-II). Observando as Figuras 107 e 108, pode-se verificar, para a 1ª série de carregamento não determinístico do vento (MC-II), que os deslocamentos máximos do edifício misto são da ordem de 0,91 m (fase transiente) e 0,56 m (fase permanente) e acelerações máximas da ordem de 0,47 m/s² (fase transiente) e 0,10 m/s² (fase permanente).

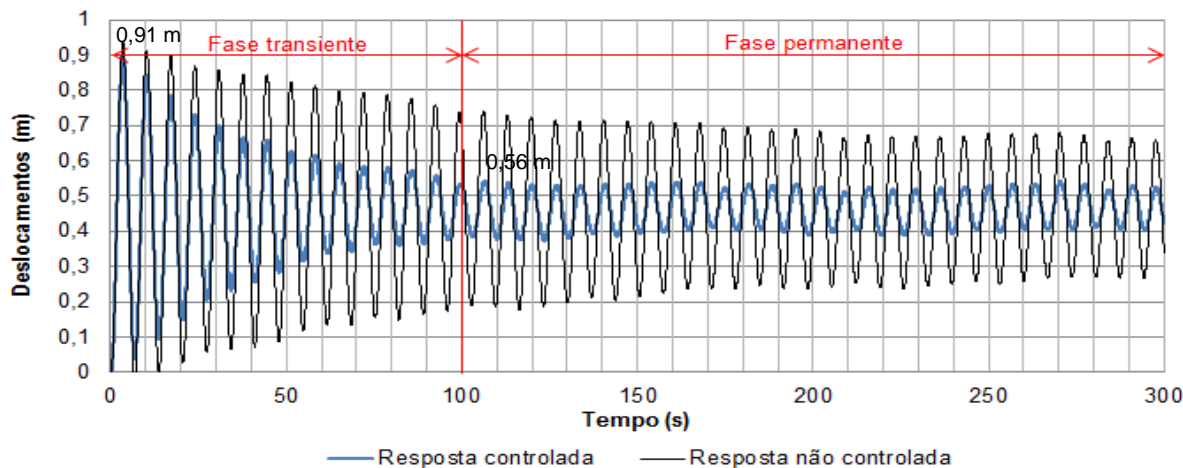


Figura 107 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025.
Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

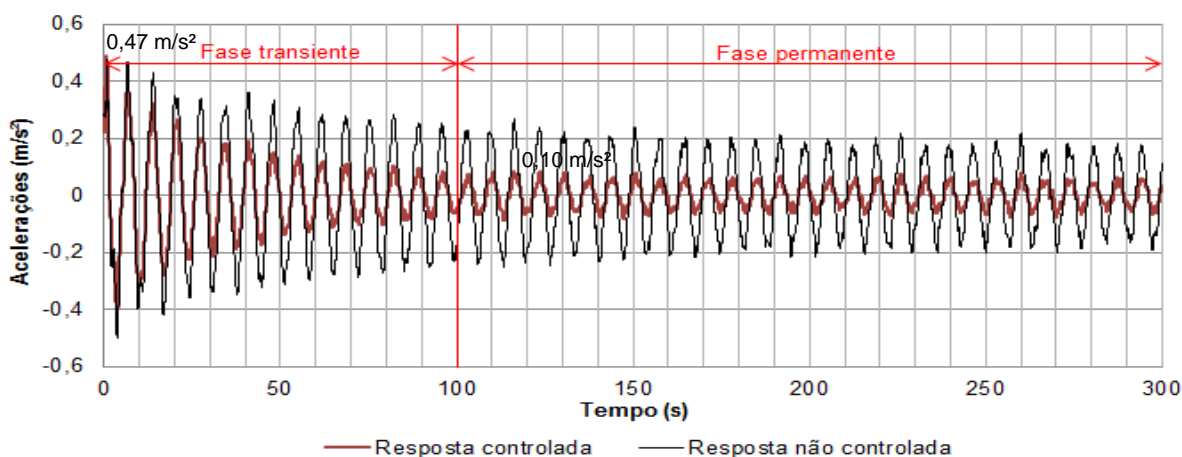


Figura 108 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993.
Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

A Figura 109 mostra as respostas numéricas no domínio da frequência do modelo estrutural II (ME-II) com atenuadores a 20% do amortecimento crítico ($C = 20\% C_{cr}$) sob a ação do modelo de carregamento II (MC-II). Observando a Figura 109, verifica-se a influência do primeiro modo de vibração ($f_{01} = 0,15$ Hz) na resposta dinâmica da estrutura. Na sequência, as Tabelas 42 e 43 apresentam os dados referentes às análises numéricas do modelo estrutural II (ME-II) com absorvedores de vibração com taxa de 20% do amortecimento crítico ($C = 20\% C_{cr}$) e excitado pelo modelo de carregamento II (MC-II). Os resultados são apresentados em termos de deslocamentos e acelerações máximos médios para valores de pico e valores em RMS do pilar P19.

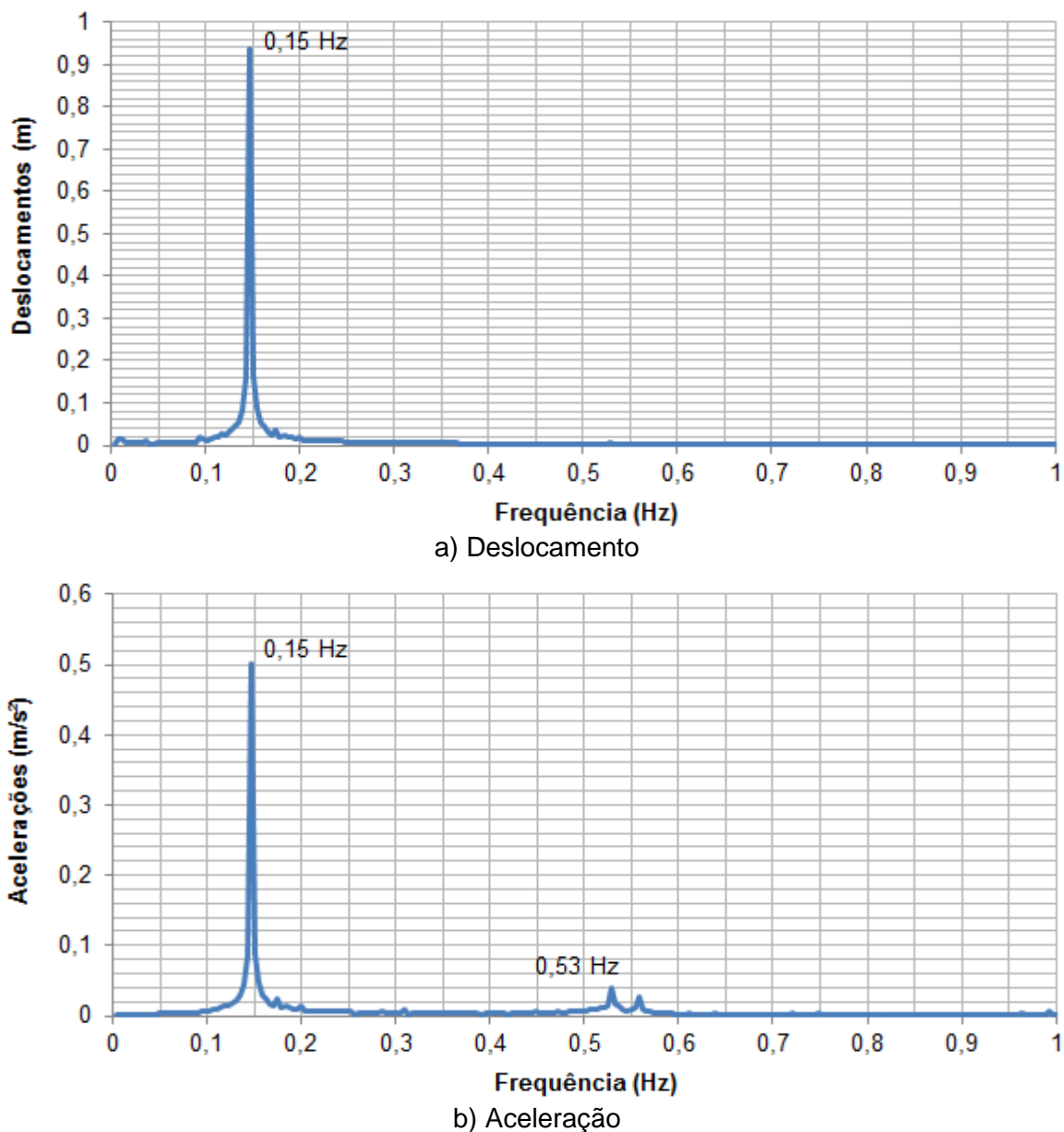


Figura 109 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

As Figuras 110 e 111 mostram os valores máximos de pico dos deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) considerando os atenuadores com 20% do amortecimento crítico ($C = 20\% C_{cr}$) e a aplicação das 30 séries de vento aleatório referentes ao modelo de carregamento II (MC-II). A Figura 112 ilustra as acelerações em valores quadráticos médios do edifício misto (ME-II) considerando atenuadores de vibração ($C = 20\% C_{cr}$) e o modelo de carregamento II (MC-II).

Tabela 42 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,89	0,47	0,54	0,07
2	0,90	0,50	0,55	0,10
3	0,88	0,48	0,53	0,07
4	0,87	0,49	0,52	0,07
5	0,89	0,48	0,52	0,07
6	0,89	0,47	0,58	0,11
7	0,91	0,49	0,53	0,05
8	0,92	0,47	0,50	0,06
9	0,90	0,49	0,52	0,07
10	0,88	0,49	0,54	0,08
11	0,90	0,48	0,54	0,07
12	0,91	0,48	0,54	0,09
13	0,89	0,48	0,53	0,06
14	0,90	0,47	0,56	0,09
15	0,92	0,50	0,54	0,08
16	0,90	0,47	0,51	0,07
17	0,91	0,47	0,52	0,07
18	0,91	0,48	0,54	0,08
19	0,89	0,48	0,54	0,09
20	0,89	0,49	0,51	0,06
21	0,89	0,49	0,51	0,06
22	0,86	0,45	0,53	0,08
23	0,88	0,49	0,55	0,11
24	0,91	0,47	0,56	0,10
25	0,93	0,48	0,54	0,08
26	0,90	0,49	0,59	0,13
27	0,86	0,46	0,53	0,08
28	0,89	0,48	0,52	0,07
29	0,93	0,49	0,52	0,05
30	0,90	0,47	0,56	0,10
Média	0,90	0,48	0,54	0,08
Desvio padrão	0,02	0,01	0,02	0,02
R _{Z95%}	0,92	0,50	0,57	0,11

Tabela 43 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,07	0,46	0,03
2	0,47	0,07	0,46	0,03
3	0,47	0,07	0,46	0,02
4	0,47	0,08	0,46	0,03
5	0,47	0,07	0,46	0,02
6	0,47	0,07	0,47	0,05
7	0,47	0,07	0,46	0,02
8	0,47	0,07	0,46	0,02
9	0,47	0,08	0,46	0,02
10	0,47	0,08	0,46	0,03
11	0,47	0,08	0,46	0,02
12	0,47	0,08	0,46	0,03
13	0,47	0,08	0,46	0,03
14	0,47	0,08	0,47	0,04
15	0,47	0,08	0,46	0,03
16	0,47	0,08	0,46	0,02
17	0,47	0,07	0,46	0,02
18	0,47	0,08	0,46	0,03
19	0,47	0,08	0,46	0,03
20	0,47	0,07	0,46	0,02
21	0,47	0,07	0,46	0,02
22	0,47	0,08	0,46	0,03
23	0,47	0,08	0,46	0,04
24	0,47	0,09	0,47	0,05
25	0,47	0,08	0,46	0,03
26	0,47	0,09	0,47	0,05
27	0,47	0,07	0,46	0,03
28	0,47	0,08	0,46	0,02
29	0,47	0,08	0,46	0,02
30	0,47	0,07	0,47	0,04
Média	0,47	0,08	0,46	0,03
Desvio padrão	0,00	0,01	0,00	0,01
R _{z95%}	0,47	0,08	0,47	0,04

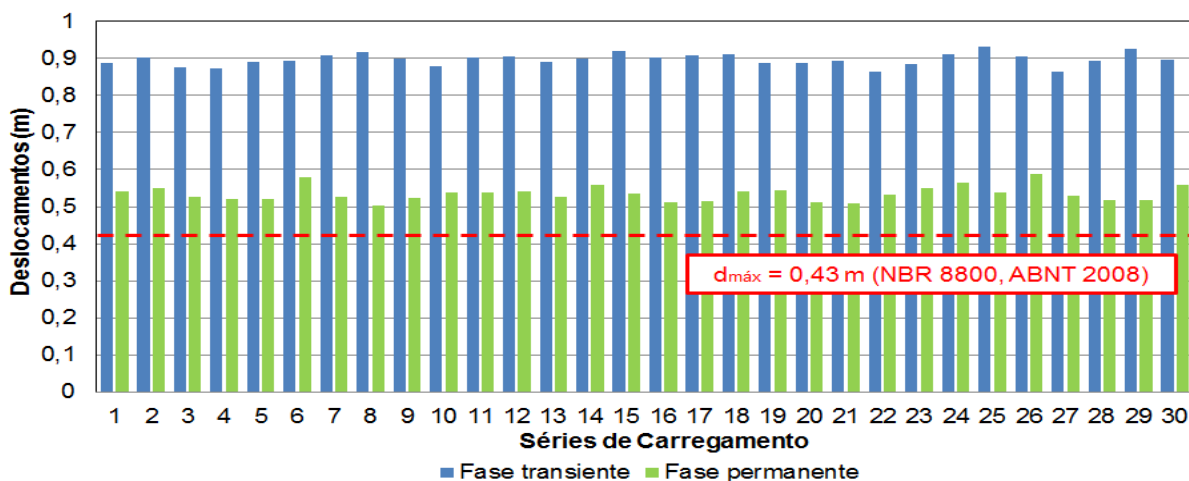


Figura 110 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$.

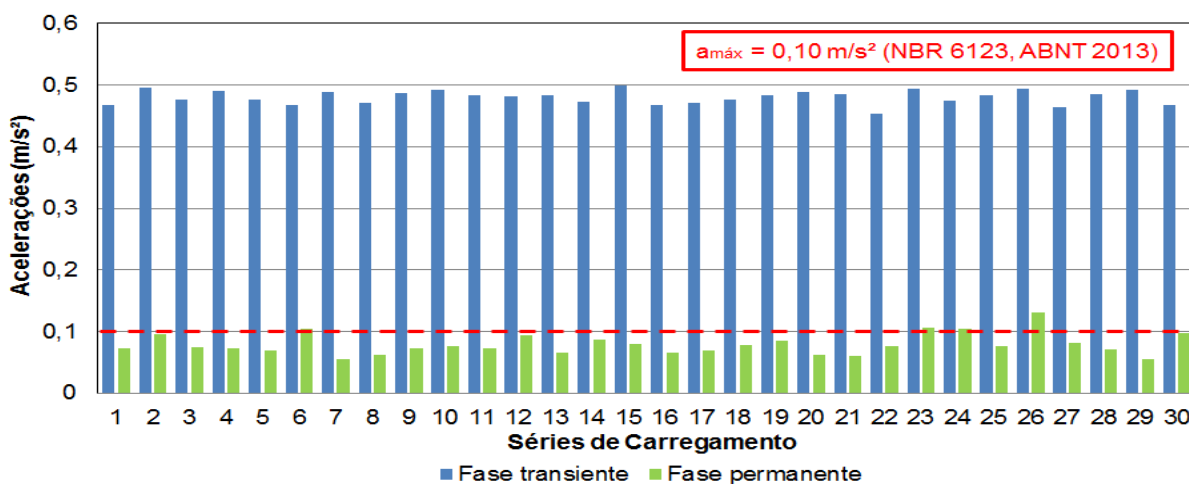


Figura 111 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$.

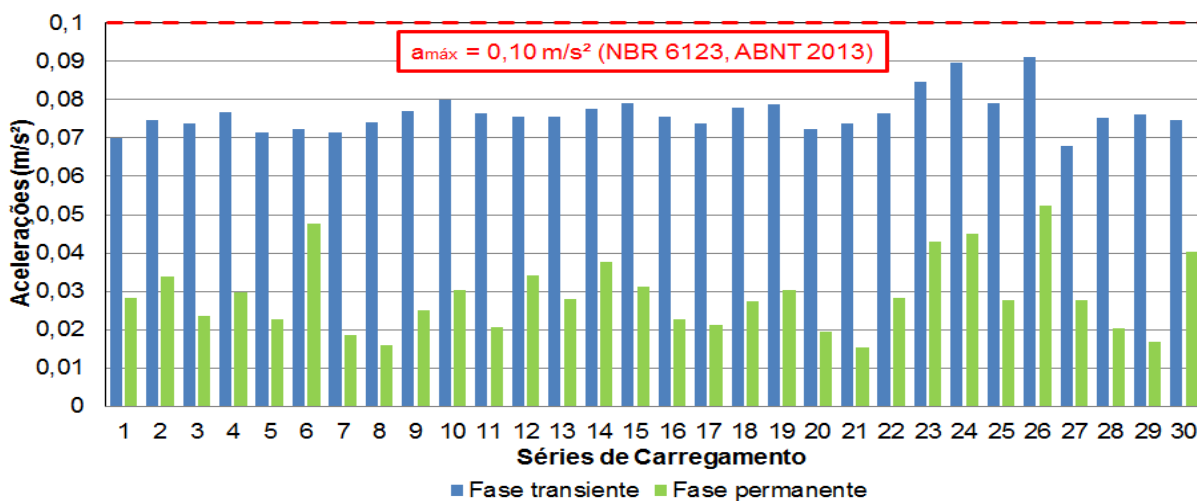


Figura 112 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$.

Com base nas informações das Tabelas 42 e 43 e das Figuras 110 a 112, pode-se verificar, para valores de pico, que os deslocamentos máximos médios do modelo estrutural II (ME-II) são de 0,92 m (fase transiente) e 0,57 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,11 m/s² (fase permanente). Quanto aos valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são de 0,47 m (fases transiente e permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,08 m/s² (fase transiente) e 0,04 m/s² (fase permanente).

Considerando o critério de projeto da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), a estrutura não atende, pois os deslocamentos máximos médios são maiores que o valor recomendado de 0,43 m.

Segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 2013), as acelerações máximas médias são maiores que o limite desta norma ($a_{m\acute{a}x} = 0,1 \text{ m/s}^2$), também não atendendo ao critério de conforto humano. De acordo com Bachmann (1995), as vibrações da estrutura são classificadas como “incômodas” para a fase transiente e como “perceptíveis” para a fase permanente da resposta dinâmica. Quanto à norma ISO 10137 (2007), verifica-se que o critério de conforto humano somente é atendido na fase permanente da resposta ($a_{m\acute{a}x} = 0,143 \text{ m/s}^2$). Para o critério de Kareem *et al.* (1999), o conforto também é atendido apenas na fase permanente da resposta ($a_{m\acute{a}x} = 0,245 \text{ m/s}^2$).

Segundo os critérios da norma ISO 6897 (1984), o conforto dos ocupantes é atendido apenas na fase permanente da resposta ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,058 \text{ m/s}^2$). De acordo com o critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é alcançado nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica do edifício misto ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,098 \text{ m/s}^2$). Novamente, foi verificada a atuação do sistema de controle adotado no sistema estrutural II (ME-II), visto que, segundo várias normas e recomendações de projeto, o edifício misto atende ao critério de conforto humano.

As Figuras 113 e 114 mostram as respostas dinâmicas do edifício misto (ME-II) ao longo do tempo, em termos de deslocamento e acelerações, considerando a aplicação do modelo de carregamento II (MC-II) e a adoção de atenuadores de vibração com taxa de 30% do amortecimento crítico ($C = 30\% C_{cr}$). Observando as Figuras 113 e 114, percebe-se para o modelo estrutural II (ME-II) que os deslocamentos translacionais horizontais máximos são iguais a 0,90 m (fase transiente) e 0,54 m (fase permanente) e as acelerações máximas são de 0,47 m/s² (fase transiente) e 0,08 m/s² (fase permanente) para a 1ª série de vento (MC-II).

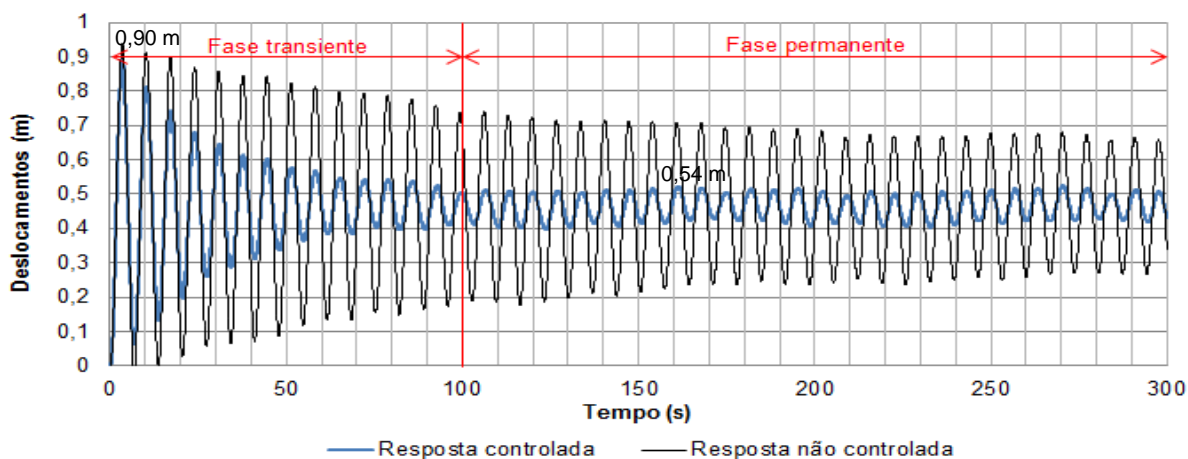


Figura 113 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

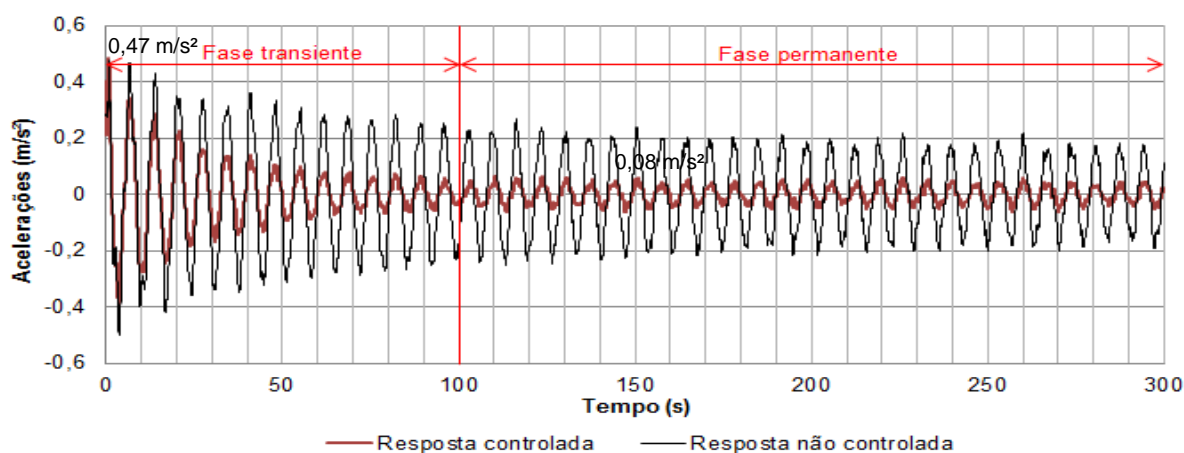
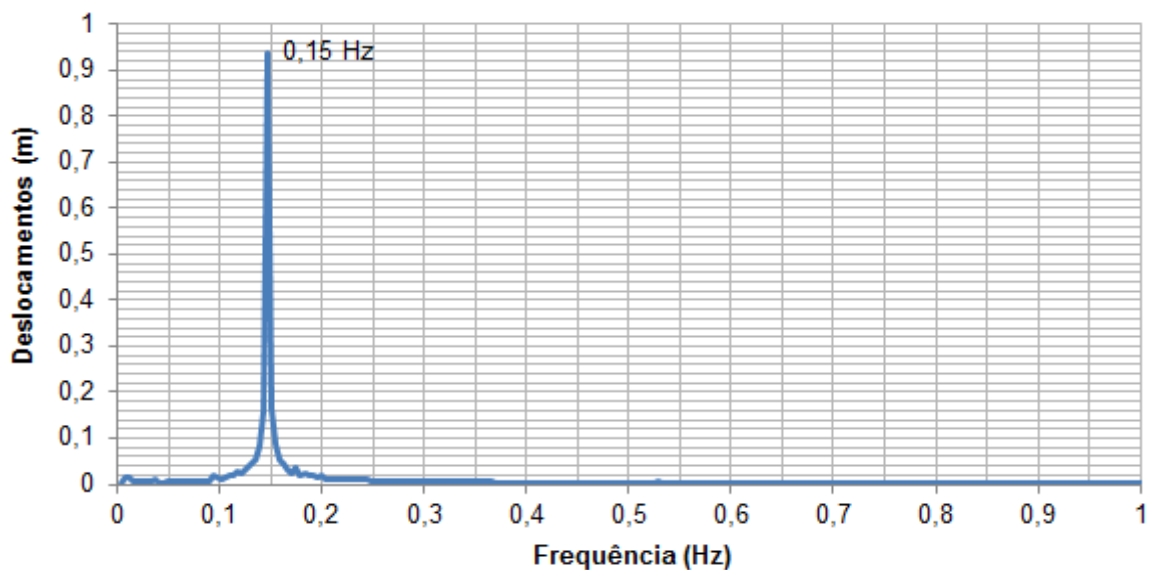
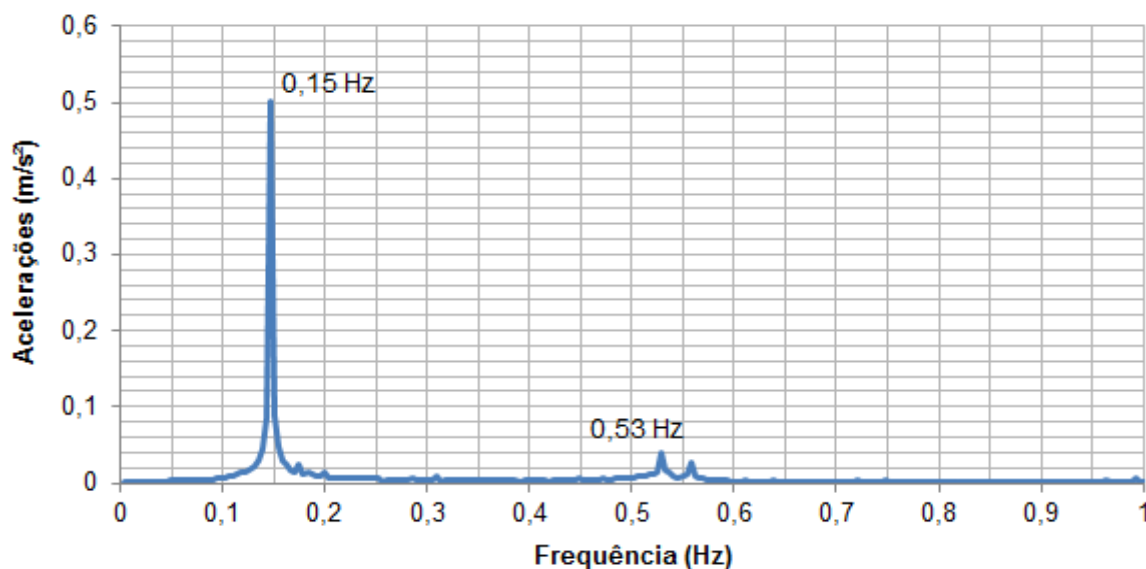


Figura 114 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

A Figura 115 ilustra as respostas dinâmicas relativas ao modelo estrutural II (ME-II), no domínio da frequência, submetido ao vento não determinístico (MC-II) e considerando o emprego de absorvedores de vibração ($C = 30\% C_{cr}$). Analisando a Figura 115, verifica-se a influência do primeiro modo de vibração na resposta da estrutura ($f_{01} = 0,15$ Hz). Em seguida, as Tabelas 44 e 45 apresentam os resultados das análises numéricas, em termos de deslocamentos e acelerações (valores de pico e valores quadráticos médios) do modelo estrutural II (ME-II) equipado com atenuadores de vibração ($C = 30\% C_{cr}$) submetido às forças de vento não determinístico do modelo de carregamento II (MC-II).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 115 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

As Figuras 116 e 117 mostram os valores máximos de pico dos deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) considerando a aplicação do modelo de carregamento II (MC-II) e o emprego de absorvedores de vibração com taxa de 30% do amortecimento crítico ($C = 30\% C_{cr}$). A Figura 118 ilustra as acelerações em valores quadráticos médios do edifício misto (ME-II) sob a ação do vento aleatório (MC-II) e com o uso de atenuadores de vibração ($C = 30\% C_{cr}$).

Tabela 44 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,87	0,46	0,53	0,06
2	0,89	0,49	0,54	0,08
3	0,86	0,47	0,51	0,06
4	0,86	0,49	0,51	0,06
5	0,88	0,47	0,51	0,06
6	0,88	0,47	0,56	0,09
7	0,89	0,48	0,51	0,04
8	0,90	0,47	0,49	0,04
9	0,89	0,48	0,51	0,06
10	0,86	0,49	0,52	0,06
11	0,89	0,48	0,52	0,06
12	0,89	0,48	0,53	0,08
13	0,88	0,48	0,52	0,05
14	0,89	0,47	0,54	0,07
15	0,91	0,49	0,52	0,06
16	0,89	0,46	0,50	0,06
17	0,90	0,47	0,51	0,05
18	0,90	0,47	0,53	0,07
19	0,87	0,48	0,52	0,06
20	0,87	0,48	0,51	0,06
21	0,88	0,48	0,50	0,04
22	0,85	0,45	0,52	0,06
23	0,87	0,49	0,53	0,08
24	0,90	0,47	0,54	0,08
25	0,92	0,48	0,52	0,06
26	0,89	0,49	0,57	0,11
27	0,85	0,46	0,52	0,07
28	0,88	0,48	0,50	0,06
29	0,91	0,49	0,50	0,04
30	0,88	0,46	0,54	0,08
Média	0,88	0,48	0,52	0,06
Desvio padrão	0,02	0,01	0,02	0,01
R _{Z95%}	0,91	0,49	0,55	0,09

Tabela 45 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento I (MC-I). $C = 30\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,06	0,46	0,02
2	0,47	0,07	0,46	0,03
3	0,47	0,06	0,46	0,02
4	0,47	0,07	0,46	0,02
5	0,47	0,06	0,46	0,02
6	0,47	0,06	0,46	0,04
7	0,47	0,06	0,46	0,01
8	0,47	0,06	0,46	0,01
9	0,47	0,07	0,46	0,02
10	0,47	0,07	0,46	0,02
11	0,47	0,07	0,46	0,02
12	0,47	0,07	0,46	0,03
13	0,47	0,07	0,46	0,02
14	0,47	0,07	0,46	0,03
15	0,47	0,07	0,46	0,02
16	0,47	0,07	0,46	0,02
17	0,47	0,06	0,46	0,02
18	0,47	0,07	0,46	0,02
19	0,47	0,07	0,46	0,02
20	0,47	0,06	0,46	0,02
21	0,47	0,06	0,46	0,01
22	0,47	0,07	0,46	0,02
23	0,47	0,07	0,46	0,03
24	0,47	0,08	0,46	0,03
25	0,47	0,07	0,46	0,02
26	0,47	0,08	0,46	0,04
27	0,47	0,06	0,46	0,02
28	0,47	0,07	0,46	0,02
29	0,47	0,07	0,46	0,01
30	0,47	0,06	0,46	0,03
Média	0,47	0,07	0,46	0,02
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
R _{z95%}	0,47	0,07	0,46	0,04

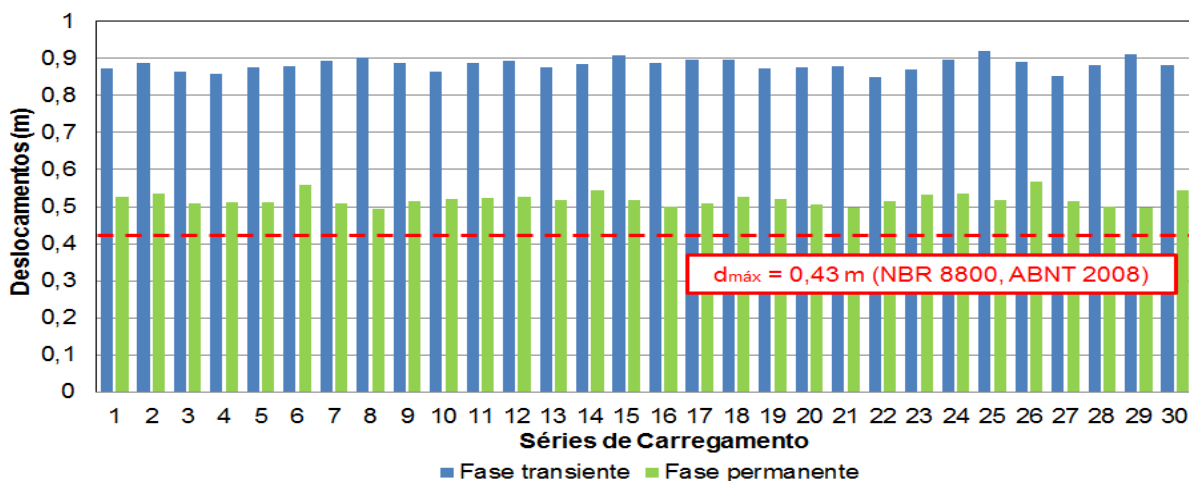


Figura 116 - Valores de pico da resposta dinâmica no nó 8017 referente ao modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$.

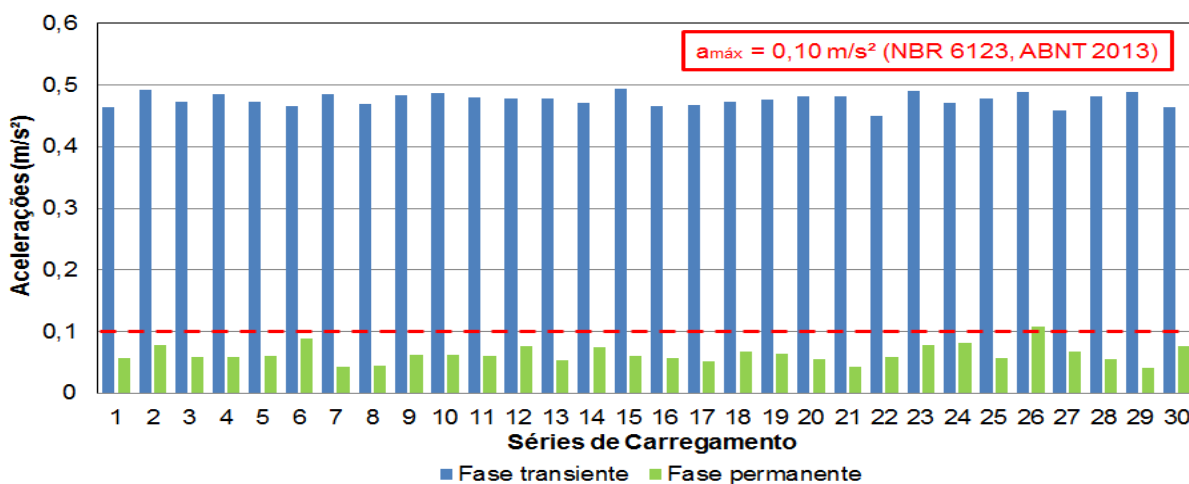


Figura 117 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$.

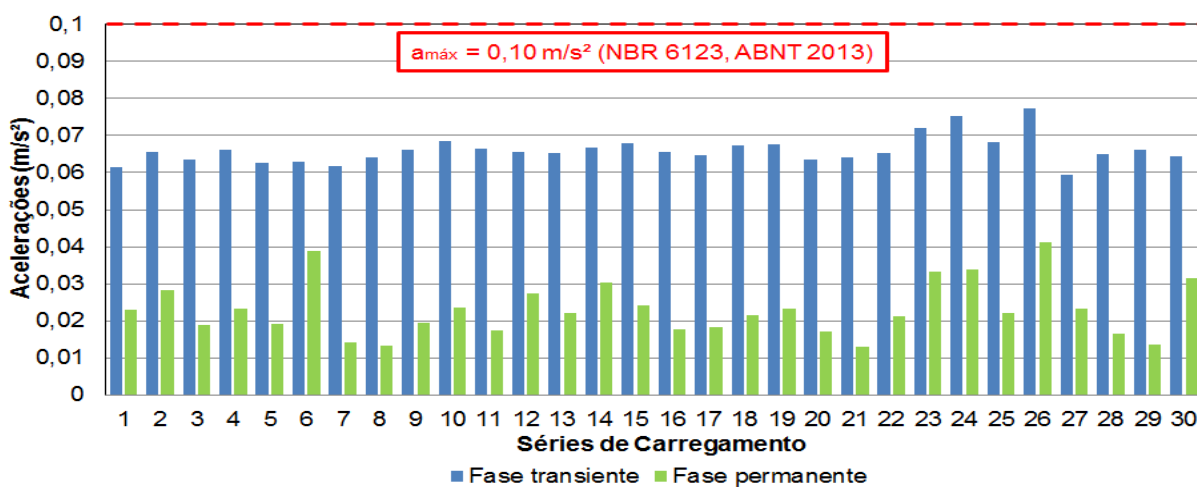


Figura 118 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$.

Observando as Tabelas 44 e 45 e as Figuras 116 a 118, pode-se verificar que o modelo estrutural II apresenta, em valores de pico, deslocamentos máximos médios da ordem de 0,91 m (fase transiente) e 0,55 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias da ordem de 0,49 m/s² (fase transiente) e 0,09 m/s² (fase permanente). Para os valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são de 0,47 m (fase transiente) e 0,46 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,07 m/s² (fase transiente) e 0,04 m/s² (fase permanente).

No que diz respeito à norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), o edifício misto (ME-II) não atende ao critério de deslocamento máximo da referida norma ($d_{H,máx} = 0,43$ m).

Considerando a norma NBR 6123 (ABNT, 2013), o critério de conforto humano é atendido apenas para a fase permanente da resposta dinâmica ($a_{máx} = 0,1$ m/s²). Quanto aos níveis de vibração (Bachmann, 1995), as acelerações da estrutura são classificadas como “incômodas” para a fase transiente e como “perceptíveis” na fase permanente da resposta dinâmica. É possível notar a redução nas acelerações máximas médias do modelo estrutural II (ME-II) devida à atuação do sistema de controle. Para as recomendações da ISO 10137 (2007), o critério de aceleração de pico é atendido somente na fase permanente da resposta ($a_{máx} = 0,143$ m/s²). Segundo Kareem *et al.* (1999), o critério de conforto dos ocupantes da edificação também é atendido somente na fase permanente ($a_{máx} = 0,245$ m/s²).

Segundo as recomendações da norma ISO 6897 (1984), o edifício misto (ME-II) atende ao critério de conforto humano apenas na fase permanente ($a_{máx,RMS} = 0,058$ m/s²). No que se refere ao critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é atendido nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica ($a_{máx,RMS} = 0,098$ m/s²).

As Figuras 119 e 120 mostram os resultados das análises numéricas do modelo estrutural II (ME-II) no domínio do tempo, em termos dos deslocamentos e acelerações, considerando atenuadores à taxa de 40% do amortecimento crítico da estrutura ($C = 40\% C_{cr}$) e o modelo de carregamento II (MC-II). Observando-se as Figuras 119 e 120, percebe-se que o edifício misto (aço-concreto) apresenta deslocamentos máximos da ordem de 0,88 m (fase transiente) e 0,53 m (fase permanente) e acelerações máximas da ordem de 0,46 m/s² (fase transiente) e 0,07 m/s² (fase permanente) para a 24ª série de carregamento aleatório do vento (MC-II).

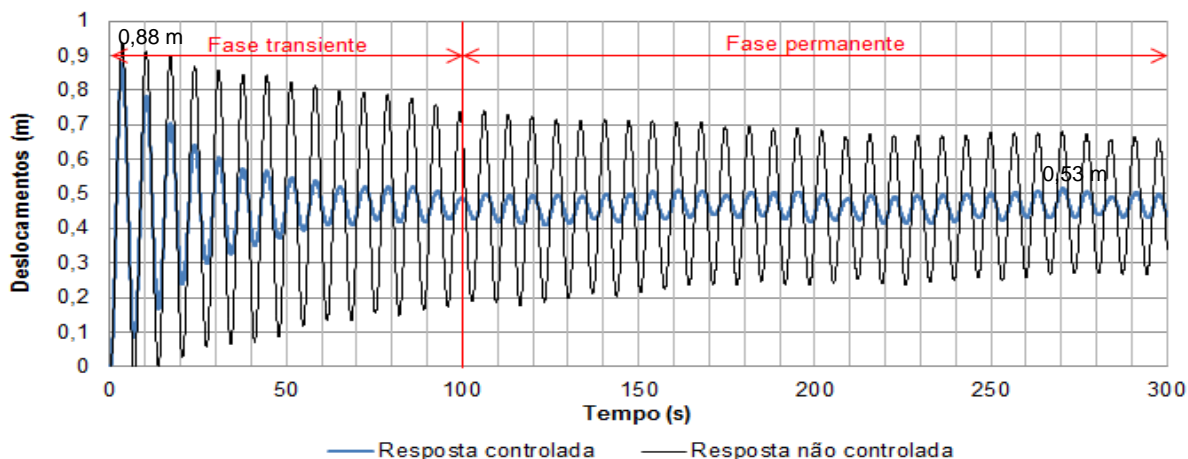


Figura 119 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

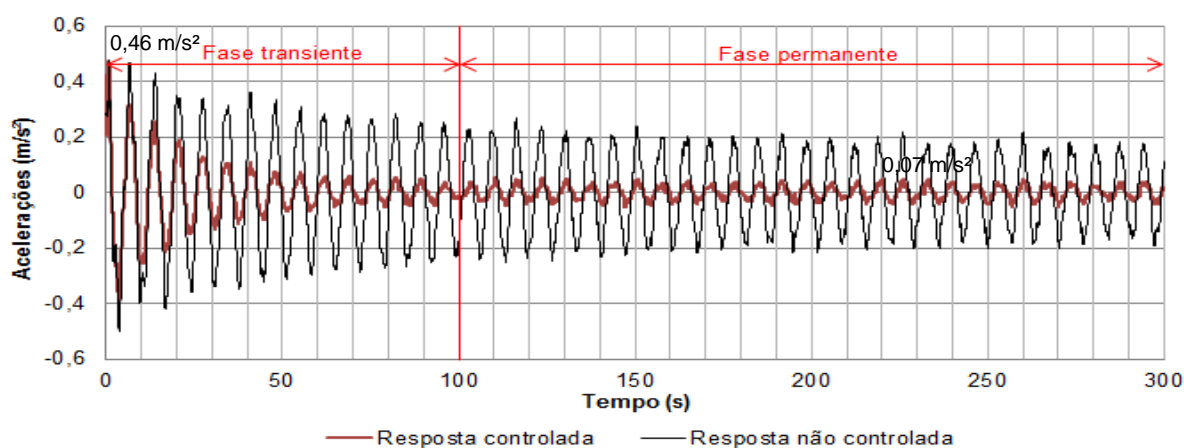


Figura 120 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

A Figura 121 mostra as respostas numéricas no domínio da frequência do modelo estrutural II (ME-II) com atenuadores a 40% do amortecimento crítico ($C = 40\% C_{cr}$) sob a ação do modelo de carregamento II (MC-II). Na Figura 121, observa-se a influência do primeiro modo de vibração ($f_{01} = 0,15$ Hz) as respostas dinâmicas da estrutura. Na sequência, As Tabelas 46 e 47 apresentam os resultados das análises do modelo estrutural II (ME-II) com absorvedores de vibração com taxa de 40% do amortecimento crítico ($C = 40\% C_{cr}$) e excitado pelas cargas de vento não determinístico relativas ao modelo de carregamento II (MC-II).

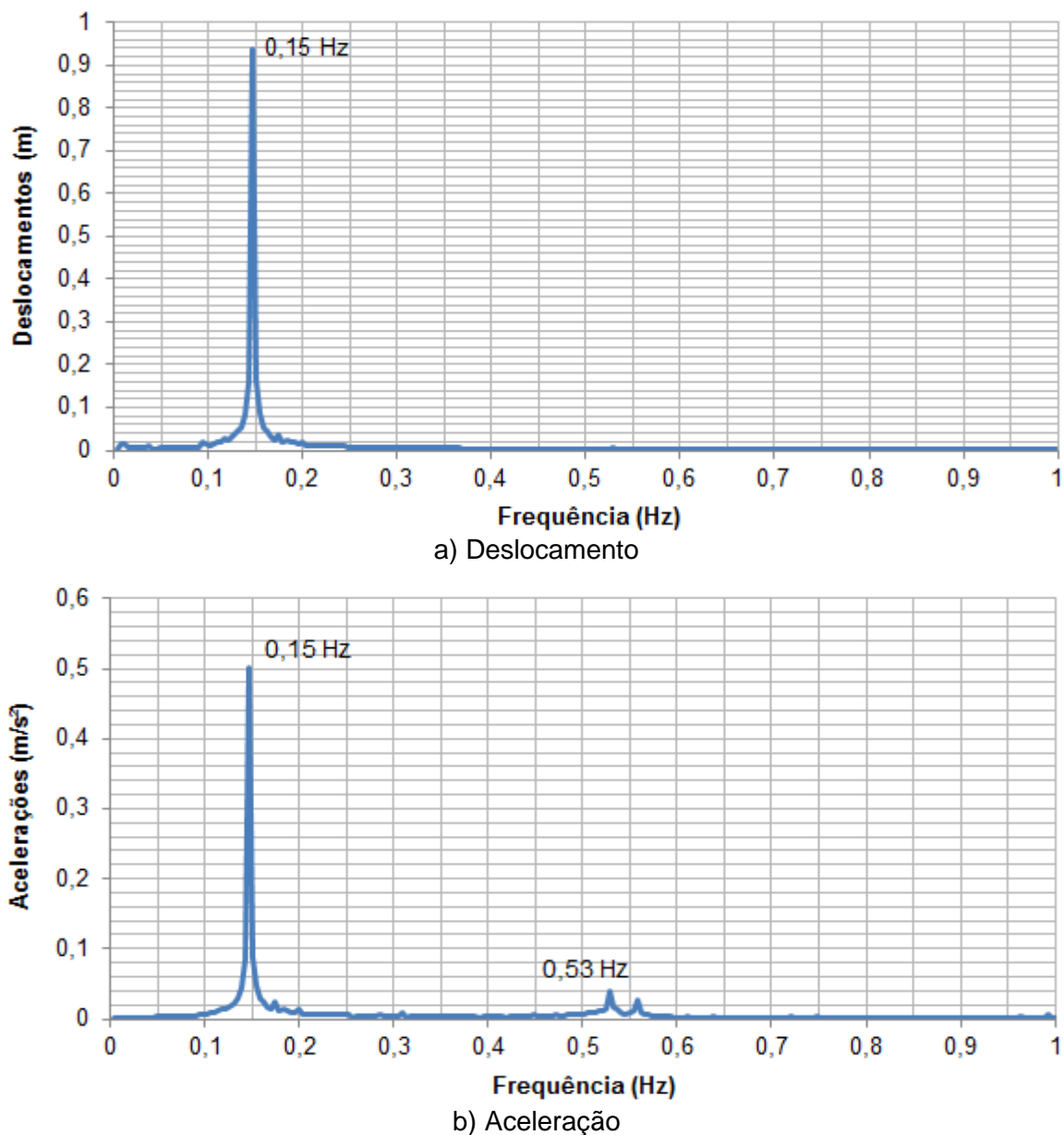


Figura 121 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II): 24ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

As Figuras 122 e 123 mostram os valores máximos de pico dos deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) considerando os absorvedores de vibração com 40% do amortecimento crítico ($C = 40\% C_{cr}$) e a aplicação das 30 séries de vento correspondentes ao modelo de carregamento II (ME-II). A Figura 124 mostra os valores quadráticos médios (RMS) das acelerações do edifício misto (ME-II), considerando o modelo de carregamento II (ME-II) e atenuadores de vibração ($C = 40\% C_{cr}$).

Tabela 46 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,86	0,46	0,52	0,05
2	0,88	0,48	0,53	0,07
3	0,85	0,46	0,50	0,05
4	0,85	0,48	0,50	0,05
5	0,86	0,47	0,51	0,05
6	0,87	0,46	0,54	0,08
7	0,88	0,48	0,50	0,04
8	0,89	0,46	0,49	0,03
9	0,87	0,47	0,51	0,06
10	0,85	0,48	0,51	0,05
11	0,88	0,47	0,52	0,05
12	0,88	0,47	0,52	0,07
13	0,86	0,47	0,51	0,05
14	0,87	0,46	0,53	0,07
15	0,89	0,48	0,51	0,05
16	0,88	0,46	0,50	0,05
17	0,88	0,46	0,51	0,05
18	0,88	0,47	0,52	0,06
19	0,86	0,47	0,51	0,05
20	0,86	0,47	0,51	0,05
21	0,87	0,47	0,50	0,04
22	0,84	0,44	0,51	0,05
23	0,86	0,48	0,53	0,07
24	0,88	0,46	0,53	0,07
25	0,91	0,47	0,51	0,05
26	0,88	0,48	0,56	0,09
27	0,84	0,45	0,51	0,06
28	0,87	0,47	0,50	0,05
29	0,90	0,48	0,50	0,04
30	0,87	0,46	0,54	0,07
Média	0,87	0,47	0,51	0,06
Desvio padrão	0,02	0,01	0,01	0,01
R _{Z95%}	0,90	0,48	0,54	0,08

Tabela 47 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,06	0,46	0,02
2	0,47	0,06	0,46	0,02
3	0,47	0,06	0,46	0,02
4	0,47	0,06	0,46	0,02
5	0,47	0,06	0,46	0,02
6	0,47	0,06	0,46	0,03
7	0,47	0,06	0,46	0,01
8	0,47	0,06	0,46	0,01
9	0,47	0,06	0,46	0,02
10	0,47	0,06	0,46	0,02
11	0,47	0,06	0,46	0,02
12	0,47	0,06	0,46	0,02
13	0,47	0,06	0,46	0,02
14	0,47	0,06	0,46	0,03
15	0,47	0,06	0,46	0,02
16	0,47	0,06	0,46	0,02
17	0,47	0,06	0,46	0,02
18	0,47	0,06	0,46	0,02
19	0,47	0,06	0,46	0,02
20	0,47	0,06	0,46	0,02
21	0,47	0,06	0,46	0,01
22	0,47	0,06	0,46	0,02
23	0,47	0,06	0,46	0,03
24	0,47	0,07	0,46	0,03
25	0,47	0,06	0,46	0,02
26	0,47	0,07	0,46	0,03
27	0,47	0,05	0,46	0,02
28	0,47	0,06	0,46	0,01
29	0,47	0,06	0,46	0,01
30	0,47	0,06	0,46	0,03
Média	0,47	0,06	0,46	0,02
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
R _{z95%}	0,47	0,06	0,46	0,03

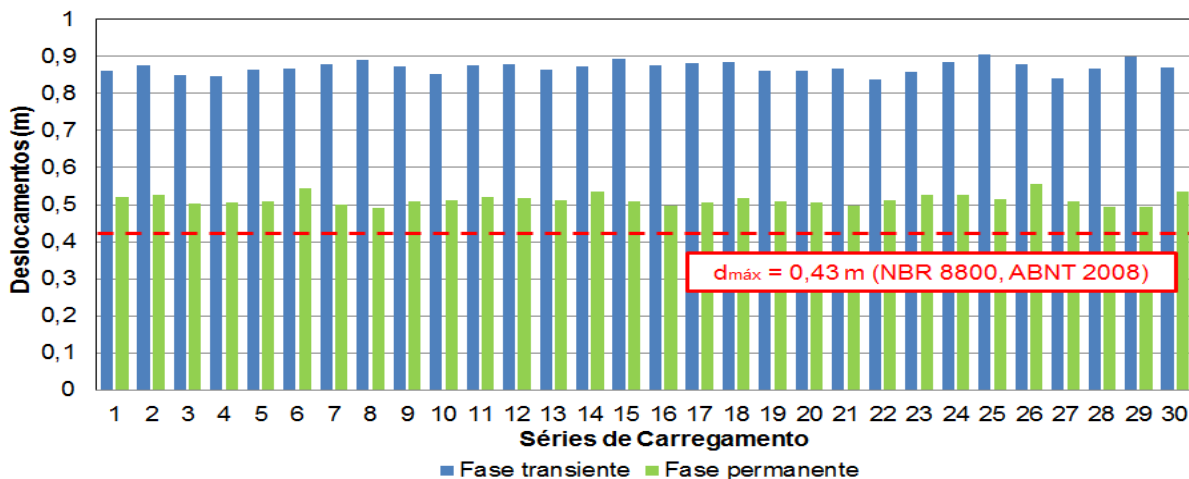


Figura 122 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$.

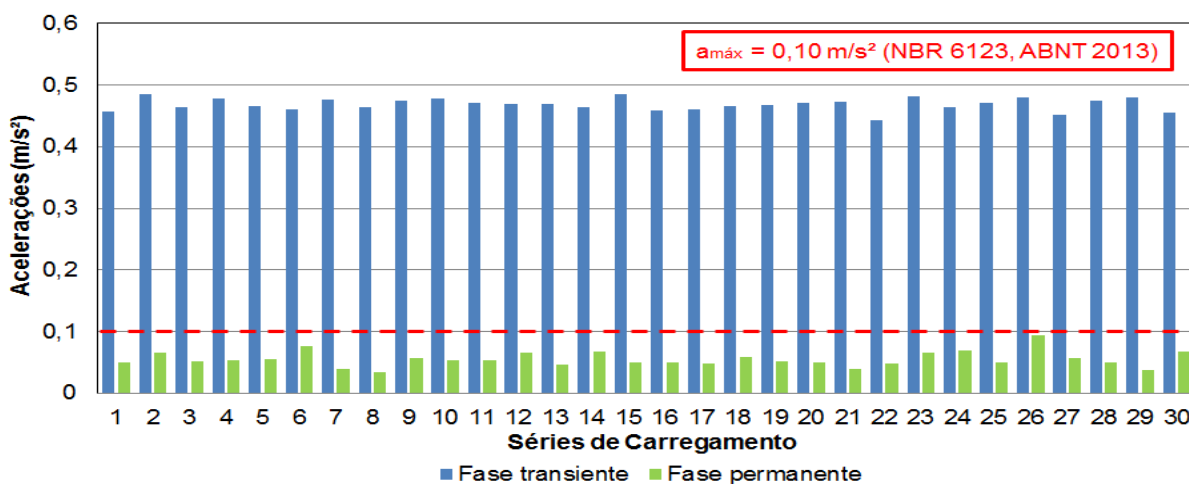


Figura 123 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$.

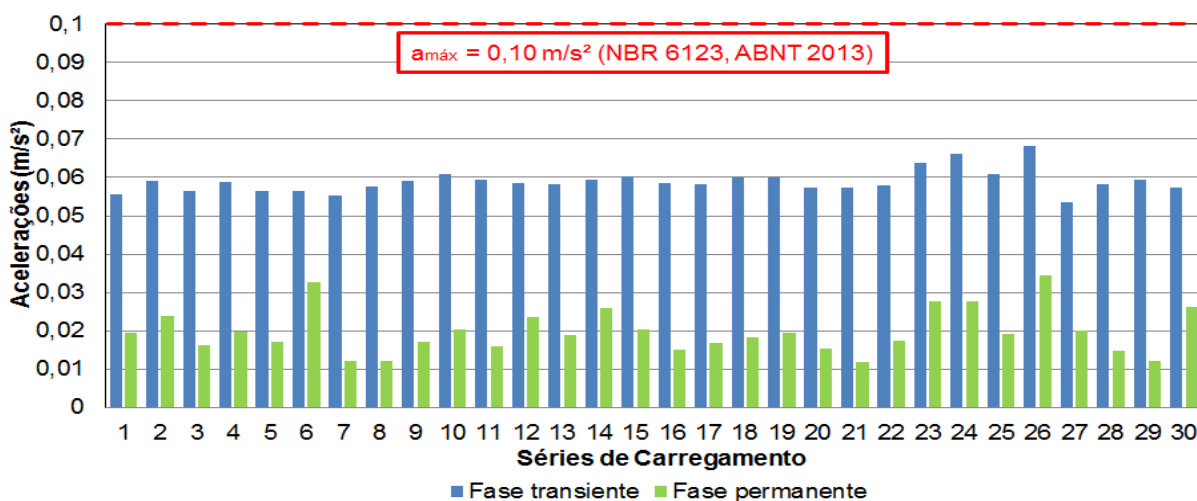


Figura 124 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$.

Observando os dados das Tabelas 46 e 47 e das Figuras 122 a 124, pode-se verificar, para valores de pico, que os deslocamentos máximos médios modelo estrutural II (ME-II) são iguais a 0,90 m (fase transiente) e 0,54 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são 0,48 m/s² (fase transiente) e 0,08 m/s² (fase permanente). Para valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são de 0,47 m (fase transiente) e 0,46 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,06 m/s² (fase transiente) e 0,03 m/s² (fase permanente).

Considerando o critério de projeto da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), os deslocamentos máximos médios são superiores ao limite recomendado de 0,43 m, desta forma, o edifício misto (ME-II) não atende a este critério.

Quanto à norma NBR 6123 (ABNT, 2013), o critério de conforto humano é atendido apenas na fase permanente da resposta ($a_{\text{máx}} = 0,1 \text{ m/s}^2$). Segundo o critério de percepção humana de Bachmann (1995), as vibrações da estrutura são classificadas como “incômodas” na fase transiente e como “perceptíveis” na fase permanente da resposta. Mais uma vez, existe a redução da resposta do modelo estrutural II (ME-II) provocada pela atuação do sistema de controle passivo implementado no edifício misto. No que se refere à norma ISO 10137 (2007), a estrutura somente atende ao critério de conforto humano na fase permanente da resposta dinâmica ($a_{\text{máx}} = 0,143 \text{ m/s}^2$). Segundo Kareem *et al.* (1999), o conforto dos usuários também é atendido para a fase permanente da resposta do edifício em questão ($a_{\text{máx}} = 0,245 \text{ m/s}^2$).

Quanto aos valores em RMS da resposta da estrutura, o edifício misto atende ao critério da norma ISO 6897 (1984) apenas na fase permanente ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,058 \text{ m/s}^2$). Segundo o critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é atendido nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,098 \text{ m/s}^2$).

Com base nos resultados obtidos nas análises dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II) submetido ao modelo de carregamento II (MC-II), observa-se a redução das respostas dinâmicas do edifício misto alcançada pelo emprego do sistema de controle de vibrações.

7.1.3 Modelo de carregamento III (MC-III): Espectro de Davenport com cota

As Figuras 125 e 126 mostram as respostas dinâmicas no domínio da tempo, respectivamente para deslocamentos e acelerações, obtidas nas análises numéricas do modelo estrutural II (ME-II) com a inserção de atenuadores de vibração com taxa de 10% de amortecimento crítico ($C = 10\% C_{cr}$) e considerando o modelo de carregamento III (MC-III). Observando as Figuras 125 e 126, verifica-se que os deslocamentos máximos do edifício misto (ME-II) são iguais a 0,90 m (fase transiente) e 0,66 m (fase permanente) e acelerações máximas de 0,49 m/s^2 (fase transiente) e 0,20 m/s^2 (fase permanente) para a 29ª série de carregamento aleatório do vento.(MC-III).

A Figura 127 mostra as respostas dinâmicas no domínio da frequência referente à análise de vibração forçada (MC-III) do modelo estrutural II (ME-II) com atenuadores ($C = 10\% C_{cr}$). Observando a Figura 127, verifica-se a influência do primeiro modo de vibração ($f_{01} = 0,15$ Hz) na resposta dinâmica do edifício misto (ME-II). Na sequência, As Tabelas 48 e 49 apresentam as respostas dinâmicas, em termos de deslocamento e acelerações máximos, do modelo estrutural II (ME-II) considerando os atenuadores de vibração com taxa de 10% do amortecimento crítico estrutural ($C = 10\% C_{cr}$) e submetido às 30 séries de vento não determinístico representativas do modelo de carregamento III (MC-III).

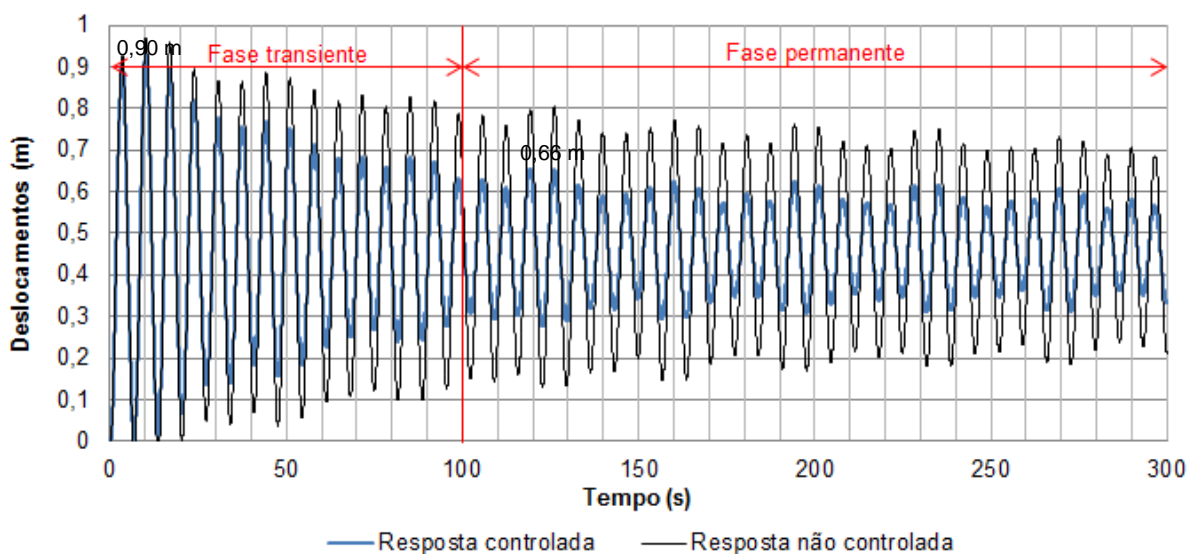


Figura 125 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

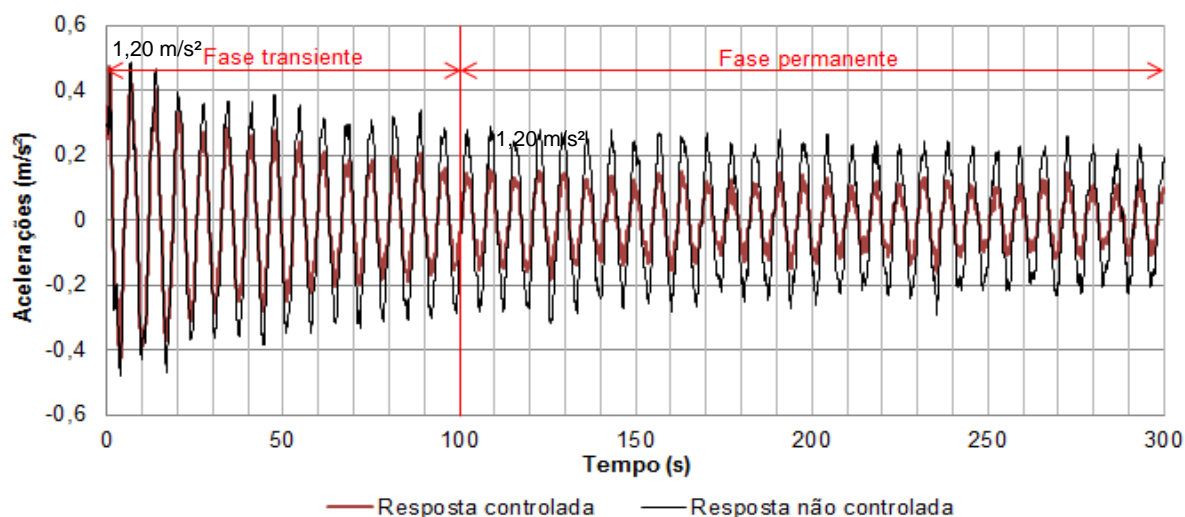


Figura 126 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993.
Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

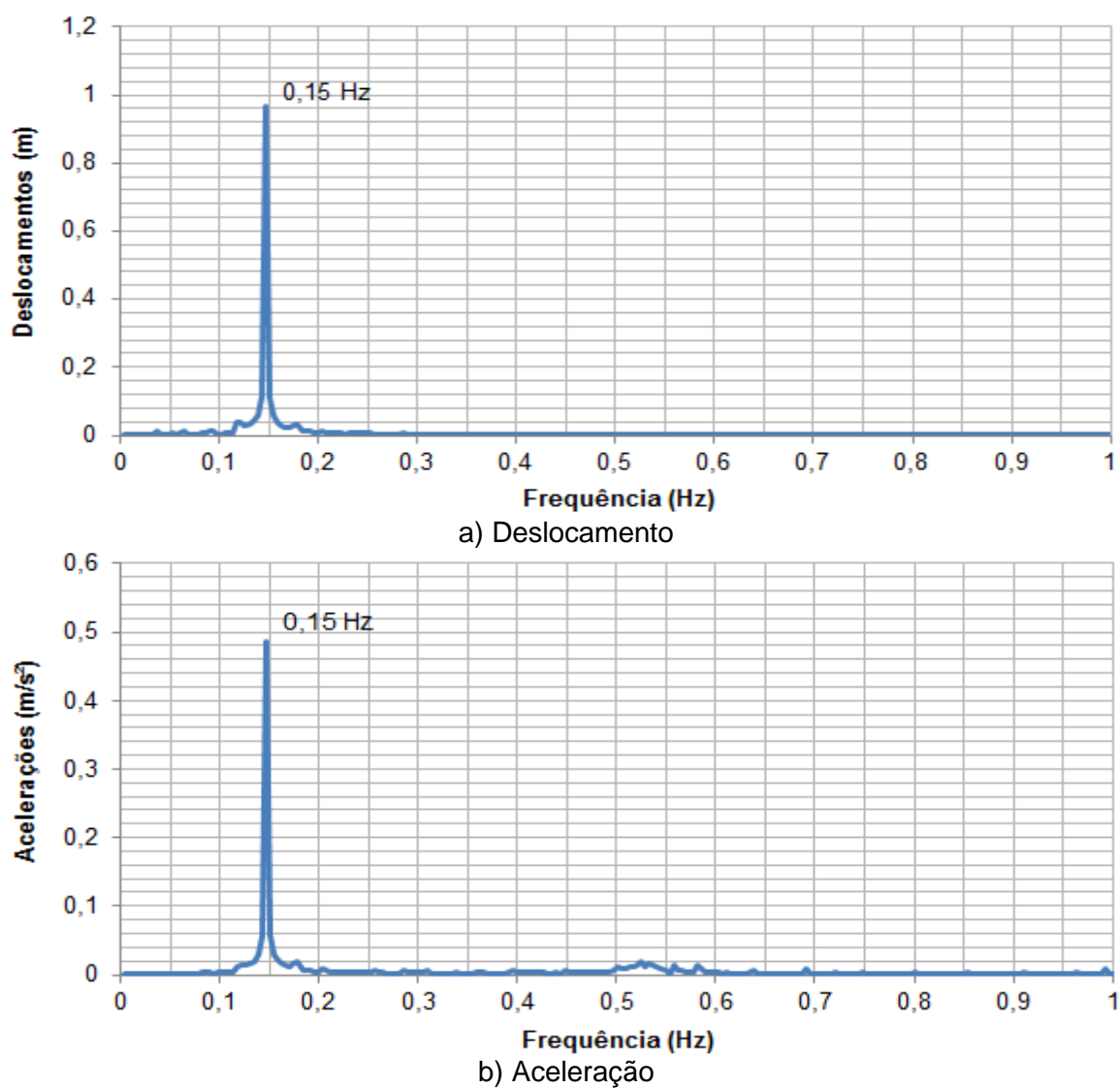


Figura 127 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

Tabela 48 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 10\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,89	0,47	0,59	0,14
2	0,91	0,48	0,58	0,14
3	0,92	0,48	0,54	0,10
4	0,93	0,50	0,61	0,17
5	0,94	0,49	0,57	0,11
6	0,91	0,49	0,59	0,17
7	0,92	0,49	0,56	0,11
8	0,91	0,47	0,60	0,14
9	0,91	0,46	0,54	0,09
10	0,97	0,48	0,59	0,13
11	0,93	0,48	0,61	0,16
12	0,89	0,47	0,54	0,10
13	0,91	0,45	0,59	0,12
14	0,89	0,47	0,64	0,19
15	0,90	0,46	0,52	0,09
16	0,91	0,48	0,53	0,09
17	0,93	0,47	0,58	0,11
18	0,94	0,50	0,52	0,10
19	0,89	0,47	0,54	0,08
20	0,94	0,49	0,57	0,11
21	0,89	0,47	0,63	0,17
22	0,92	0,50	0,61	0,15
23	0,91	0,49	0,62	0,16
24	0,93	0,48	0,59	0,14
25	0,92	0,48	0,54	0,10
26	0,91	0,48	0,58	0,13
27	0,91	0,49	0,56	0,11
28	0,91	0,48	0,56	0,12
29	0,90	0,49	0,66	0,20
30	0,92	0,48	0,52	0,07
Média	0,91	0,48	0,58	0,13
Desvio padrão	0,02	0,01	0,04	0,03
R _{Z95%}	0,94	0,50	0,64	0,18

Tabela 49 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 10\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,09	0,47	0,06
2	0,48	0,10	0,46	0,05
3	0,47	0,08	0,46	0,03
4	0,48	0,10	0,47	0,07
5	0,48	0,09	0,47	0,04
6	0,48	0,10	0,46	0,05
7	0,47	0,09	0,46	0,04
8	0,48	0,11	0,47	0,06
9	0,47	0,08	0,46	0,03
10	0,48	0,10	0,47	0,05
11	0,48	0,11	0,47	0,08
12	0,47	0,09	0,46	0,04
13	0,48	0,10	0,46	0,05
14	0,48	0,12	0,47	0,09
15	0,47	0,09	0,46	0,03
16	0,47	0,08	0,46	0,03
17	0,48	0,09	0,46	0,05
18	0,47	0,09	0,46	0,03
19	0,47	0,09	0,46	0,03
20	0,47	0,09	0,47	0,05
21	0,48	0,12	0,47	0,08
22	0,48	0,11	0,47	0,06
23	0,48	0,11	0,47	0,06
24	0,48	0,10	0,47	0,06
25	0,47	0,09	0,46	0,03
26	0,48	0,10	0,46	0,04
27	0,48	0,09	0,46	0,03
28	0,47	0,09	0,46	0,04
29	0,48	0,12	0,47	0,08
30	0,47	0,08	0,46	0,02
Média	0,48	0,10	0,47	0,05
Desvio padrão	0,00	0,01	0,00	0,02
R _{z95%}	0,48	0,12	0,47	0,08

As Figuras 128 e 129 mostram os valores máximos de pico das análises numéricas do modelo estrutural II (ME-II) dotado de atenuadores passivos ($C = 10\% C_{cr}$), em termos de deslocamentos e acelerações, considerando o modelo de carregamento III (MC-III). A Figura 130 ilustra as acelerações em valores RMS do edifício misto (ME-II) submetido ao carregamento aleatório do vento (MC-III) e utilizando sistema de controle de vibrações ($C = 10\% C_{cr}$).

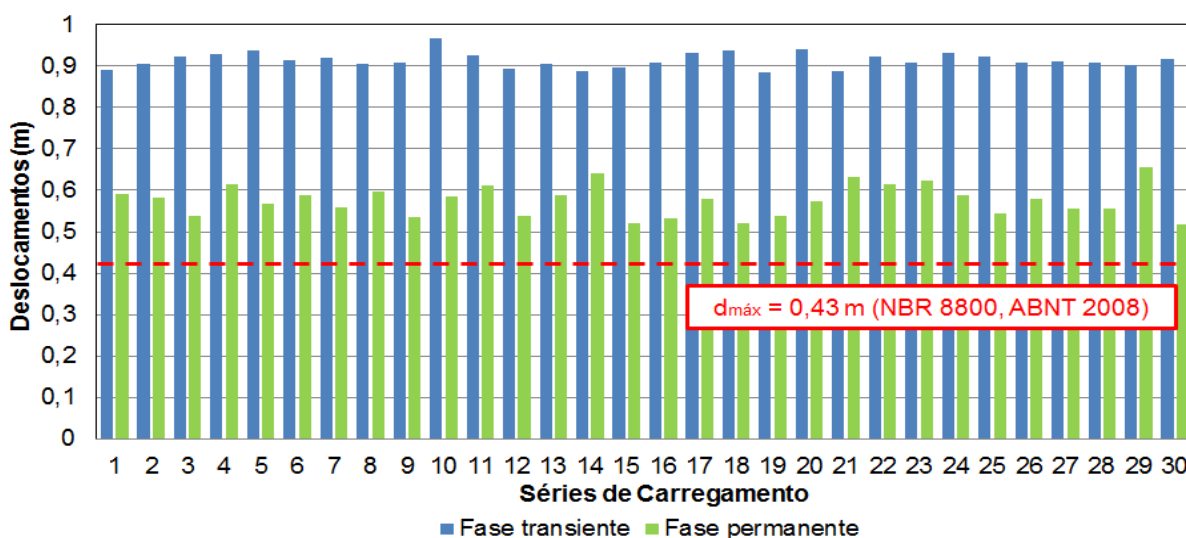


Figura 128 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 10\% C_{cr}$.

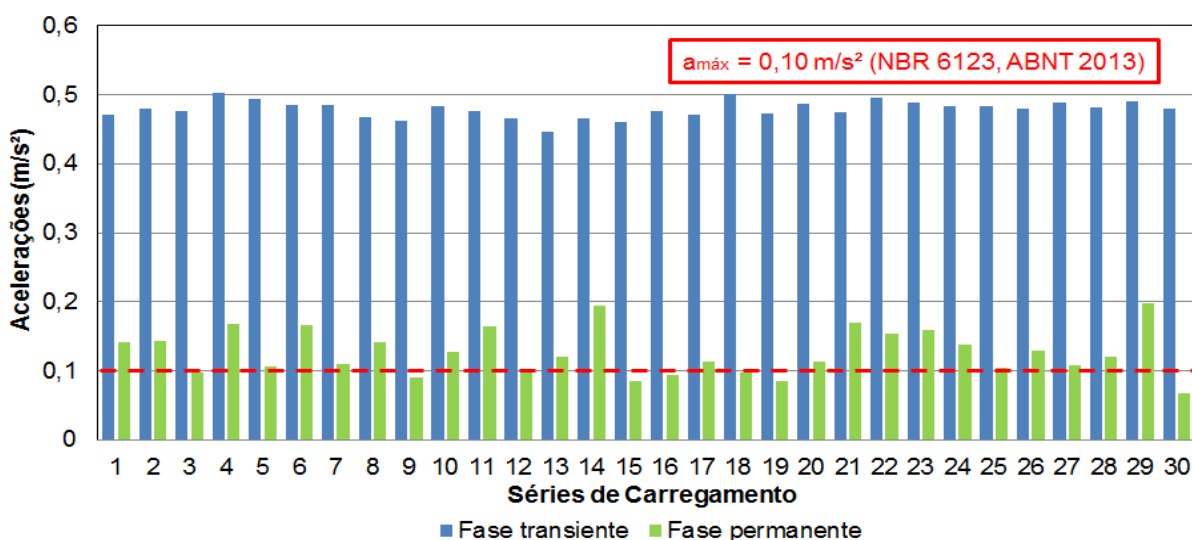


Figura 129 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 10\% C_{cr}$.

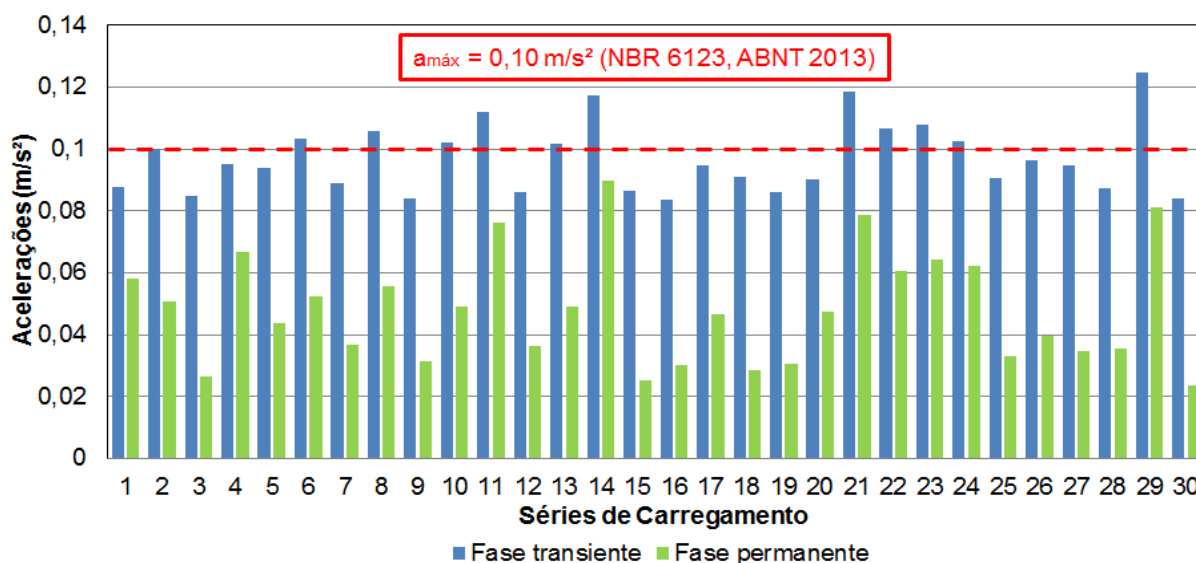


Figura 130 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III) $C = 10\% C_{cr}$.

Observando os dados das Tabelas 48 e 49 e das Figuras 128 a 130, verifica-se que, para os valores de pico, o edifício misto (ME-II) apresenta deslocamentos máximos médios são da ordem de 0,94 m (fase transiente) e 0,64m (fase permanente) e as acelerações máximas médias de 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,18 m/s² (fase permanente). Quanto aos valores em RMS, os deslocamentos máximos médios de 0,48 m (fase transiente) e 0,47 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias de 0,12 m/s² (fase transiente) e 0,08 m/s² (fase permanente).

No que diz respeito à norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), o edifício misto (ME-II) não atende ao critério dos deslocamentos máximos horizontais ($d_{H,máx} = 0,43$ m).

Quanto ao critério de conforto da norma NBR 6123 (ABNT, 2013), a edificação também não atende ao referido critério ($a_{máx} = 0,1$ m/s²). Segundo Bachmann (1995), as vibrações da estrutura são classificadas como “muito incômodas” e “incômodas”, respectivamente nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica. No que se refere às recomendações da norma ISO 10137 (2007), o critério de conforto humano não atendido ($a_{máx} = 0,143$ m/s²). Quanto ao critério apresentado por Kareem *et al.* (1999), o conforto dos ocupantes também é atendido apenas na fase permanente da resposta dinâmica ($a_{máx} = 0,245$ m/s²).

Quanto às recomendações da norma ISO 6897 (1984), o critério do conforto dos ocupantes não é atendido ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,058 \text{ m/s}^2$). No que tange ao critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é atendido na fase permanente da resposta ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,098 \text{ m/s}^2$).

As Figuras 131 e 132 mostram, no domínio do tempo, os deslocamento e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) dotado com absorvedores de vibração à taxa de 20% do amortecimento crítico da estrutura ($C = 20\% C_{cr}$) e considerando a carga de vento não determinístico (MC-III). Analisando as Figuras 131 e 132, verifica-se que o modelo estrutural II (ME-II) apresenta deslocamentos máximos de 0,88 m (fase transiente) e 0,59 m (fase permanente) e acelerações máximas de 0,49 m/s^2 (fase transiente) e 0,13 m/s^2 (fase permanente) para a 29ª série de vento aleatório (MC-III).

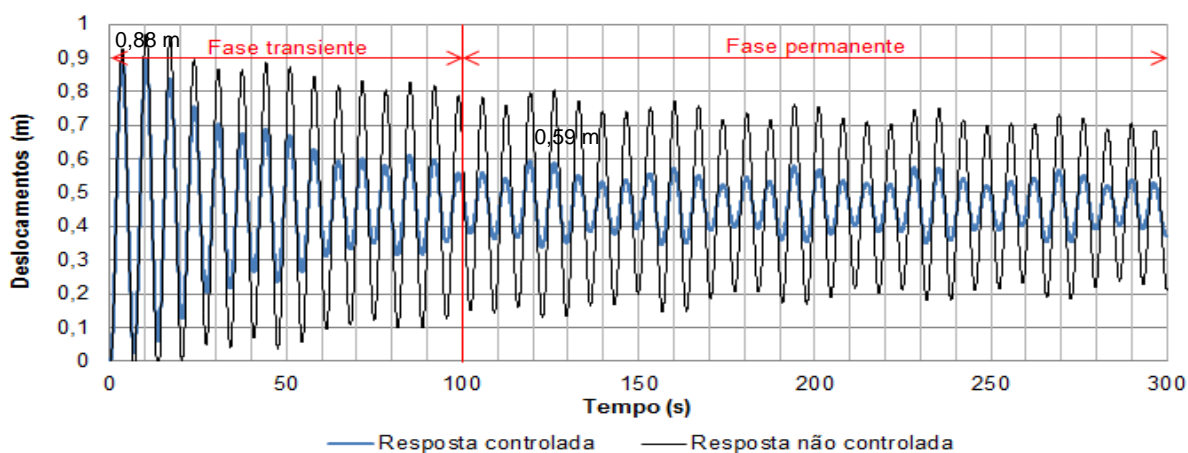


Figura 131 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

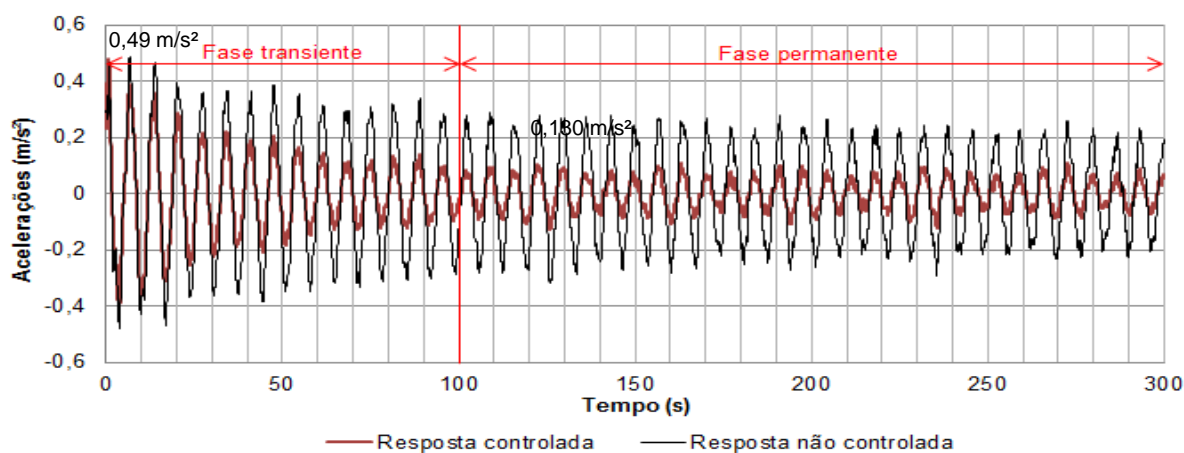


Figura 132 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

A Figura 133 mostra as respostas dinâmicas, em termos de deslocamentos e acelerações, no domínio da frequência do modelo estrutural II (ME-II) equipado com atenuadores ($C = 20\% C_{cr}$) e sob a ação do modelo de carregamento III (MC-III). Observando a Figura 133, percebe-se a influência do primeiro modo de vibração ($f_{01} = 0,15$ Hz). Na resposta dinâmica da estrutura. Em seguida, as Tabelas 50 e 51 apresentam os dados relativos aos resultados das análises numéricas do edifício misto (ME-II) com atenuadores de vibração ($C = 20\% C_{cr}$) e sob a ação das cargas de vento não determinístico (MC-III).

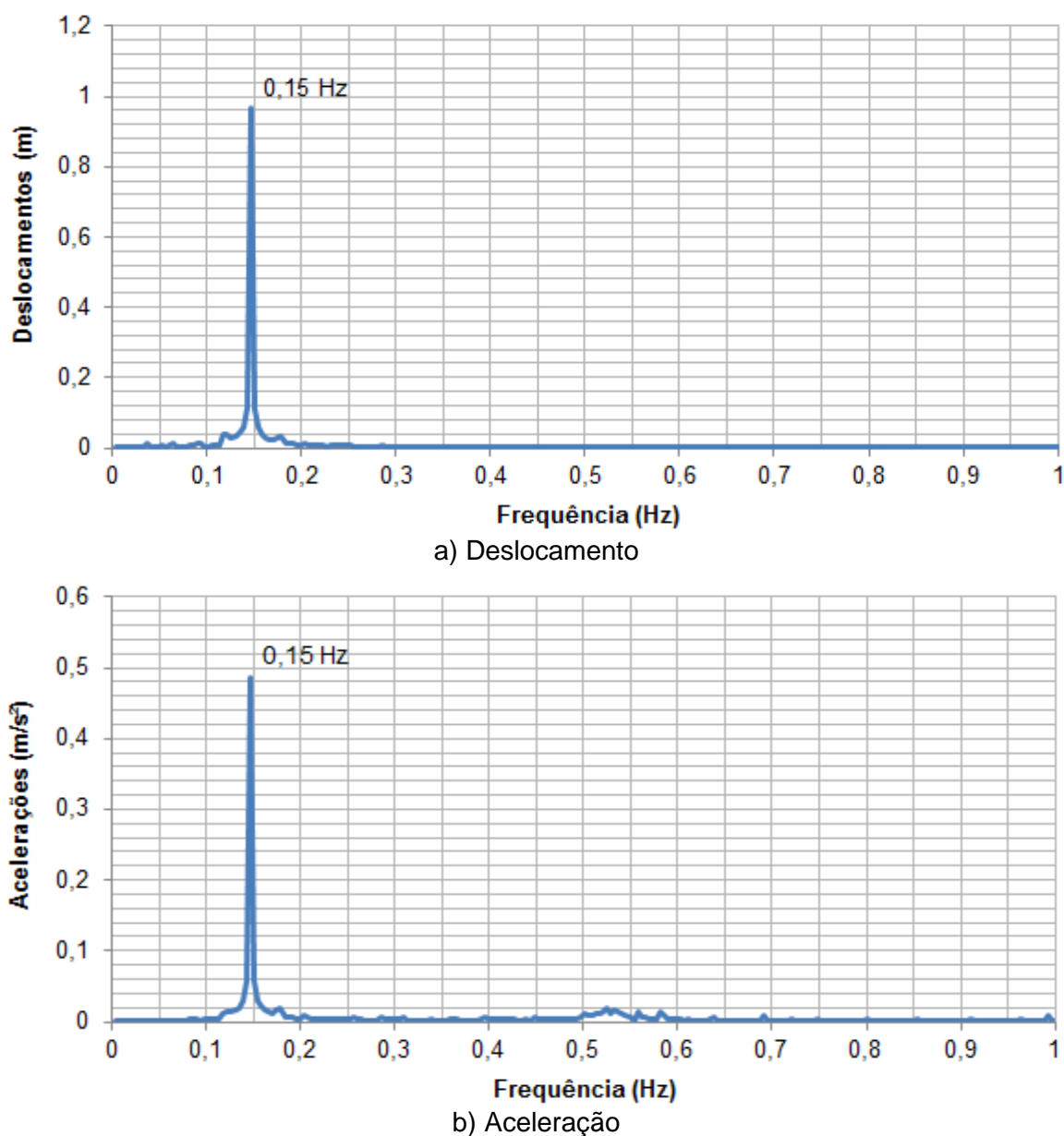


Figura 133 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

Tabela 50 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,88	0,48	0,55	0,11
2	0,89	0,48	0,55	0,10
3	0,91	0,48	0,51	0,06
4	0,91	0,51	0,58	0,14
5	0,92	0,49	0,54	0,08
6	0,90	0,49	0,54	0,11
7	0,91	0,48	0,52	0,08
8	0,89	0,47	0,54	0,09
9	0,89	0,47	0,53	0,08
10	0,95	0,48	0,54	0,08
11	0,91	0,48	0,56	0,12
12	0,88	0,47	0,52	0,08
13	0,89	0,45	0,54	0,09
14	0,87	0,47	0,59	0,13
15	0,88	0,46	0,49	0,06
16	0,89	0,48	0,52	0,07
17	0,92	0,47	0,54	0,07
18	0,92	0,50	0,51	0,07
19	0,87	0,47	0,53	0,07
20	0,93	0,49	0,55	0,09
21	0,87	0,48	0,57	0,12
22	0,91	0,50	0,56	0,10
23	0,90	0,49	0,58	0,11
24	0,92	0,48	0,55	0,10
25	0,91	0,49	0,51	0,07
26	0,90	0,48	0,54	0,09
27	0,90	0,49	0,52	0,07
28	0,89	0,48	0,53	0,08
29	0,88	0,49	0,59	0,13
30	0,90	0,48	0,51	0,06
Média	0,90	0,48	0,54	0,09
Desvio padrão	0,02	0,01	0,03	0,02
R _{Z95%}	0,93	0,50	0,58	0,13

Tabela 51 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,07	0,46	0,04
2	0,47	0,08	0,46	0,04
3	0,47	0,07	0,46	0,02
4	0,47	0,08	0,47	0,05
5	0,47	0,08	0,46	0,03
6	0,47	0,08	0,46	0,03
7	0,47	0,07	0,46	0,03
8	0,47	0,08	0,46	0,04
9	0,47	0,07	0,46	0,03
10	0,47	0,08	0,46	0,03
11	0,47	0,09	0,47	0,05
12	0,47	0,07	0,46	0,03
13	0,47	0,08	0,46	0,03
14	0,47	0,09	0,47	0,06
15	0,47	0,07	0,46	0,02
16	0,47	0,07	0,46	0,03
17	0,47	0,08	0,46	0,03
18	0,47	0,08	0,46	0,02
19	0,47	0,07	0,46	0,02
20	0,47	0,07	0,46	0,04
21	0,47	0,09	0,47	0,05
22	0,47	0,08	0,46	0,04
23	0,47	0,09	0,46	0,04
24	0,47	0,08	0,46	0,04
25	0,47	0,07	0,46	0,02
26	0,47	0,08	0,46	0,02
27	0,47	0,08	0,46	0,02
28	0,47	0,07	0,46	0,03
29	0,48	0,10	0,47	0,05
30	0,47	0,07	0,46	0,02
Média	0,47	0,08	0,46	0,03
Desvio padrão	0,00	0,01	0,00	0,01
R _{z95%}	0,47	0,09	0,47	0,05

As Figuras 134 e 135 mostram os valores máximos de pico, em termos de deslocamentos e acelerações, referentes ao modelo estrutural II (ME-II) submetido ao modelo de carregamento III (MC-III) e considerando o sistema de atenuadores de vibração com taxa de 20% do amortecimento crítico ($C = 20\% C_{cr}$). A Figura 136 mostra os valores quadráticos médios (RMS) das acelerações do edifício misto (ME-II) considerando as cargas de vento aleatório (MC-III) e absorsores de vibração com taxa de 20% do amortecimento crítico ($C = 20\% C_{cr}$).

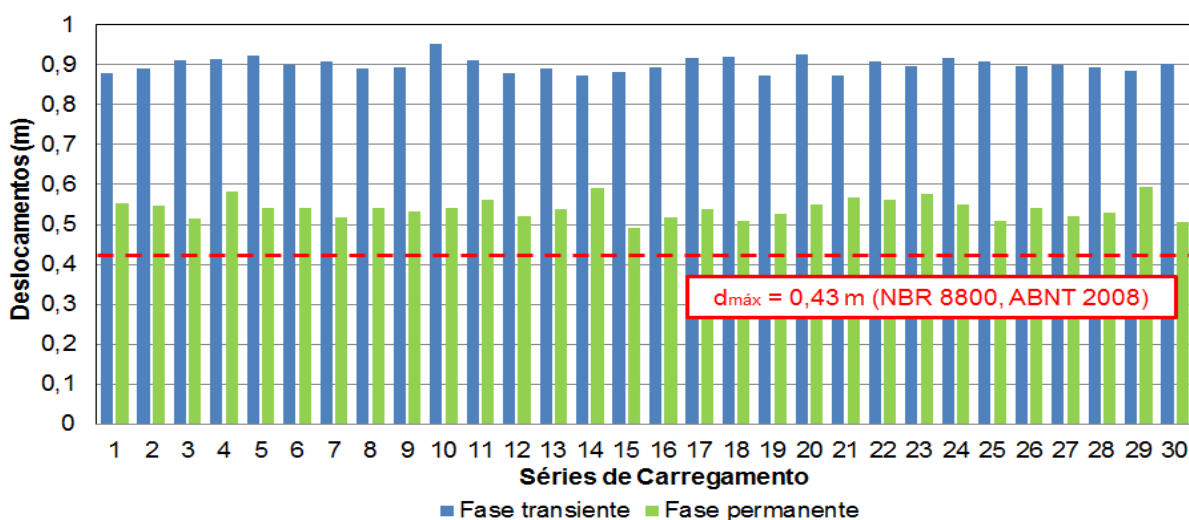


Figura 134 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$.

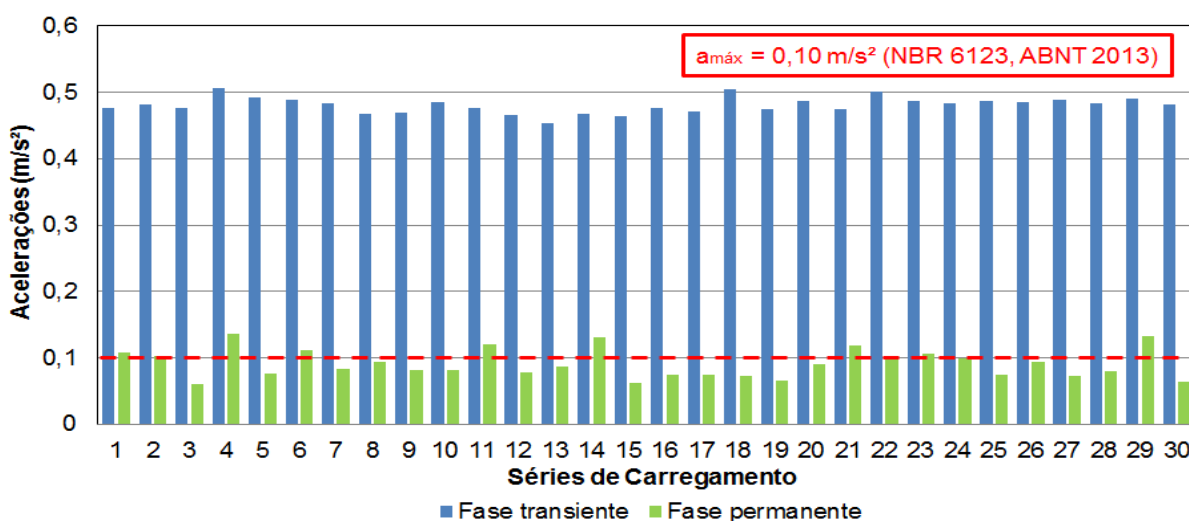


Figura 135 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$.

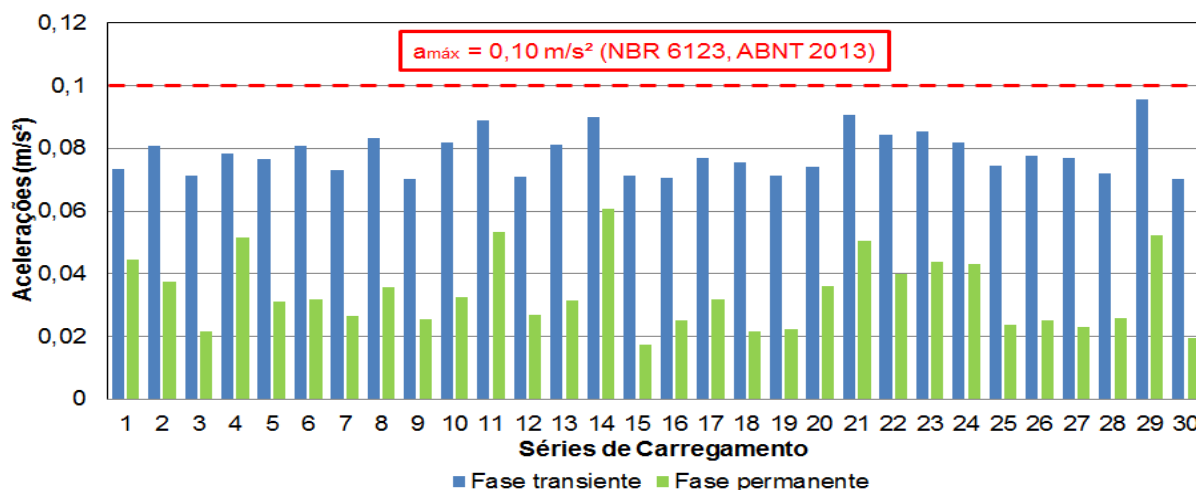


Figura 136 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 20\% C_{cr}$.

Observando as Tabelas 50 e 51 e as Figuras 134 a 136, pode-se verificar, para valores de pico, que os deslocamentos máximos médios do edifício misto (ME-II) são de 0,93 m (fase transiente) e 0,58 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,13 m/s² (fase permanente). Quanto aos valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são de 0,47 m (nas fases transiente e permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,09 m/s² (fase transiente) e 0,05 m/s² (fase permanente).

Com base no o critério de projeto da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), a estrutura não atende, pois apresenta deslocamentos máximos médios maiores que o recomendado ($d_{H,máx} = 0,43$ m).

Considerando a norma NBR 6123 (ABNT, 2013), as acelerações máximas médias são maiores que o limite da referida norma ($a_{máx} = 0,1$ m/s²), desta forma, não atende ao critério de conforto humano. Segundo as faixas de percepção humana proposta por Bachmann (1995), as vibrações da estrutura são classificadas como “muito incômodas” para a fase transiente e como “perceptíveis” para a fase permanente da resposta dinâmica. Pode-se ainda observar, que houve uma redução significativa nas respostas da estrutura em função dos atenuadores de vibração. No que diz respeito à norma ISO 10137 (2007), verifica-se que o critério de conforto humano somente é atendido na fase permanente da resposta ($a_{máx} = 0,143$ m/s²). Segundo o critério de Kareem *et al.* (1999), o conforto também é atendido somente na fase permanente da resposta ($a_{máx} = 0,245$ m/s²).

Segundo os critérios da norma ISO 6897 (1984), o conforto dos usuários é satisfeito apenas na fase permanente da resposta ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,058 \text{ m/s}^2$). De acordo com o critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é alcançado nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica do edifício misto ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,098 \text{ m/s}^2$).

Quanto à redução nas respostas dinâmicas do edifício misto (ME-II), pode-se concluir que o sistema de controle passivo mostra-se eficiente na mitigação dos efeitos provocados neste sistema estrutural pela ação não determinística do vento.

As Figuras 137 e 138 mostram os resultados das análises numéricas do modelo estrutural II (ME-II) com atenuadores de vibração à taxa de 30% do amortecimento crítico ($C = 30\% C_{\text{cr}}$) e a aplicação das cargas de vento não aleatório (MC-III). Observando as Figuras 137 e 138, percebe-se que os deslocamentos máximos do modelo estrutural II (ME-II) são da ordem de 0,87 m (fase transiente) e 0,56 m (fase permanente) e acelerações máximas são da ordem de 0,49 m/s^2 (fase transiente) e 0,10 m/s^2 (fase permanente) quanto à 29ª série de carregamento não determinístico do vento (MC-III).

A Figura 139 mostra as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos e acelerações no domínio da frequência do modelo estrutural II (ME-II) considerando os atenuadores com taxa de 30% do amortecimento crítico ($C = 30\% C_{\text{cr}}$) e sob a ação do vento (MC-III). Observando a Figura 139, verifica-se a influência do harmônico associado ao primeiro modo de vibração da edificação ($f_{01} = 0,15 \text{ Hz}$). Na sequência, as Tabelas 52 e 53 apresentam os valores dos deslocamentos e acelerações máximas do edifício misto (ME-II) com o uso de sistema de controle de vibração ($C = 30\% C_{\text{cr}}$) e submetido ao modelo de carregamento III (MC-III).

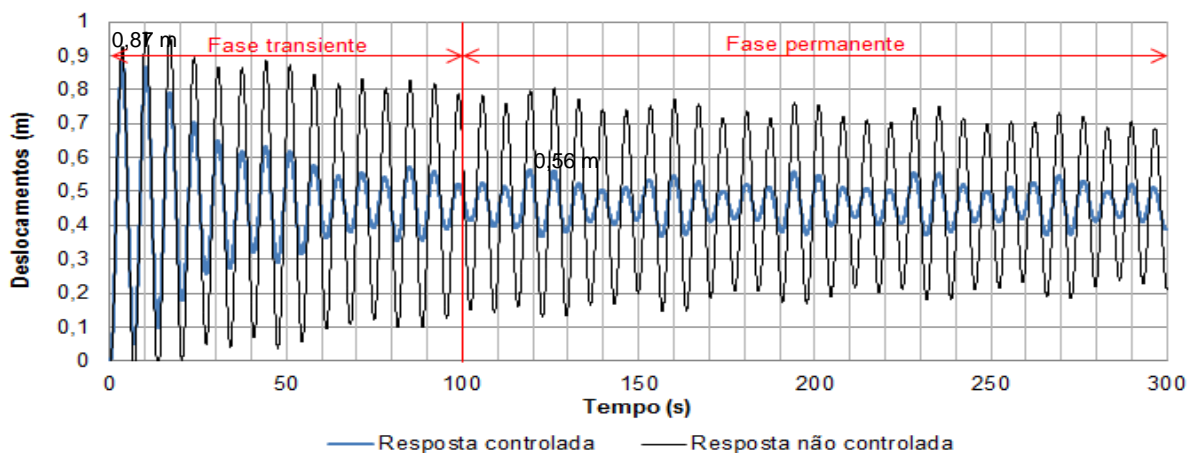


Figura 137 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 30\% C_{\text{cr}}$.

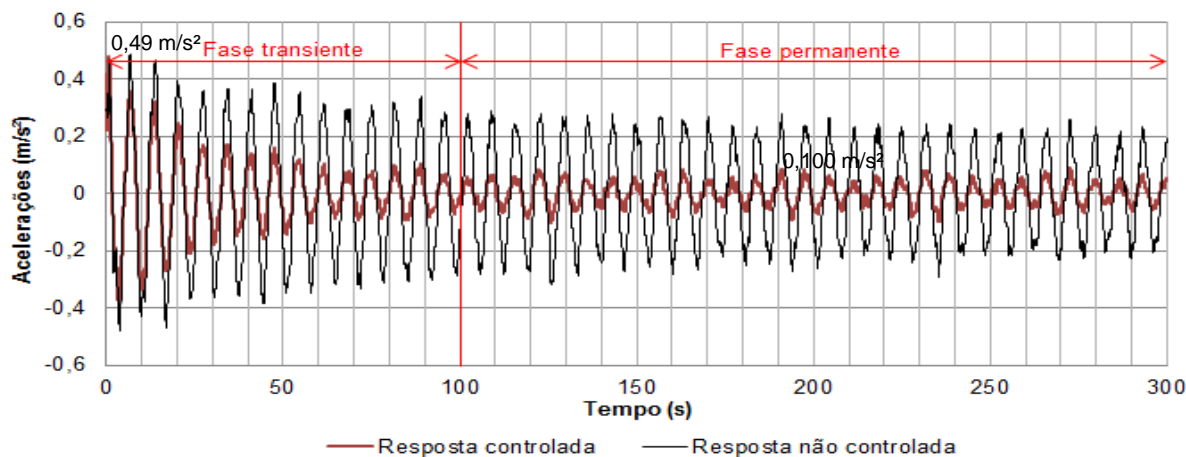


Figura 138 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

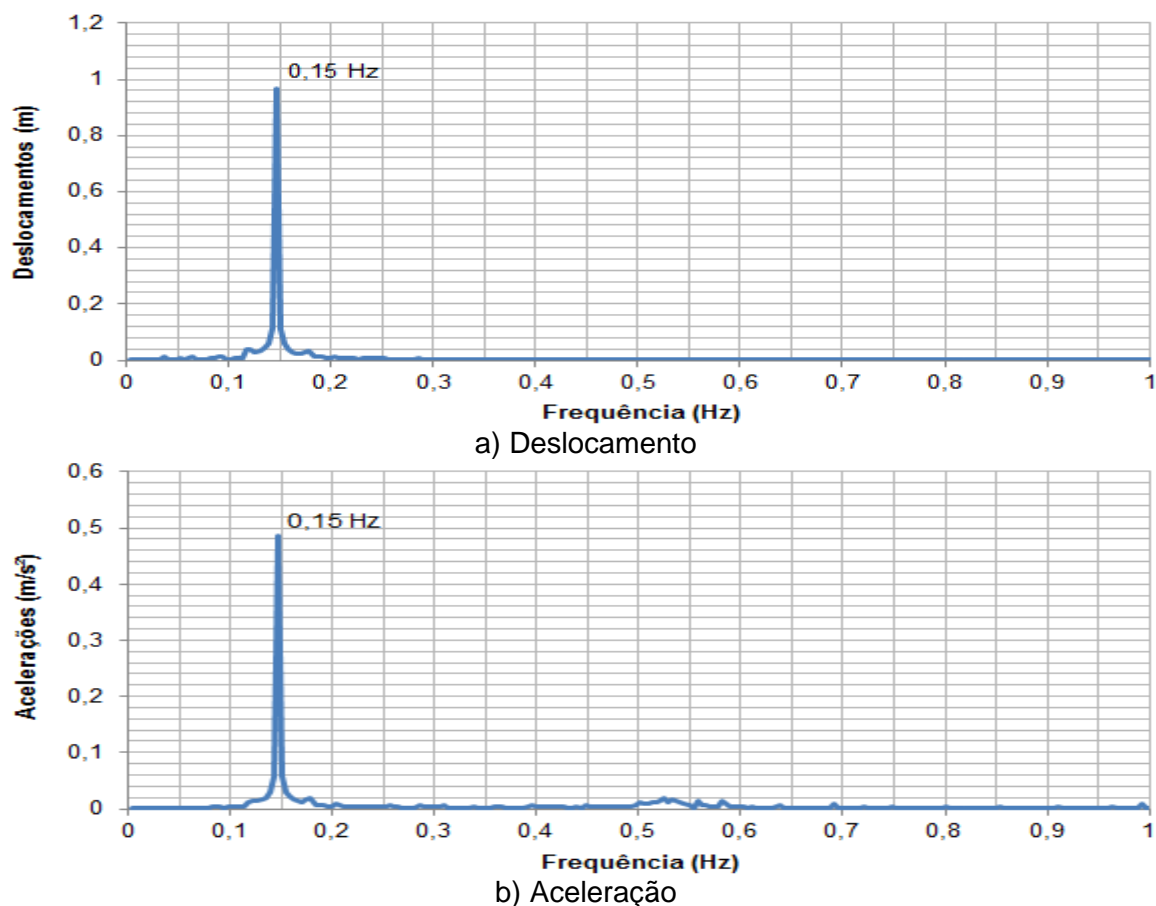


Figura 139 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

As Figuras 140 e 141 mostram os valores máximos de pico para deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) considerando o sistema de atenuadores de vibração ($C = 30\% C_{cr}$) e a aplicação do modelo de carregamento III (MC-III). A Figura 142 ilustra as acelerações em RMS do edifício misto (ME-II) com atenuadores ($C = 30\% C_{cr}$) e sob a ação do vento aleatório (MC-III).

Tabela 52 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,86	0,47	0,54	0,09
2	0,88	0,48	0,53	0,09
3	0,90	0,47	0,51	0,05
4	0,90	0,50	0,56	0,12
5	0,91	0,49	0,53	0,07
6	0,89	0,48	0,52	0,08
7	0,89	0,48	0,51	0,07
8	0,88	0,46	0,52	0,07
9	0,88	0,47	0,53	0,07
10	0,94	0,48	0,52	0,07
11	0,90	0,47	0,54	0,10
12	0,87	0,46	0,51	0,07
13	0,88	0,45	0,52	0,07
14	0,86	0,46	0,56	0,10
15	0,87	0,46	0,49	0,06
16	0,88	0,47	0,51	0,06
17	0,90	0,47	0,52	0,06
18	0,91	0,50	0,50	0,06
19	0,86	0,47	0,52	0,05
20	0,91	0,48	0,54	0,08
21	0,86	0,47	0,55	0,09
22	0,90	0,50	0,54	0,08
23	0,88	0,48	0,55	0,09
24	0,90	0,48	0,53	0,08
25	0,89	0,48	0,50	0,06
26	0,88	0,48	0,53	0,07
27	0,89	0,48	0,51	0,06
28	0,88	0,48	0,52	0,06
29	0,87	0,49	0,56	0,10
30	0,89	0,48	0,50	0,06
Média	0,89	0,48	0,53	0,07
Desvio padrão	0,02	0,01	0,02	0,02
R _{z95%}	0,92	0,50	0,56	0,10

Tabela 53 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,06	0,46	0,04
2	0,47	0,07	0,46	0,03
3	0,47	0,06	0,46	0,02
4	0,47	0,07	0,47	0,04
5	0,47	0,07	0,46	0,02
6	0,47	0,07	0,46	0,02
7	0,47	0,06	0,46	0,02
8	0,47	0,07	0,46	0,03
9	0,47	0,06	0,46	0,02
10	0,47	0,07	0,46	0,03
11	0,47	0,08	0,46	0,04
12	0,47	0,06	0,46	0,02
13	0,47	0,07	0,46	0,02
14	0,47	0,07	0,47	0,05
15	0,47	0,06	0,46	0,01
16	0,47	0,06	0,46	0,02
17	0,47	0,07	0,46	0,03
18	0,47	0,07	0,46	0,02
19	0,47	0,06	0,46	0,02
20	0,47	0,06	0,46	0,03
21	0,47	0,08	0,46	0,04
22	0,47	0,07	0,46	0,03
23	0,47	0,07	0,46	0,03
24	0,47	0,07	0,46	0,03
25	0,47	0,06	0,46	0,02
26	0,47	0,07	0,46	0,02
27	0,47	0,07	0,46	0,02
28	0,47	0,06	0,46	0,02
29	0,47	0,08	0,46	0,04
30	0,47	0,06	0,46	0,02
Média	0,47	0,07	0,46	0,03
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
R _{z95%}	0,47	0,08	0,46	0,04

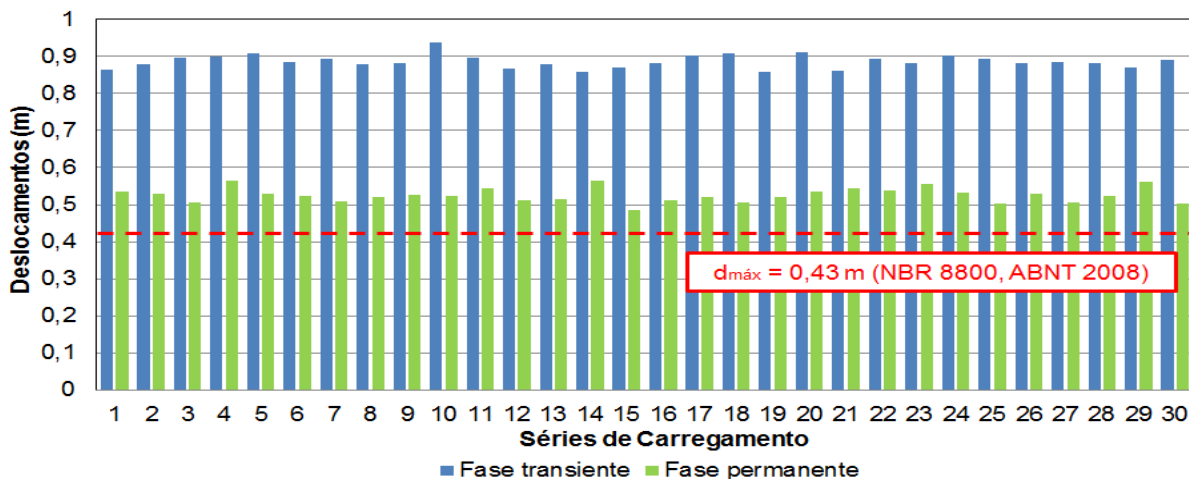


Figura 140 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$.

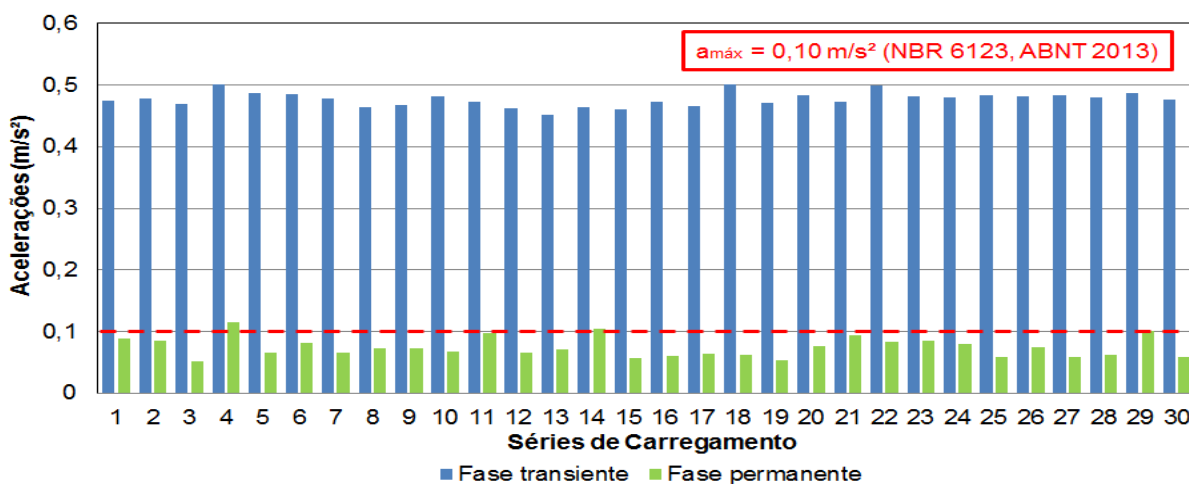


Figura 141 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$.

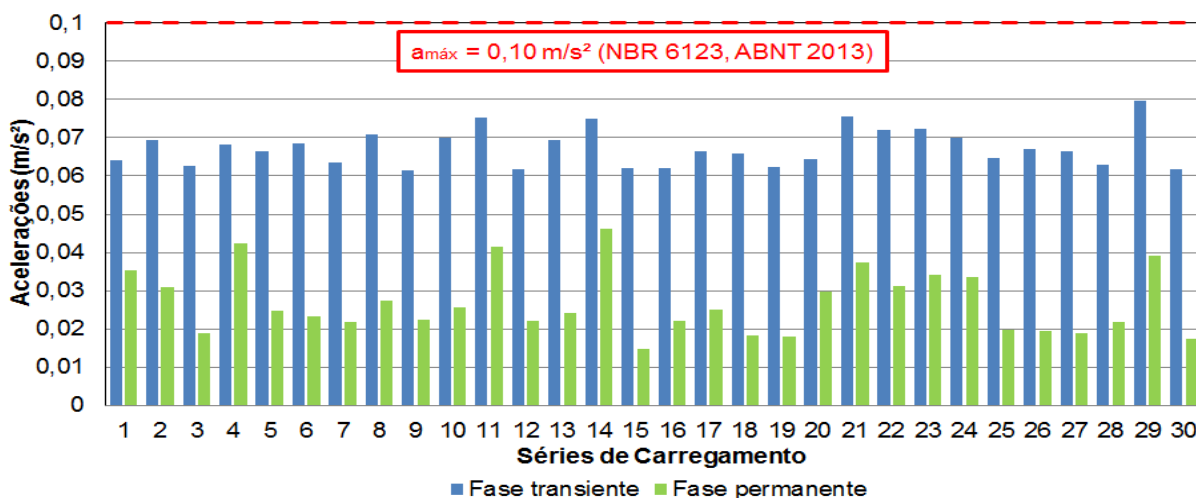


Figura 142 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 30\% C_{cr}$.

Observando os dados das Tabelas 52 e 53 e das Figuras 140 a 142, observam-se, para valores de pico, que os deslocamentos máximos médios do modelo estrutural II (ME-II) são 0,92 m (fase transiente) e 0,56 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,10 m/s² (fase permanente). Para os valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são de 0,47 m (fase transiente) e 0,46 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,08 m/s² (fase transiente) e 0,04 m/s² (fase permanente).

No que tange ao critério de projeto da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), o edifício misto (ME-II) não atende ao critério de deslocamento máximo, visto que os deslocamentos apresentados pela estrutura são superiores ao recomendado pela referida norma ($d_{H,máx} = 0,43$ m).

Considerando o critério de conforto humano da norma NBR 6123 (ABNT, 2013), é atendido apenas para a fase permanente da resposta dinâmica ($a_{máx} = 0,1$ m/s²). Segundo Bachmann (1995), os níveis de vibração do modelo estrutural II (ME-II) são classificados como “muito incômodos” na fase transiente e como “perceptíveis” na fase permanente da resposta dinâmica.

Quanto às recomendações da ISO 10137 (2007), o critério de aceleração de pico da referida norma é atendido somente na fase permanente da resposta ($a_{máx} = 0,143$ m/s²). Segundo Kareem *et al.* (1999), o critério de conforto também é atendido somente na fase permanente ($a_{máx} = 0,245$ m/s²).

Segundo as recomendações da norma ISO 6897 (1984), o edifício misto (ME-II) atende ao critério de conforto humano somente na fase permanente ($a_{máx,RMS} = 0,058$ m/s²). No que se refere à recomendação proposta por Kareem (1988), o conforto humano é atendido nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica ($a_{máx,RMS} = 0,098$ m/s²). Com base nas informações anteriores, verifica-se que o sistema de controle de vibração atua corretamente na redução dos movimentos induzidos pelo vento não determinístico no edifício misto (ME-II).

As Figuras 143 e 144 mostram, respectivamente, os deslocamentos e acelerações no domínio do tempo para o modelo estrutural II com atenuadores de vibração a taxa de 40% do amortecimento crítico ($C = 40\% C_{cr}$) e submetido ao modelo de carregamento III. Observando as Figuras 143 e 144, pode-se verificar para o edifício misto que os deslocamentos translacionais horizontais máximos são iguais a 0,86 m (fase transiente) e 0,55 m (fase permanente) e que as acelerações máximas são iguais a 0,48 m/s² (fase transiente) e 0,09 m/s² (fase permanente).

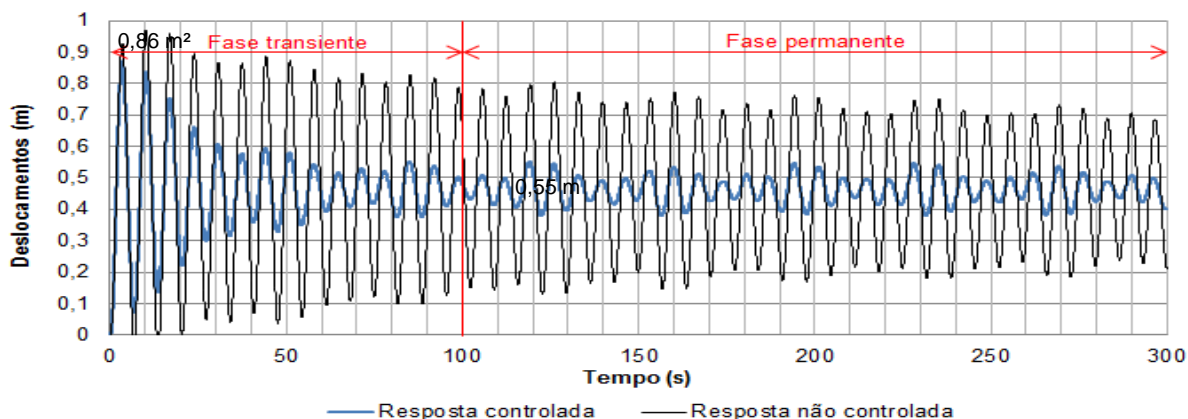


Figura 143 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

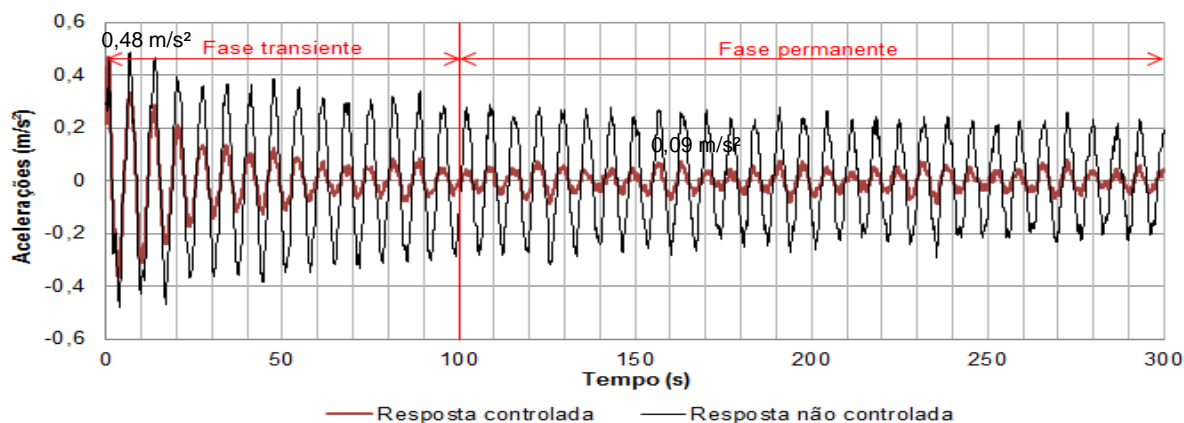


Figura 144 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

A Figura 145 mostra as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos e acelerações no domínio da frequência do modelo estrutural II (ME-II) considerando os atenuadores com taxa de 40% do amortecimento crítico ($C = 40\% C_{cr}$) e sob a ação do modelo de carregamento III (MC-III). Na Figura 145, verifica-se a influência do harmônico associado ao primeiro modo de vibração da edificação ($f_{01} = 0,15$ Hz). Em seguida, as Tabelas 54 e 55 apresentam os resultados obtidos nas análises numéricas do edifício misto (ME-II) com absorvedores de vibração à taxa de 40% do amortecimento crítico ($C = 40\% C_{cr}$) e submetido ao modelo de carregamento III (MC-III).

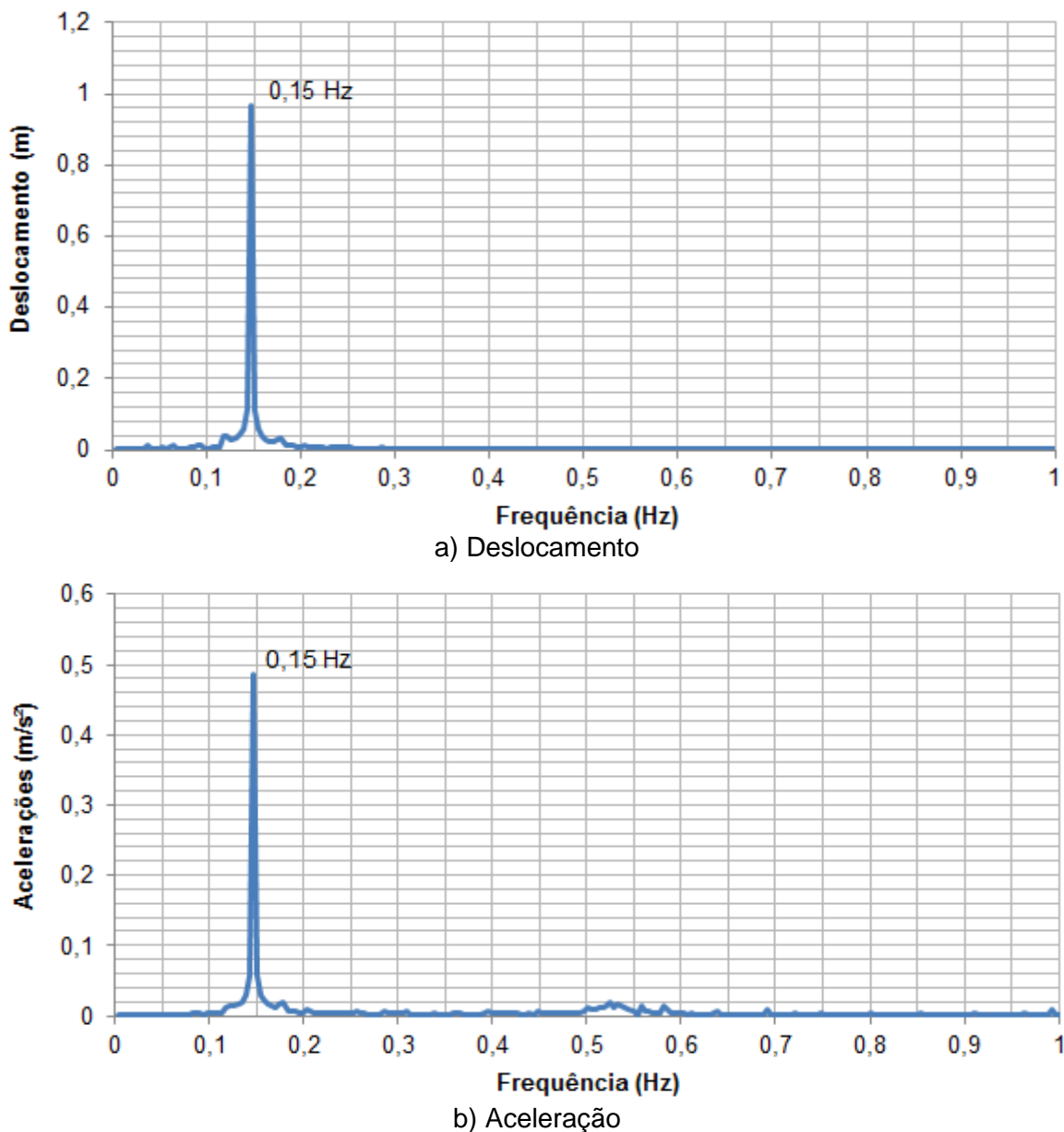


Figura 145 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III): 29ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

As Figuras 146 e 147 mostram os valores máximos de pico, em termos de deslocamentos e acelerações do modelo estrutural II (ME-II) considerando os atenuadores com taxa de 40% do amortecimento crítico ($C = 40\% C_{cr}$) e a aplicação do modelo de carregamento III (MC-III). A Figura 148 ilustra os valores quadráticos médios das acelerações do edifício misto (ME-II) considerando atenuadores de vibração ($C = 40\% C_{cr}$) e submetido ao modelo de carregamento III (MC-III).

Tabela 54 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,85	0,47	0,53	0,08
2	0,86	0,47	0,52	0,08
3	0,88	0,46	0,50	0,05
4	0,89	0,49	0,55	0,10
5	0,90	0,48	0,52	0,06
6	0,87	0,48	0,51	0,07
7	0,88	0,47	0,51	0,05
8	0,87	0,46	0,51	0,06
9	0,87	0,46	0,52	0,07
10	0,92	0,47	0,51	0,06
11	0,88	0,47	0,53	0,08
12	0,85	0,45	0,51	0,06
13	0,87	0,44	0,51	0,06
14	0,85	0,46	0,55	0,09
15	0,86	0,45	0,48	0,05
16	0,87	0,47	0,51	0,06
17	0,89	0,46	0,51	0,06
18	0,89	0,49	0,50	0,05
19	0,85	0,46	0,51	0,05
20	0,90	0,48	0,53	0,07
21	0,85	0,46	0,53	0,08
22	0,88	0,49	0,53	0,07
23	0,87	0,47	0,54	0,07
24	0,89	0,47	0,52	0,07
25	0,88	0,47	0,50	0,05
26	0,87	0,47	0,52	0,06
27	0,87	0,47	0,50	0,05
28	0,87	0,47	0,52	0,06
29	0,86	0,48	0,55	0,09
30	0,88	0,47	0,50	0,06
Média	0,87	0,47	0,52	0,07
Desvio padrão	0,02	0,01	0,02	0,01
R _{z95%}	0,90	0,49	0,55	0,09

Tabela 55 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P19 (Figura 24) do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,06	0,46	0,03
2	0,47	0,06	0,46	0,03
3	0,47	0,06	0,46	0,02
4	0,47	0,06	0,46	0,04
5	0,47	0,06	0,46	0,02
6	0,47	0,06	0,46	0,02
7	0,47	0,06	0,46	0,02
8	0,47	0,06	0,46	0,02
9	0,47	0,06	0,46	0,02
10	0,47	0,06	0,46	0,02
11	0,47	0,07	0,46	0,03
12	0,47	0,06	0,46	0,02
13	0,47	0,06	0,46	0,02
14	0,47	0,07	0,46	0,04
15	0,47	0,06	0,46	0,01
16	0,47	0,06	0,46	0,02
17	0,47	0,06	0,46	0,02
18	0,47	0,06	0,46	0,02
19	0,47	0,06	0,46	0,02
20	0,47	0,06	0,46	0,03
21	0,47	0,07	0,46	0,03
22	0,47	0,06	0,46	0,03
23	0,47	0,06	0,46	0,03
24	0,47	0,06	0,46	0,03
25	0,47	0,06	0,46	0,02
26	0,47	0,06	0,46	0,02
27	0,47	0,06	0,46	0,02
28	0,47	0,06	0,46	0,02
29	0,47	0,07	0,46	0,03
30	0,47	0,06	0,46	0,02
Média	0,47	0,06	0,46	0,02
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
R _{z95%}	0,47	0,07	0,46	0,03

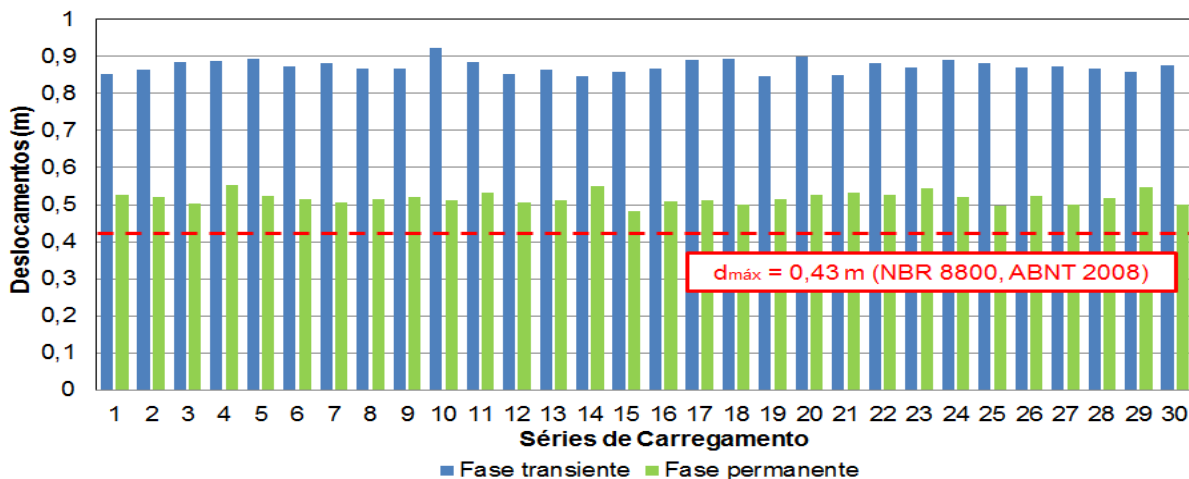


Figura 146 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8017 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$.

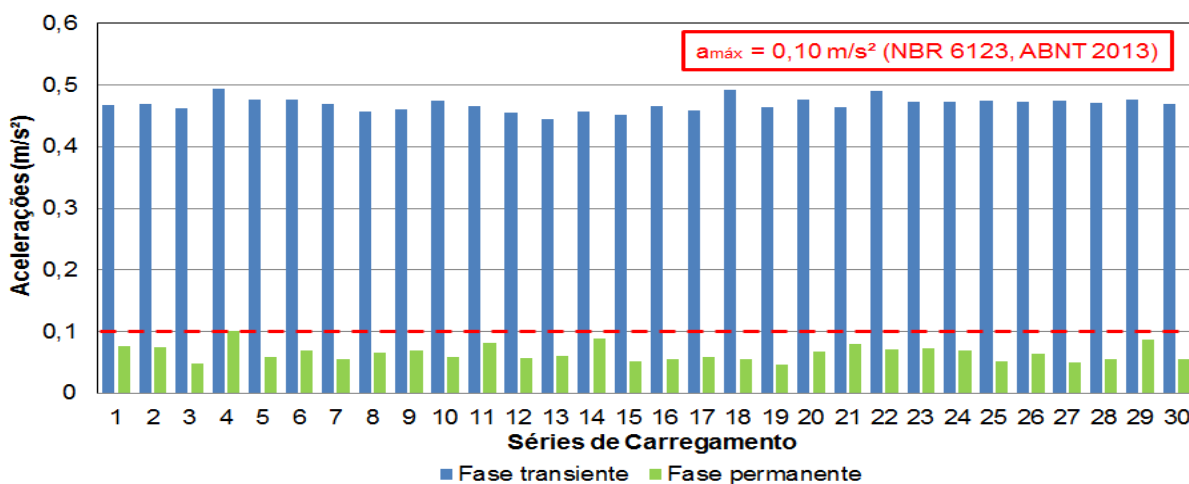


Figura 147 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$.

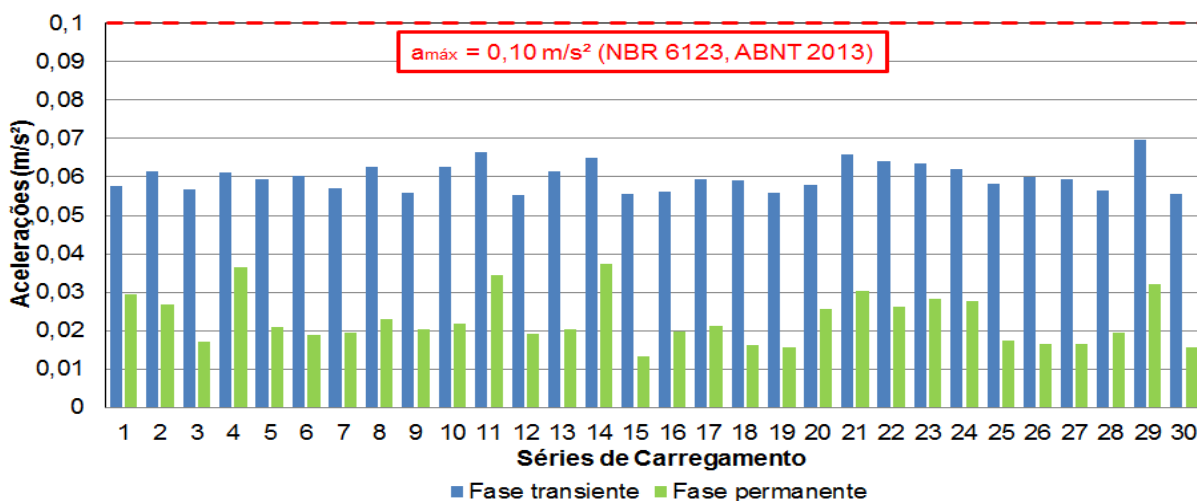


Figura 148 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7985 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento III (MC-III). $C = 40\% C_{cr}$.

Observando as Tabelas 54 e 55 e as Figuras 146 a 148, pode-se verificar quanto aos valores de pico, que os deslocamentos máximos médios do edifício misto (ME-II) são iguais a 0,90 m (fase transiente) e 0,55 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são 0,49 m/s² (fase transiente) e 0,09 m/s² (fase permanente). Para valores em RMS, os deslocamentos máximos médios são de 0,47 m (fase transiente) e 0,46 m (fase permanente) e as acelerações máximas médias são de 0,07 m/s² (fase transiente) e 0,03 m/s² (fase permanente).

Com base nas recomendações da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), os deslocamentos máximos médios são superiores ao limite recomendado de 0,43 m, assim sendo, o edifício misto (ME-II) não atende ao referido critério.

Quanto à norma NBR 6123 (ABNT, 2013), o critério de conforto humano é atendido apenas na fase permanente da resposta dinâmica ($a_{m\acute{a}x} = 0,1 \text{ m/s}^2$). Segundo as faixas de percepção humana propostas por Bachmann (1995), as vibrações da estrutura são classificadas como “incômodas” na fase transiente e como “perceptíveis” na fase permanente da resposta. Novamente, verifica-se a redução dos movimentos do modelo estrutural II (ME-II) em função emprego do sistema de controle passivo proposto para o edifício misto. No que se refere à norma ISO 10137 (2007), a edificação atende ao critério de conforto humano somente na fase permanente da resposta dinâmica ($a_{m\acute{a}x} = 0,143 \text{ m/s}^2$). Segundo Kareem *et al.* (1999), o conforto dos usuários também é atendido para a fase permanente da resposta do edifício em questão ($a_{m\acute{a}x} = 0,245 \text{ m/s}^2$).

Quanto aos valores em RMS da resposta da estrutura, o edifício misto atende ao critério da norma ISO 6897 (1984) apenas na fase permanente ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,058 \text{ m/s}^2$). Segundo o critério proposto por Kareem (1988), o conforto humano é atendido nas fases transiente e permanente da resposta dinâmica ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,098 \text{ m/s}^2$).

Considerando os resultados obtidos nas análises numéricas do modelo estrutural II, é possível verificar que o sistema de controle proposto teve seu objetivo de mitigar os movimentos do edifício misto alcançado, no que se refere à redução das acelerações na fase permanente da resposta dinâmica do edifício misto.

Neste capítulo, foram apresentados os resultados das análises numéricas dos modelos estruturais submetidos ao carregamento não determinístico e com o emprego de dispositivos de controle de vibrações. No próximo capítulo, serão apresentados os comparativos das respostas dinâmicas dos edifícios de forma a proceder a uma análise crítica quanto às normas e recomendações de projetos.

8 COMPARAÇÃO QUANTITATIVA DOS RESULTADOS

Com base nos resultados obtidos em relação às inúmeras análises numéricas desenvolvidas ao longo deste trabalho de pesquisa e após um tratamento estatístico apropriado é realizado um estudo comparativo referente aos deslocamentos e acelerações máximos com as principais normas técnicas e recomendações de projetos de forma a verificar os estados limites de serviços e o conforto humano para os modelos estruturais investigados.

8.1 Modelo estrutural I (ME-I)

A Tabela 56 e as Figuras 149 e 150 apresentam um comparativo dos deslocamentos máximos médios do modelo estrutural I (ME-I), com índice de confiabilidade de 95%, obtidos nas análises de vibração forçada considerando-se os três espectros de potência do vento adotados no presente estudo (Kaimal, Davenport e Davenport com a consideração da cota da estrutura).

Tabela 56 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural I (ME-I) com índice de confiabilidade de 95% ($R_{295\%}$)

Modelos de carregamento	Deslocamentos (m)			
	Fase transiente		Fase permanente	
	Valores de pico	RMS	Valores de pico	RMS
Kaimal (MC-I)	0,63	0,32	0,35	0,31
Davenport (MC-II)	0,68	0,35	0,39	0,34
Davenport com cota (MC-III)	0,63	0,32	0,37	0,31
NBR 6118 (ABNT, 2014): $d_{H,máx} = 0,25$ m.				

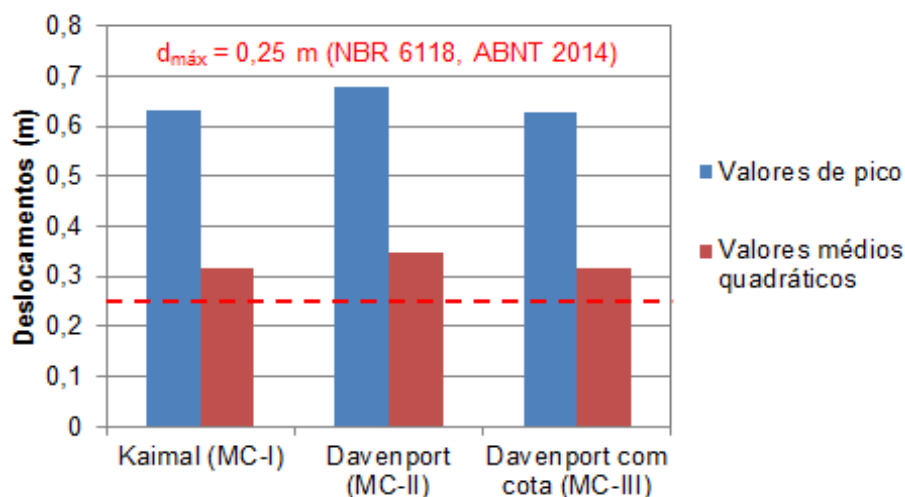


Figura 149 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural I (ME-I) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{295\%}$).

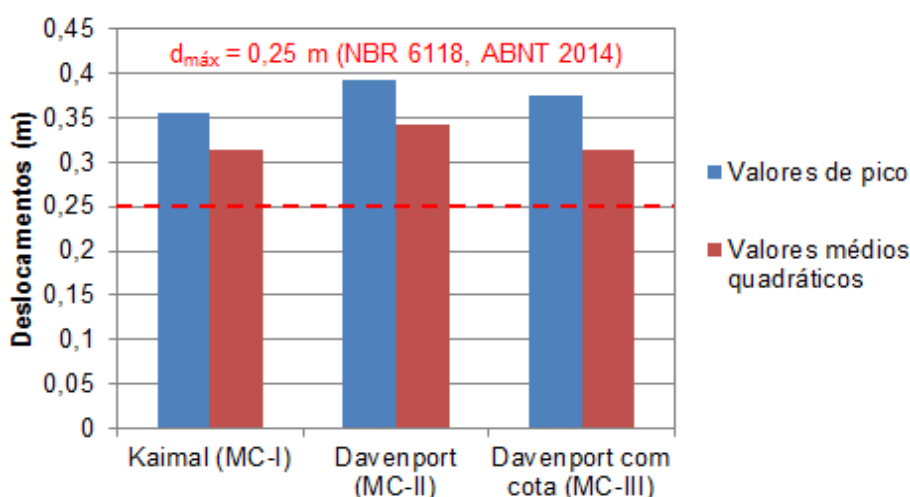


Figura 150 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural I (ME-I) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{295\%}$).

Com base nas informações da Tabela 56 e das Figuras 149 e 150, foi verificado que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos médios, obtidos no topo do edifício em concreto armado (ME-I) foram da ordem de 0,63 m (fase transiente) e 0,35 m (fase permanente), quando o espectro de potência de Kaimal foi considerado na análise. Por outro lado, quando o espectro de potência de Davenport foi adotado no estudo, estes valores foram da ordem de 0,68 m (fase transiente) e 0,39 m (fase permanente). Em seguida, estes valores modificam-se para 0,63 m (fase permanente) e 0,37 m (fase permanente), quando o espectro de

Davenport que considera a cota do sistema estrutural foi utilizado. Comparando-se estes valores, obtidos mediante análise dinâmica não determinística, em relação às recomendações propostas pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), pode-se concluir que os deslocamentos translacionais horizontais máximos médios do modelo estrutural I (ME-I) são superiores ao valor recomendado de 0,25 m estabelecido pela referida, não atendendo a este critério. Como forma de assegurar que estes deslocamentos não ultrapassem este limite, faz-se necessário o enrijecimento lateral do edifício adotando-se sistemas de travamento, como por exemplo, a adição de núcleos rígidos de concreto.

Na Tabela 57 e as Figuras 151 e 152 são apresentadas as acelerações com índice de confiabilidade de 95% obtidas nas fases transientes e permanentes das respostas dinâmicas do modelo estrutural I (ME-I) submetido às cargas de vento não determinístico.

Tabela 57 - Valores máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural I (ME-I) com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)

Modelos de carregamento	Acelerações (m/s ²)			
	Fase transiente		Fase permanente	
	Valores de pico	RMS	Valores de pico	RMS
Kaimal (MC-I)	1,22	0,10	0,09	0,04
Davenport (MC-II)	1,26	0,12	0,13	0,06
Davenport com cota (MC-III)	1,23	0,11	0,14	0,06
NBR 6123 (ABNT, 2013): $a_{m\acute{a}x} = 0,10 \text{ m/s}^2$. ISO 10137 (2007): $a_{m\acute{a}x} = 0,12 \text{ m/s}^2$. Kareem et al. (1999): $a_{m\acute{a}x} = 0,245 \text{ m/s}^2$. ISO 6897 (1984): $a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,049 \text{ m/s}^2$. Kareem (1988): $a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,098 \text{ m/s}^2$.				

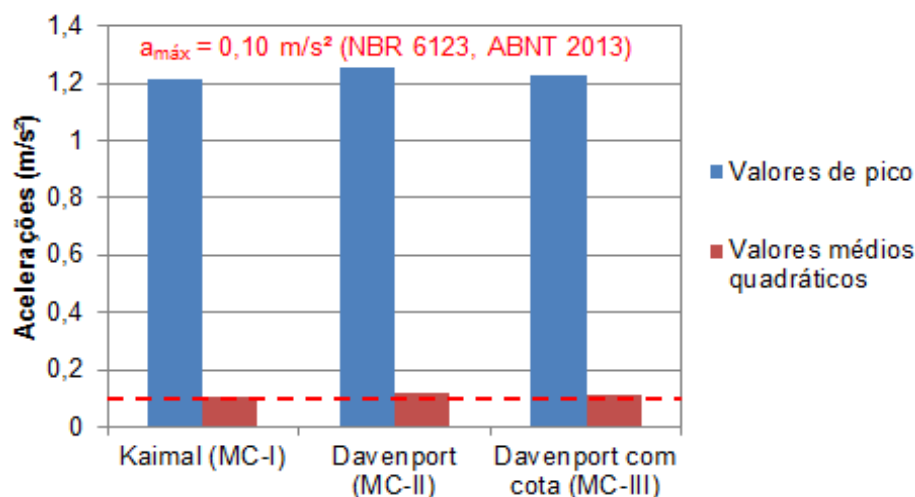


Figura 151 - Valores máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural I (ME-I) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{295\%}$).

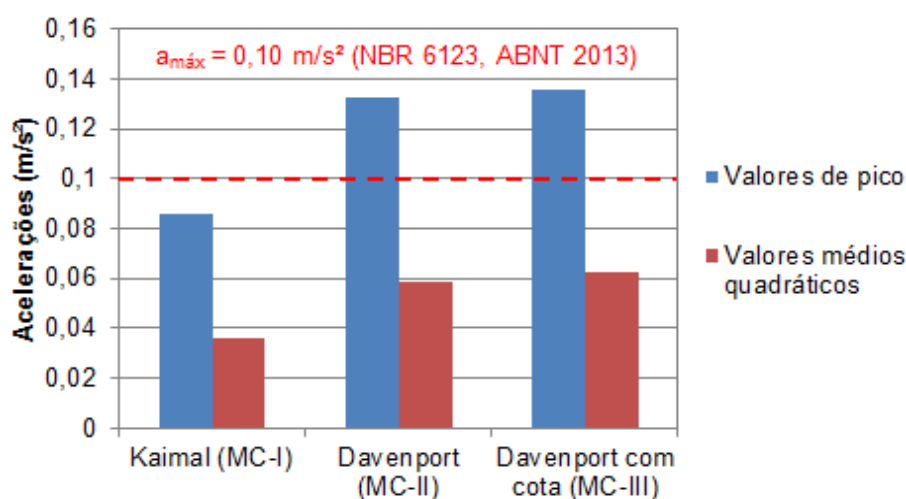


Figura 152 - Valores máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural I (ME-I) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{295\%}$).

Considerando os dados da Tabela 57 e das Figuras 151 e 152, foi observado que as acelerações máximas médias, obtidas no 41º pavimento do edifício em concreto armado (ME-I) foram da ordem de 1,22 m/s² (fase transiente) e 0,09 m/s² (fase permanente) quando considerado o espectro de Kaimal na análise. Em seguida, estes valores foram da ordem de 1,26 m/s² (fase transiente) e 0,13 m/s² (fase permanente) quando adotado o espectro de potência de Davenport. Por último, quando o espectro Davenport que considera a cota da estrutura foi utilizado, estes valores se modificam para 1,23 m/s² (fase transiente) e 0,14 m/s² (fase permanente):

steady state response). Comparando-se estes valores com as recomendações definidas pela norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 2013), pode-se concluir que as acelerações máximas médias do modelo estrutural I (ME-I) são superiores ao limite de $0,10 \text{ m/s}^2$ ($a_{\text{máx}} = 0,10 \text{ m/s}^2$), no que se refere ao conforto humano dos ocupantes desta estrutura, exceção feita às acelerações relativas ao espectro de Kaimal, apenas na fase permanente da resposta do sistema.

No que diz respeito ao critério de percepção humana proposto por Bachmann (1995), as acelerações do modelo estrutural I (ME-I) na fase transiente da resposta são classificadas como sendo “*muito incômodas*”. Na fase permanente, as vibrações induzidas pelo vento sobre este edifício (ME-I) são classificadas como sendo “*perceptíveis*”.

Quanto ao critério de conforto humano da norma ISO 10137 (2007), a aceleração de pico máxima permitida para edifícios de escritórios é igual a $0,12 \text{ m/s}^2$. Desta forma, as acelerações máximas médias na fase permanente da resposta do modelo estrutural I (ME-I) associadas ao espectro de Kaimal (MC-I) são inferiores a este limite, atendendo ao critério de conforto humano. Para as acelerações máximas médias dos demais os espectros de potência, Davenport e Davenport com a consideração da cota da estrutura, o referido critério somente não é atendido.

No que tange ao critério de projeto apresentado por Kareem *et al.* (1999), que não depende do valor da frequência fundamental das edificações, o valor de aceleração máxima (aceleração de pico) para evitar-se o desconforto dos ocupantes da estrutura é igual a $0,245 \text{ m/s}^2$ ($a_{\text{máx}} = 0,245 \text{ m/s}^2$). Desta maneira, o modelo estrutural I (ME-I) atende ao critério de conforto humano para edifícios de escritórios, apenas na fase permanente da resposta do sistema.

De acordo com o critério de conforto humano da norma ISO 6897 (1984), a aceleração em RMS máxima para o modelo estrutural I (ME-I) é de $0,049 \text{ m/s}^2$. ($a_{\text{máx-RMS}} = 0,049 \text{ m/s}^2$). Assim sendo, o edifício em concreto armado atende ao referido critério somente para as acelerações máximas médias na fase permanente da resposta relacionadas ao espectro de Kaimal. Com relação aos espectros de Davenport e Davenport com a consideração da cota da estrutura, as acelerações máximas médias não atendem ao critério de conforto dos ocupantes desta estrutura.

No que se refere à recomendação proposta por Kareem (1988), o valor da aceleração máxima RMS permitida para que se possa garantir o conforto humano igual a $0,098 \text{ m/s}^2$ ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,098 \text{ m/s}^2$). Desta maneira, o edifício em concreto

armado (ME-I) atende ao requisito de conforto para edifício de escritórios, considerando apenas as acelerações máximas médias na fase permanente da resposta dinâmica referentes aos três espectros de potência do vento.

8.2 Modelo estrutural II (ME-II)

Na sequência do trabalho, são apresentados os valores dos deslocamentos e acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) sob a ação das cargas não determinísticas do vento e as verificações quanto aos critérios dos estados limites de utilização propostos por normas e recomendações de projeto.

As Tabelas 58 e 59 e as Figuras 153 a 156 apresentam os valores relativos aos deslocamentos com grau de confiabilidade de 95% obtidos nas análises dinâmicas do modelo estrutural II (ME-II) sem e com controle de vibração, adotando-se diferentes valores para o amortecimento dos atenuadores, e submetido às cargas não determinísticas do vento, modeladas com base nos espectros de potência de vento adotados nesta investigação: Kaimal, Davenport e Davenport com cota.

Tabela 58 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)

	Taxa de amortecimento dos atenuadores	Deslocamentos (m)		
		Kaimal (MC-I)	Davenport (MC-II)	Davenport com cota (MC-III)
Valores de pico	Sem atenuadores	0,94	0,95	0,96
	10% C_{cr}	0,93	0,94	0,94
	20% C_{cr}	0,91	0,92	0,93
	30% C_{cr}	0,90	0,91	0,92
	40% C_{cr}	0,89	0,90	0,90
Valores quadráticos médios	Sem atenuadores	0,49	0,50	0,51
	10% C_{cr}	0,47	0,48	0,48
	20% C_{cr}	0,47	0,47	0,47
	30% C_{cr}	0,47	0,47	0,47
	40% C_{cr}	0,47	0,47	0,47
NBR 8800 (ABNT, 2008): $d_{H,máx} = 0,43$ m.				

Tabela 59 - Valores máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)

	Taxa de amortecimento dos atenuadores	Deslocamentos (m)		
		Kaimal (MC-I)	Davenport (MC-II)	Davenport com cota (MC-III)
Valores de pico	Sem atenuadores	0,69	0,75	0,77
	10% C_{cr}	0,57	0,62	0,64
	20% C_{cr}	0,53	0,57	0,58
	30% C_{cr}	0,51	0,55	0,56
	40% C_{cr}	0,51	0,54	0,55
Valores quadráticos médios	Sem atenuadores	0,47	0,48	0,49
	10% C_{cr}	0,46	0,47	0,47
	20% C_{cr}	0,46	0,47	0,47
	30% C_{cr}	0,46	0,46	0,46
	40% C_{cr}	0,46	0,46	0,46

NBR 8800 (ABNT, 2008): $d_{H,máx} = 0,43$ m.

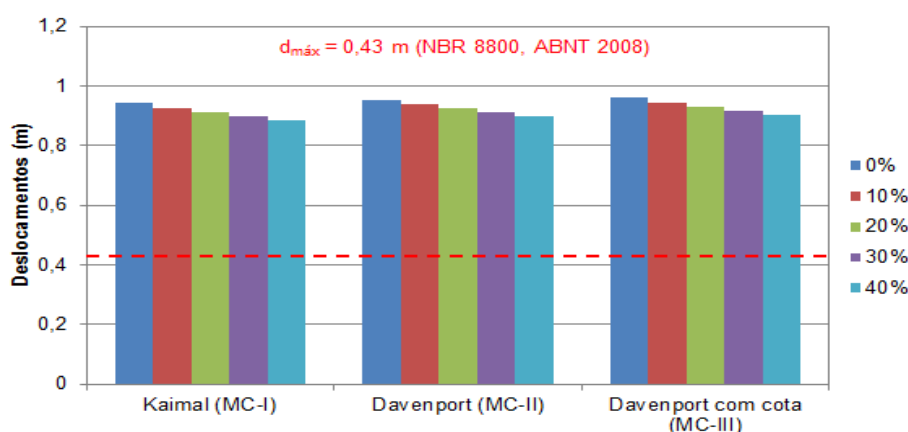


Figura 153 - Valores máximos de pico dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).

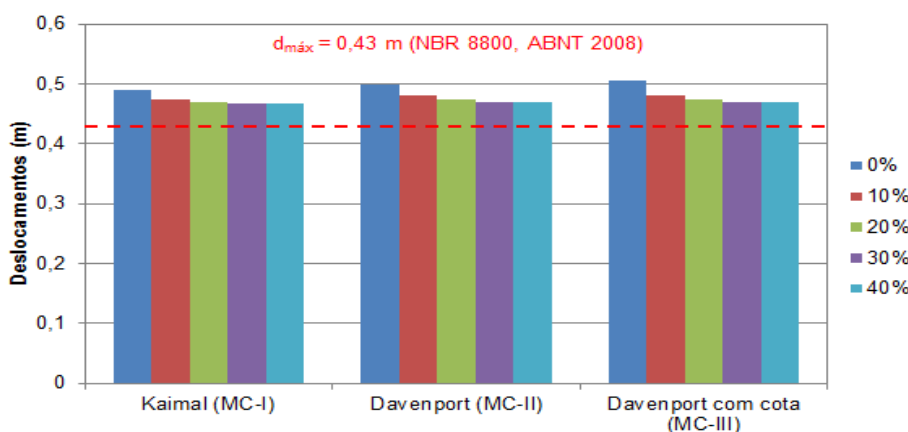


Figura 154 - Valores quadráticos máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).

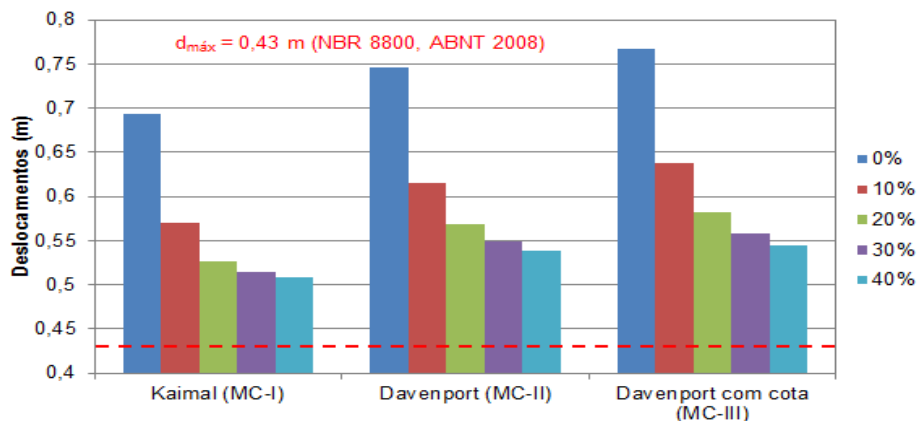


Figura 155 - Valores máximos de pico dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).

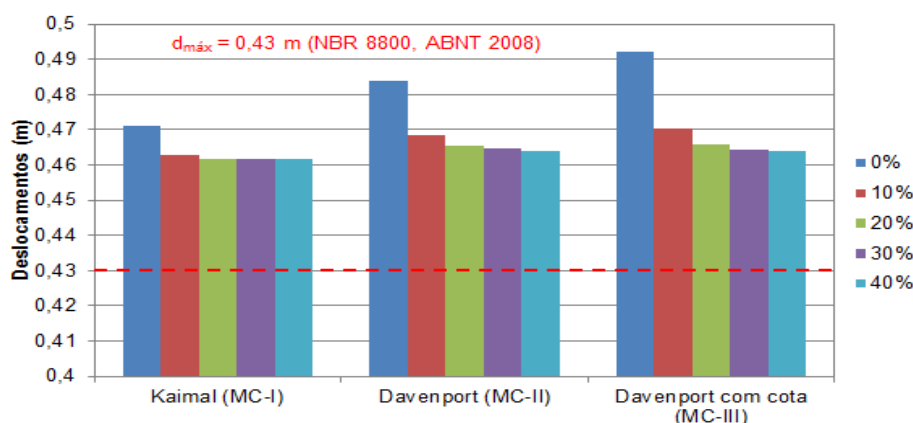


Figura 156 - Valores quadráticos máximos médios dos deslocamentos referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).

Considerando os dados das Tabelas 58 e 59 e as Figuras 153 a 156, observa-se que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos médios do edifício misto (aço-concreto) (ME-II) são 0,94 m (fase transiente) e 0,69 m (fase permanente) quando o espectro de Kaimal é adotado na análise, 0,95 m (fase transiente) e 0,75 m (fase permanente) considerando o espectro de Davenport e, por último, 0,96 m (fase transiente) e 0,77 m (fase permanente) associados ao espectro de Davenport com cotas.

Com o emprego e atuação do sistema de controle de vibração na estrutura, os valores dos deslocamentos máximos médios do edifício misto (aço-concreto) controlado ($C = 40\% C_{cr}$), foram reduzidos, respectivamente para 0,89 m (fase

transiente) e 0,51 m (fase permanente) com relação ao espectro de Kaimal, 0,90 m (fase transiente) e 0,54 m (fase permanente) quando se considera o espectro de Davenport na análise e 0,90 m (fase transiente) e 0,55 m (fase permanente) relacionados ao espectro de Davenport com cotas. Pode-se perceber, claramente, que houve uma redução nos valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos médios, da ordem de 38%, no entanto, segundo o critério de projeto da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), cujo valor máximo recomendado dos deslocamentos horizontais é igual a 0,43 m, o edifício misto (ME-II) não atende ao referido critério. Para satisfazer este critério, é recomendada a adoção de um sistema de travamento lateral no edifício de forma a reduzir os deslocamentos provocados pela ação do vento.

É importante destacar, que comercialmente estes dispositivos são projetados para uma taxa que varia aproximadamente entre 10% e 20% do amortecimento crítico. Deste modo, os valores dos deslocamentos máximos médios do edifício misto (aço-concreto) controlado ($C = 20\% C_{cr}$) foram reduzidos para 0,89 m (fase transiente) e 0,53 m (fase permanente) quando considera o espectro de Kaimal na análise, 0,95 m (fase transiente) e 0,57 m (fase permanente) quando se considera o espectro de Davenport e 0,96 m (fase transiente) e 0,58 m (fase permanente) quanto ao espectro de Davenport com cotas. Assim sendo, foi verificado que houve uma redução significativa, da ordem de 32%, no que diz respeito aos valores dos deslocamentos máximos médios do edifício misto (ME-II).

Nas Tabelas 60 e 61 e nas Figuras 157 a 160 são mostrados os resultados das análises numéricas quanto às acelerações máximas médias obtidas no 47º pavimento do edifício misto (ME-II) sob a excitação do vento não determinístico modelado com base nos espectros de potência de Kaimal, Davenport e Davenport com cota (MC-I, MC-II e MC-III).

Com base nas informações das Tabelas 60 e 61 e nas Figuras 157 a 160, observa-se que as acelerações máximas médias da resposta estrutural dinâmica não controlada do edifício misto (ME-II) são 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,22 m/s² (fase permanente) para o espectro de Kaimal, 0,51 m/s² (fase transiente) e 0,27 m/s² (fase permanente) para o espectro de Davenport e 0,52 m/s² (fase transiente) e 0,31 m/s² (fase permanente) para o espectro de potência de Davenport com cotas.

Tabela 60 - Valores máximos das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)

	Taxa de amortecimento dos atenuadores	Acelerações (m/s ²)		
		Kaimal (MC-I)	Davenport (MC-II)	Davenport com cota (MC-III)
Valores de pico	Sem atenuadores	0,50	0,51	0,52
	10% C_{cr}	0,49	0,50	0,50
	20% C_{cr}	0,50	0,50	0,50
	30% C_{cr}	0,49	0,49	0,50
	40% C_{cr}	0,48	0,48	0,49
Valores quadráticos médios	Sem atenuadores	0,14	0,16	0,18
	10% C_{cr}	0,09	0,11	0,12
	20% C_{cr}	0,08	0,08	0,09
	30% C_{cr}	0,07	0,07	0,08
	40% C_{cr}	0,06	0,06	0,07
NBR 6123 (ABNT, 2013): $a_{m\acute{a}x} = 0,10 \text{ m/s}^2$. ISO 10137 (2007): $a_{m\acute{a}x} = 0,143 \text{ m/s}^2$. Kareem <i>et al.</i> (1999): $a_{m\acute{a}x} = 0,245 \text{ m/s}^2$. ISO 6897 (1984): $a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,058 \text{ m/s}^2$. Kareem (1988): $a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,098 \text{ m/s}^2$.				

Considerando a atuação do sistema de controle de vibração ($C = 40\% C_{cr}$), as acelerações máximas médias do edifício misto (aço-concreto) foram reduzidas, respectivamente para $0,48 \text{ m/s}^2$ (fase transiente) e $0,05 \text{ m/s}^2$ (fase permanente) quanto ao espectro de Kaimal, $0,48 \text{ m/s}^2$ (fase transiente) e $0,08 \text{ m/s}^2$ (fase permanente) quanto ao espectro de Davenport e $0,49 \text{ m/s}^2$ (fase transiente) e $0,09 \text{ m/s}^2$ (fase permanente) quanto ao espectro de potência de Davenport com cotas. Observa-se, nitidamente, que a atuação do sistema de controle desenvolvido possibilitou uma redução da ordem de 73% sobre os valores das acelerações máximas médias do edifício misto (ME-II).

Novamente, é importante destacar que a partir das informações dos fabricantes dos dispositivos dos atenuadores de vibração, as taxas de amortecimento comumente adotadas no mercado são da ordem de 10 a 20%. Assim sendo, as acelerações máximas médias do edifício misto (aço-concreto) controlado ($C = 20\% C_{cr}$) são iguais a $0,50 \text{ m/s}^2$ (fase transiente) e $0,07 \text{ m/s}^2$ (fase permanente) para o espectro de Kaimal, $0,50 \text{ m/s}^2$ (fase transiente) e $0,11 \text{ m/s}^2$ (fase permanente) para o espectro de Davenport e $0,50 \text{ m/s}^2$ (fase transiente) e $0,13 \text{ m/s}^2$ (fase permanente) e espectro de Davenport com cotas. Assim sendo, a redução das acelerações máximas médias do modelo estrutural II (ME-II) foi da ordem de 61%.

Tabela 61 - Valores máximos das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$)

	Taxa de amortecimento dos atenuadores	Acelerações (m/s ²)		
		Kaimal (MC-I)	Davenport (MC-II)	Davenport com cota (MC-III)
Valores de pico	Sem atenuadores	0,22	0,27	0,31
	10% C_{cr}	0,11	0,15	0,18
	20% C_{cr}	0,07	0,11	0,13
	30% C_{cr}	0,05	0,09	0,10
	40% C_{cr}	0,05	0,08	0,09
Valores quadráticos médios	Sem atenuadores	0,09	0,12	0,15
	10% C_{cr}	0,04	0,06	0,08
	20% C_{cr}	0,02	0,04	0,05
	30% C_{cr}	0,02	0,04	0,04
	40% C_{cr}	0,02	0,03	0,03

NBR 6123 (ABNT, 2013): $a_{m\acute{a}x} = 0,10$ m/s².
 ISO 10137 (2007): $a_{m\acute{a}x} = 0,143$ m/s².
 Kareem *et al.* (1999): $a_{m\acute{a}x} = 0,245$ m/s².
 ISO 6897 (1984): $a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,058$ m/s².
 Kareem (1988): $a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,098$ m/s².

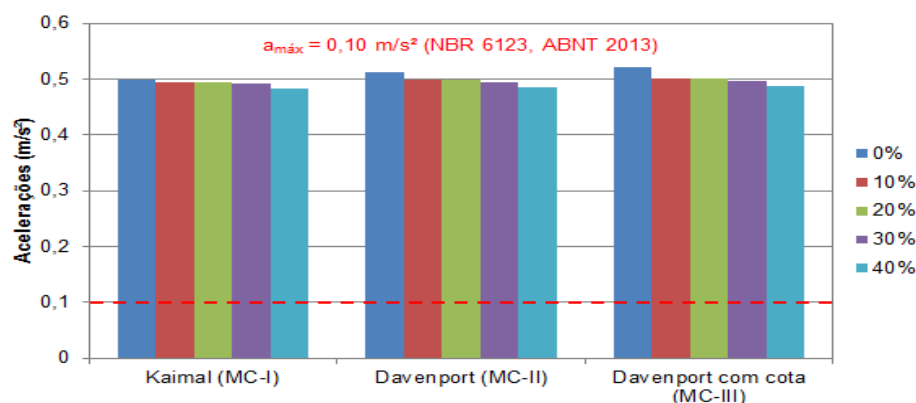


Figura 157 - Valores máximos de pico das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).

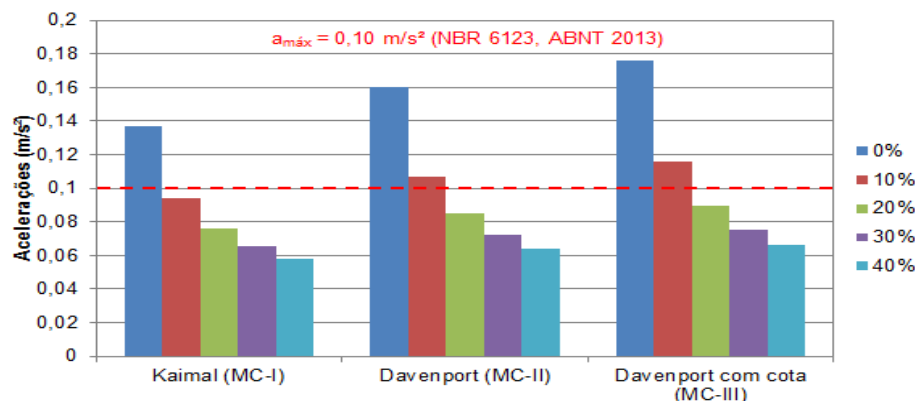


Figura 158 - Valores quadráticos máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase transiente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).

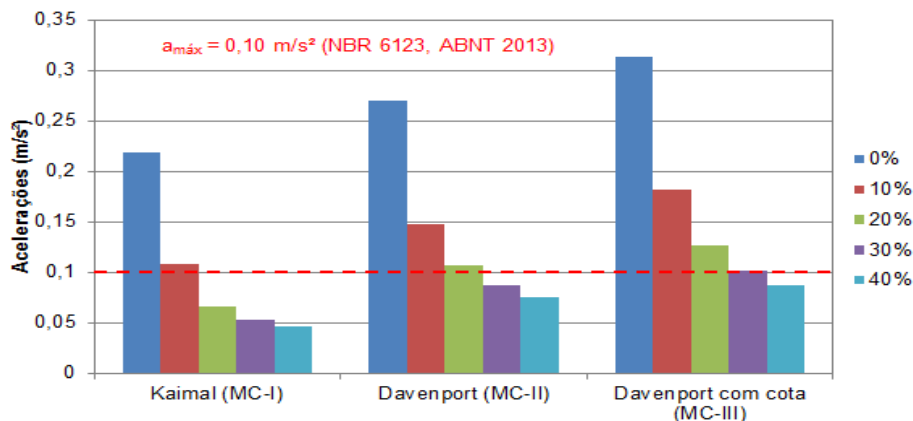


Figura 159 - Valores máximos de pico das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).

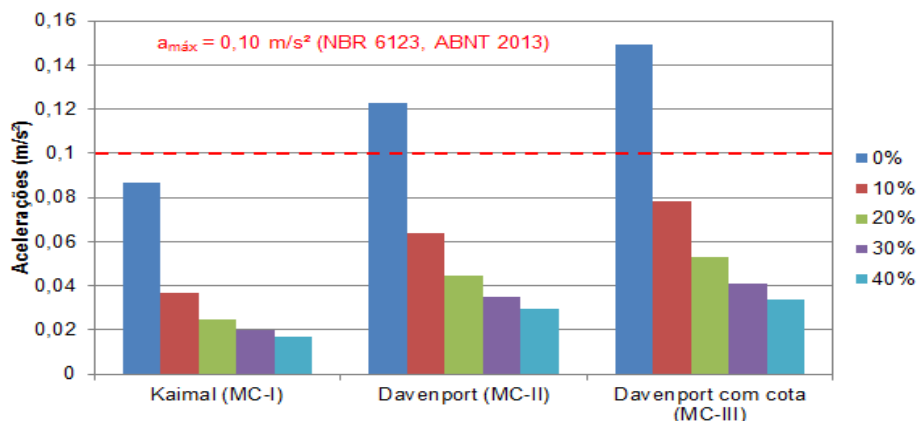


Figura 160 - Valores quadráticos máximos médios das acelerações referentes ao modelo estrutural II (ME-II) para a fase permanente da resposta com índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$).

Considerando as faixas de percepção humana propostas por Bachmann (1995), as vibrações do edifício misto (ME-II) sem o sistema de controle são classificadas como “*muito incômodas*” na fase transiente e na fase permanente como sendo “*incômodas*”. Todavia, com base no emprego do sistema de controle, as vibrações deste modelo estrutural passam a ser classificadas como sendo “*incômodas*” na fase transiente e como “*perceptíveis*” na fase permanente da resposta do sistema, demonstrando a eficiência do sistema de controle de vibrações empregado neste trabalho de pesquisa.

Com base nas recomendações da norma de projeto ISO 10137 (2007), a aceleração máxima para garantir o conforto humano é de $0,143 \text{ m/s}^2$, assim sendo, o edifício misto atende ao referido critério somente na fase permanente da resposta controlada com taxas de amortecimento iguais ou superiores a 10% ($C \geq 10\% C_{cr}$) para acelerações referentes ao espectro de Kaimal. Para os demais espectros, este critério somente é atendido na fase permanente da resposta considerando taxas de amortecimento iguais ou maiores que 20% ($C \geq 20\% C_{cr}$).

No que tange ao critério de projeto apresentado por Kareem *et al.* (1999), o valor de pico da aceleração máxima sem comprometer o conforto dos ocupantes da estrutura é igual a $0,245 \text{ m/s}^2$. Desta forma, o edifício misto atende a este critério somente na fase permanente da resposta com o emprego do sistema de controle.

Considerando-se a norma ISO 6897 (1984), a aceleração máxima limite de projeto em RMS é $0,058 \text{ m/s}^2$, assim sendo, o modelo estrutural II (ME-II) atende a questão do conforto humano, somente na fase permanente da resposta, para os três espectros de potência utilizados na análise, com base no uso de taxas de amortecimento iguais ou superiores a 20% ($C \geq 20\% C_{cr}$). No caso do emprego do espectro de potência de Kaimal na análise, este critério é atendido com taxas de amortecimento a partir de 10% ($C \geq 10\% C_{cr}$), na fase permanente da resposta.

No que diz respeito à recomendação proposta por Kareem (1988), o valor da aceleração máxima em RMS permitida para garantir o conforto humano é $0,098 \text{ m/s}^2$. Desta forma, o modelo estrutural II (ME-II) atende ao referido critério para as acelerações máximas médias da fase permanente da resposta dinâmica controlada, considerando-se os três espectros de potência de vento. Considerando a fase transiente da resposta, este critério é atendido para taxas de amortecimento iguais ou superiores a 20% ($C \geq 20\% C_{cr}$) para todos os espectros, exceto o de Kaimal, que é atendido com taxas a partir de a 10% ($C \geq 10\% C_{cr}$).

Neste capítulo, foram apresentados os resultados obtidos nas análises numéricas dos modelos estruturais investigados submetidos ao carregamento não determinístico do vento e a avaliação crítica quanto aos critérios de normas e recomendações de projeto para a verificação dos estados limites de serviço e conforto humano. No próximo capítulo, o último da presente tese, serão apresentadas as considerações finais e as sugestões para a continuação deste estudo.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 Introdução

O objetivo central deste trabalho de pesquisa diz respeito à investigação do comportamento estrutural dinâmico, avaliação do conforto humano e ao estudo de estratégias para o controle de vibrações excessivas de edifícios altos, quando submetidos à ação não determinística do vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura. Ao longo deste estudo são investigados dois modelos estruturais: o primeiro edifício é de concreto armado, com 42 pavimentos e altura total de 123,9 m, e o outro corresponde a um edifício misto (aço-concreto), com 48 pavimentos e altura total de 172,8 m. Modelos numéricos tridimensionais são desenvolvidos, com base no emprego do programa ANSYS (2009), objetivando a análise da resposta dinâmica não determinística dos modelos estruturais. Ressalta-se que para a modelagem das cargas de vento não determinísticas atuantes sobre os edifícios foram considerados três espectros de potência distintos de Kaimal, Davenport e Davenport com a consideração da cota. Após as análises de vibração forçada dos modelos analisados, propõe-se um sistema de controle passivo para a redução das vibrações dos edifícios. Em seguida, os resultados obtidos ao longo das análises dinâmicas (deslocamentos e acelerações de pico) são comparados com os valores limites estabelecidos em recomendações de projeto e normas técnicas, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano dos edifícios com e sem o emprego de sistemas de controle de vibrações (sistemas de atenuadores passivos), no que tange a situações da prática corrente de projeto.

9.2 Conclusões

Na sequência do texto, as conclusões obtidas ao longo do trabalho de pesquisa são apresentadas de forma organizada, em função das 540 análises numéricas desenvolvidas, dos resultados alcançados; e, bem como, das principais

conclusões no que tange à avaliação global dos estados limites de serviço dos edifícios investigados.

9.2.1 Modelagem não determinística da ação do vento

A ação não determinística do vento foi modelada considerando-se as propriedades aleatórias e instáveis das cargas de vento sobre os edifícios, de maneira a simular estas ações com um bom grau de semelhança com o vento real. Na simulação das cargas de vento foram adotados três espectros de potência distintos: Kaimal, Davenport e Davenport com a consideração da cota da estrutura. Cabe ressaltar que em todos os casos de carga simulados neste trabalho de pesquisa, foi verificado que forças dinâmicas geradas a partir do emprego dos espectros de potência propostos por Davenport mostraram-se superiores àquelas originadas pelo espectro de potência de Kaimal. Estas diferenças quantitativas ocorrem, naturalmente, em função da adoção de parâmetros bastante distintos para a geração dos referidos espectros. O autor entende que, no que tange ao desenvolvimento de projetos estruturais de edifício altos, torna-se mais econômica a adoção do espectro de potência de Kaimal.

9.2.2 Análise das frequências naturais e dos modos de vibração

As análises de vibração livre mostraram que os modelos estruturais investigados possuem valores de frequências fundamentais muito baixas, em relação aos dois casos investigados neste estudo. Para o edifício em concreto armado (modelo estrutural I: ME-I) obteve-se o valor de 0,22 Hz ($f_{01} = 0,22$ Hz) e para o modelo estrutural misto (aço-concreto) (modelo estrutural II: ME-II), este valor foi de 0,15 Hz ($f_{01} = 0,15$ Hz). Cabe ressaltar que em relação à estratégia de modelagem em elementos finitos dos edifícios investigados, o efeito da interação solo-estrutura foi considerado, via hipótese simplificadora de Winkler. Desta maneira, em termos quantitativos, foram verificadas diferenças numéricas da ordem de 32%

(ME-I) e 20% (ME-II), respectivamente, no que tange aos valores das frequências fundamentais dos modelos, quando foram comparados os resultados sem interação solo-estrutura [ME-I: $f_{01} = 0,29$ Hz e ME-II: $f_{01} = 0,18$ Hz] e com interação solo-estrutura [ME-I: $f_{01} = 0,22$ Hz e ME-II: $f_{01} = 0,15$ Hz]. Por outro lado, com referência aos modos de vibração não foram verificadas alterações significativas nas amplitudes modais, em relação ao comportamento físico dos edifícios, sempre com predominância dos esforços de flexão. De outra maneira, os valores das frequências naturais dos edifícios são, de fato, muito baixos e tal fato é de grande relevância para o projeto estrutural, pois se tratam de estruturas esbeltas e que podem vir apresentar problemas de vibrações excessivas, principalmente, no que diz respeito ao conforto humano das pessoas.

9.2.3 Análises dinâmicas não determinísticas (vibração forçada)

9.2.3.1 Deslocamentos translacionais horizontais dos edifícios investigados

Com base no tratamento estatístico realizado sobre os resultados das respostas dinâmicas dos modelos estruturais investigados neste estudo, foi verificado que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos médios, obtidos no topo do edifício em concreto armado (ME-I) foram da ordem de 0,63 m (fase transiente) e 0,35 m (fase permanente: *steady state response*), quando o espectro de potência de Kaimal foi considerado na análise. Por outro lado, quando o espectro de potência de Davenport foi adotado no estudo, estes valores foram da ordem de 0,68 m (fase transiente) e 0,39 m (fase permanente: *steady state response*). Em seguida, estes valores modificam-se para 0,63 m (fase permanente: *steady state response*) e 0,37 m (fase permanente: *steady state response*), quando o espectro de Davenport que considera a cota do sistema estrutural foi utilizado. Comparando-se estes valores, obtidos mediante análise dinâmica não determinística, em relação às recomendações propostas pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), pode-se concluir que os deslocamentos translacionais horizontais máximos médios do modelo estrutural I (ME-I) são superiores ao limite de 0,25 m estabelecido pela referida norma, não atendendo a este critério.

Em seguida, analisando-se, agora, os resultados referentes à resposta estrutural dinâmica do edifício misto (aço-concreto) (ME-II), os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos médios são os seguintes, a saber: a) Espectro de potência de Kaimal: 0,94 m (fase transiente) e 0,69 m (fase permanente: *steady state response*); b) Espectro de potência de Davenport: 0,95 m (fase transiente) e 0,75 m (fase permanente *steady state response*); c) Espectro de potência de Davenport com cotas: 0,96 m (fase transiente) e 0,77 m (fase permanente: *steady state response*). Conforme explicado anteriormente (ver Capítulo 8), estratégias de modelagem foram utilizadas para o controle e redução das vibrações do modelo estrutural II (ME-II).

Assim sendo, após o emprego e atuação dos sistemas de controle de vibração na estrutura, sobre os valores dos deslocamentos máximos médios do edifício misto (aço-concreto) controlado ($C = 40\% C_{cr}$), estes valores foram reduzidos, respectivamente, para: a) Espectro de potência de Kaimal: 0,89 m (fase transiente) e 0,51 m (fase permanente: *steady state response*); b) Espectro de potência de Davenport: 0,90 m (fase transiente) e 0,54 m (fase permanente: *steady state response*); c) Espectro de potência de Davenport com cotas: 0,90 m (fase transiente) e 0,55 m (fase permanente: *steady state response*). Pode-se perceber, claramente, que houve uma redução nos valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos médios, da ordem de 38%, mas, novamente, o segundo modelo estrutural investigado neste trabalho de pesquisa também não atende aos critérios de projeto recomendados pela norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), cujo valor limite máximo é igual a 0,43 m. O autor entende, com clareza, que para atender aos critérios de projeto em relação aos valores dos deslocamentos horizontais máximos das normas, faz-se necessário o enrijecimento lateral dos edifícios adotando-se sistemas de travamento, como por exemplo, a adição de núcleos rígidos de concreto ou mesmo travamento com perfis metálicos.

Cabe destacar, ainda, que, comercialmente falando, estes dispositivos são projetados para uma taxa que varia aproximadamente entre 10% e 20% do amortecimento crítico. Deste modo, os valores dos deslocamentos máximos médios do edifício misto (aço-concreto) controlado ($C = 20\% C_{cr}$) foram reduzidos para: a) Espectro de potência de Kaimal: 0,89 m (fase transiente) e 0,53 m (fase permanente: *steady state response*); b) Espectro de potência de Davenport: 0,95 m (fase transiente) e 0,57 m (fase permanente: *steady state response*); c) Espectro de

potência de Davenport com cotas: 0,96 m (fase transiente) e 0,58 m (fase permanente: *steady state response*). Assim sendo, foi verificado que houve uma redução significativa, da ordem de 32%, no que diz respeito aos valores dos deslocamentos máximos médios do edifício misto (ME-II).

9.2.3.2 Acelerações máximas médias (acelerações de pico) dos edifícios em estudo

Considerando-se o tratamento estatístico dos resultados referentes às análises numéricas dos modelos estruturais investigados, foi observado que as acelerações máximas médias, obtidas no 41º pavimento do edifício em concreto armado (ME-I) foram da ordem de 1,22 m/s² (fase transiente) e 0,09 m/s² (fase permanente: *steady state response*) quando considerado o espectro de Kaimal na análise. Em seguida, estes valores foram da ordem de 1,26 m/s² (fase transiente) e 0,13 m/s² (fase permanente: *steady state response*) quando adotado o espectro de potência de Davenport. Por último, quando o espectro Davenport que considera a cota da estrutura foi utilizado, estes valores se modificam para 1,23 m/s² (fase transiente) e 0,14 m/s² (fase permanente: *steady state response*). Comparando-se estes valores com as recomendações definidas pela norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 2013), pode-se concluir que as acelerações máximas médias do modelo estrutural I (ME-I) são superiores ao limite de 0,10 m/s² ($a_{\text{máx}} = 0,10 \text{ m/s}^2$), no que se refere ao conforto humano dos ocupantes desta estrutura, exceção feita às acelerações relativas ao espectro de Kaimal, apenas na fase permanente da resposta do sistema.

Na sequência deste estudo, são analisados os resultados referentes à resposta estrutural dinâmica não controlada do edifício misto (aço-concreto) (ME-II), em relação ao 47º pavimento, Cabe destacar que os valores das acelerações máximas médias obtidas foram: a) Espectro de potência de Kaimal: 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,22 m/s² (fase permanente: *steady state response*); b) Espectro de potência de Davenport: 0,51 m/s² (fase transiente) e 0,27 m/s² (fase permanente *steady state response*); c) Espectro de potência de Davenport com cotas: 0,52 m/s² (fase transiente) e 0,31 m/s² (fase permanente: *steady state response*).

Com base nas respostas dinâmicas do modelo estrutural ME-II, com base no uso do sistema de controle de vibração ($C = 40\% C_{cr}$), as acelerações máximas médias do edifício misto (aço-concreto) foram reduzidas, respectivamente, para: a)

Espectro de potência de Kaimal: 0,48 m/s² (fase transiente) e 0,05 m/s² (fase permanente: *steady state* response); b) Espectro de potência de Davenport: 0,48 m/s² (fase transiente) e 0,08 m/s² (fase permanente *steady state* response); c) Espectro de potência de Davenport com cotas: 0,49 m/s² (fase transiente) e 0,09 m/s² (fase permanente: *steady state* response). Observa-se, nitidamente, que a atuação do sistema de controle desenvolvido possibilitou uma redução da ordem de 73% sobre os valores das acelerações máximas médias do edifício misto (ME-II).

Novamente, é importante sempre destacar que a partir das informações dos fabricantes dos dispositivos dos atenuadores de vibração, as taxas de amortecimento comumente adotadas no mercado são da ordem de 10 a 20%. Assim sendo, as acelerações máximas médias do edifício misto (aço-concreto) controlado ($C = 20\% C_{cr}$) foram as seguintes: a) Espectro de potência de Kaimal: 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,07 m/s² (fase permanente: *steady state* response); b) Espectro de potência de Davenport: 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,11 m/s² (fase permanente *steady state* response); c) Espectro de potência de Davenport com cotas: 0,50 m/s² (fase transiente) e 0,13 m/s² (fase permanente: *steady state* response). Assim sendo, a redução das acelerações máximas médias do modelo estrutural II (ME-II) foi da ordem de 61%.

Finalmente, comparando-se, agora, os valores das acelerações máximas médias (acelerações de pico) dos dois edifícios investigados (ME-I e ME-II), em relação aos limites recomendados pelas normas de projeto, tem-se o seguinte quadro geral: a) critério da norma de projeto ISO 10137 (2007) [ME-I (concreto armado): $f_{01} = 0,22$ Hz e $a_{m\acute{a}x} = 0,12$ m/s²; ME-II (aço-concreto): $f_{01} = 0,15$ Hz e $a_{m\acute{a}x} = 0,14$ m/s²]: o modelo estrutural I (ME-I) atende ao critério de conforto humano somente na fase permanente da resposta e apenas quando o espectro de potência de Kaimal é considerado; o modelo estrutural II não atende ao critério de conforto humano em nenhuma situação não controlada (controle de vibrações); a partir do uso do sistema de controle de vibrações sobre a resposta estrutural dinâmica do ME-II ($C = 20\% C_{cr}$) o sistema estrutural atende ao critério de conforto humano na fase permanente da resposta.

No que tange ao critério de projeto apresentado por Kareem *et al.* (1999), que não depende do valor da frequência fundamental das edificações, o valor de aceleração máxima (aceleração de pico) para evitar-se o desconforto dos ocupantes da estrutura é igual a 0,245 m/s², ($a_{m\acute{a}x} = 0,245$ m/s²). Desta maneira, o modelo

estrutural I (ME-I) atende ao critério de conforto humano para edifícios de escritórios, apenas na fase permanente da resposta do sistema e o modelo estrutural II (ME-II) somente atende a este critério de projeto, com base no emprego de atenuadores de vibração.

No que diz respeito ao critério clássico de percepção humana proposto por Bachmann (1995), as acelerações do modelo estrutural I (ME-I) na fase transiente da resposta são classificadas como sendo do tipo “*muito incômodas*”. Na fase permanente, as vibrações induzidas pelo vento sobre este edifício (ME-I) são classificadas como sendo “*perceptíveis*”. Ainda segundo o critério proposto por Bachmann (1995), as acelerações do edifício misto (aço-concreto) (ME-II) sem o uso do sistema de controle de vibrações são classificadas como “*muito incômodas*” na fase transiente e na fase permanente como sendo “*incômodas*”. Todavia, com base na inclusão dos atenuadores (sistema de controle de vibrações), as vibrações deste modelo estrutural (ME-II) passam a ser classificadas como sendo do tipo “*incômodas*” na fase transiente e como “*perceptíveis*” na fase permanente da resposta do sistema, demonstrando a eficiência do sistema de controle de vibrações empregado neste trabalho de pesquisa.

9.2.3.3 Acelerações RMS dos modelos estruturais

Com referência aos valores das acelerações máximas médias em valores RMS, obtidas no 41º pavimento do edifício em concreto armado (ME-I), estes foram da ordem de 0,10 m/s² (fase transiente) e 0,04 m/s² (fase permanente: *steady state response*) quando considerado o espectro de Kaimal na análise. Em seguida, estes valores são da ordem de 0,12 m/s² (fase transiente) e 0,06 m/s² (fase permanente: *steady state response*) quando adotado o espectro de potência de Davenport. Por último, quando o espectro Davenport que considera a cota da estrutura foi utilizado, estes valores modificam para 0,11 m/s² (fase transiente) e 0,06 m/s² (fase permanente: *steady state response*).

Na sequência da investigação, em relação aos resultados referentes à resposta estrutural dinâmica não controlada do edifício misto (aço-concreto) (ME-II), cabe destacar que os valores das acelerações máximas médias em RMS obtidas foram: a) Espectro de potência de Kaimal: 0,14 m/s² (fase transiente) e 0,09 m/s² (fase permanente: *steady state response*); b) Espectro de potência de Davenport:

0,16 m/s² (fase transiente) e 0,12 m/s² (fase permanente: *steady state* response); c) Espectro de potência de Davenport com cotas: 0,18 m/s² (fase transiente) e 0,15 m/s² (fase permanente: *steady state* response).

Com base nas respostas dinâmicas do modelo estrutural e considerando-se a ação do sistema de controle de vibração ($C = 40\% C_{cr}$), as acelerações máximas médias do edifício misto (aço-concreto) foram reduzidas, respectivamente, para: a) Espectro de potência de Kaimal: 0,06 m/s² (fase transiente) e 0,02 m/s² (fase permanente: *steady state* response); b) Espectro de potência de Davenport: 0,06 m/s² (fase transiente) e 0,03 m/s² (fase permanente *steady state* response); c) Espectro de potência de Davenport com cotas: 0,07 m/s² (fase transiente) e 0,03 m/s² (fase permanente: *steady state* response). Observa-se, nitidamente, que a atuação do sistema de controle passivo possibilitou uma redução da ordem de 77% das acelerações máximas médias do edifício misto (ME-II).

Considerando-se a norma ISO 6897 (1984), a aceleração máxima limite de projeto em valor RMS é de 0,049 m/s² ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,049$ m/s²); e, deste modo, o modelo estrutural I (ME-I) atende ao critério de conforto humano dos usuários, na fase permanente da resposta, somente para as acelerações associadas ao espectro de Kaimal. Para os espectros de Davenport, a edificação em concreto armado (ME-I) não atende ao critério de conforto humano em nenhuma situação. Com respeito à recomendação proposta por Kareem (1988), a aceleração máxima em valor RMS permitida para que se possa garantir o conforto humano é igual a 0,098 m/s² ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,098$ m/s²); e, portanto, as acelerações máximas médias em RMS obtidas nas análises dinâmicas do edifício em concreto armado (ME-I) atendem a este valor para a fase permanente da resposta estrutural dinâmica, considerando-se os três espectros de potência de vento.

Em relação ao modelo estrutural II (ME-II), considerando-se a norma ISO 6897 (1984), a aceleração máxima limite de projeto em valor RMS é igual a 0,058 m/s² ($a_{m\acute{a}x,RMS} = 0,058$ m/s²); e, assim sendo, o modelo estrutural II (ME-II) atende a questão do conforto humano dos usuários, somente na fase permanente da resposta, para os três espectros de potência utilizados na análise, com base no uso de taxas de amortecimento iguais ou superiores a 20% ($C = 20\% C_{cr}$). De outra forma, no caso do emprego do espectro de potência de Kaimal, o critério de projeto é atendido com taxas de amortecimento a partir de 10% ($C = 10\% C_{cr}$). Em relação à fase transiente da resposta, nenhuma das acelerações atende a este critério, mesmo

com o controle de vibrações do edifício misto (ME-II). Por outro lado, com respeito à recomendação proposta por Kareem (1988), o valor da aceleração máxima RMS permitida para que se possa garantir o conforto humano ($a_{\text{máx,RMS}} = 0,098 \text{ m/s}^2$) é inferior aos valores das acelerações máximas médias RMS obtidas na análise dinâmica do edifício misto (ME-II), com atendimento do critério de conforto humano para a fase permanente da resposta dinâmica controlada, considerando-se os três espectros de potência de vento. Para a fase transiente, este critério de projeto é atendido para acelerações obtidas apenas com base no uso do espectro de Kaimal com taxas de amortecimento iguais ou superiores a 10% ($C = 10\% C_{cr}$). Para os demais espectros de potência, o conforto humano somente é atendido para taxas de amortecimento iguais ou superiores a 20% ($C = 20\% C_{cr}$).

9.2.4 Avaliação crítica dos espectros de potência do vento

Com base nas análises numéricas realizadas ao longo deste trabalho de pesquisa, pode-se verificar que a resposta estrutural dinâmica dos edifícios investigados [ME-I: concreto armado e ME-II: misto (aço-concreto)], quando submetidos à ação não determinística do vento, mediante o uso de espectros de potência distintos, em termos quantitativos (valores de deslocamentos e acelerações), basicamente, apresentou valores diferentes, mas da mesma ordem de grandeza. Avaliando-se os resultados obtidos ao longo das análises, na opinião do autor, a consideração dos espectros de potência de Davenport são mais conservadoras e podem vir a ser antieconômicos, no que se refere ao projeto estrutural. Deste modo, sugere-se a adoção do espectro de potência de Kaimal, como sendo uma alternativa econômica para o projeto estrutural de edifícios submetidos à ação de cargas de vento.

9.2.5 Utilização de estratégias para o controle da resposta estrutural dinâmica

O sistema controle de vibrações desenvolvido neste trabalho de pesquisa, com base no emprego de atenuadores passivos, apresentou resultados bastante

satisfatórios, no que tange à fase permanente da resposta do sistema (*steady state response*), no que se refere à redução das acelerações horizontais do edifício misto (aço-concreto) (ME-II), induzidas pela ação de cargas não determinísticas de vento. Ao longo das análises numéricas foram verificadas reduções na faixa de 40% a 70% em relação à resposta estrutural dinâmica não controlada do edifício, possibilitando o atendimento às recomendações de projeto quanto ao conforto humano. Entretanto, cabe destacar que houve uma pequena diminuição nos valores dos deslocamentos translacionais horizontais do modelo estrutural, não suficiente para atender ao critério de projeto em relação aos deslocamentos horizontais máximos.

De forma geral, todos os critérios de conforto humano abordados nesta investigação são atendidos para valores de taxas de amortecimento dos atenuadores iguais ou superiores a 30% do amortecimento crítico ($C \geq 30\% C_{cr}$), no que diz respeito à fase permanente da resposta estrutural dinâmica do edifício, com exceção feita às acelerações obtidas quando do emprego do espectro de potência de Kaimal, as quais apresentam valores inferiores ao limite da norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 2013) para taxas de amortecimento dos atenuadores iguais ou superiores a 20% ($C \geq 20\% C_{cr}$).

9.2.6 Critérios para análise de conforto humano: acelerações de pico e RMS

Na literatura técnica disponível sobre o assunto, no que diz respeito à avaliação do conforto humano sobre edifícios altos e esbeltos, atualmente, existem inúmeras recomendações, guias práticos e normas de projeto, produzidas por diferentes autores e com base em formulações distintas, com dependência ou não dos valores das frequências naturais de vibração do sistema estrutural.

Cabe ressaltar que estes critérios de projeto estão muito distantes da uniformidade e alguns destes são de utilização mais complexa e elaborada para serem empregados na prática corrente de projeto. Outro ponto central, atual, e extremamente relevante nesta discussão, diz respeito ao fato de que os níveis de conforto humano de uma edificação podem ser avaliados mediante o uso dos valores das acelerações de pico ou mesmo com base na consideração dos valores das acelerações RMS.

Por outro lado, outras investigações (Boggs, 1995) apontam para o fato de que a avaliação do conforto humano sobre edifícios altos pode vir a ser não realista quando os valores das acelerações de pico são considerados na análise estrutural; e, em bases intuitivas, acredita-se que considerando períodos de observação na faixa de 20 a 60 minutos, os valores das acelerações RMS refletem as sensações humanas com mais realidade quando comparados com os valores isolados de pico.

Em contrapartida, tal observação precisa de um número muito maior de testes experimentais sobre edifícios reais, de maneira a ser efetivamente comprovada. Fato é que a questão do conforto humano em edifícios trata-se de uma questão bastante complexa e ainda existe uma discussão intensa e atual na comunidade científica que investiga o tema, no que tange a adoção sistemática de um índice único e efetivo para a escolha os valores das acelerações: pico ou RMS.

Finalmente, no entendimento do autor, na falta de evidências de cunho experimental, e, ainda, com base nas centenas de análises numéricas realizadas ao longo desta tese de doutorado, recomenda-se, como solução intermediária, o emprego dos valores das acelerações máximas médias (acelerações de pico), na fase permanente da resposta estrutural dinâmica, mediante tratamento estatístico adequado, de maneira a proceder à avaliação do conforto humano de edifícios altos.

9.3 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando-se a atualidade e complexidade do tema de pesquisa em estudo, o autor apresenta as seguintes sugestões para a continuação do desenvolvimento da pesquisa:

- a) Realização de testes experimentais sobre modelos estruturais de edifícios reais, quando submetidos à ação do vento, de maneira a obter dados para uma melhor avaliação dos critérios de conforto humano, a partir da escolha dos valores das acelerações de pico ou RMS.
- b) Consideração de outros espectros de potência para a modelagem das cargas dinâmicas não determinísticas representativas da ação do vento.

- c) Estudo de outras estratégias para o controle das vibrações estruturais, mediante o emprego de sistemas de controle passivos, ativos, semiativos e híbridos.
- d) Desenvolvimento de modelos mais realistas para a consideração do efeito da interação solo-estrutura, com base na utilização de um número maior de parâmetros.

REFERÊNCIAS

ALGA S.P.A., http://www.alga.it/uploads/473_catalogo_FD_rev4.pdf. Acesso em 20 de junho de 2016.

ANSYS, Inc. Theory Reference (version 12.1), 2009.

ASEKA, E. H. Projeto, construção e determinação de propriedades de amortecedor. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Mecânica. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BACHMANN, H., Vibration problems in structures: practical guidelines. Birkhäuser. Berlim, 1995.

BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S., SOEIRO, F. J. C. P., GOULART, E. S., LIMA, L. R. O. Análise dinâmica de edifícios em aço e mistos submetidos à ação do vento. XXXII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-16, 2011.

BARBOZA, R. R., Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação do vento. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

BARBOZA, R. R., SILVA, I. A. R., SILVA, J. G. S., SOEIRO, F. J. C. P., LIMA, L. R. Análise dinâmica não linear de edifícios mistos (aço-concreto). 10th World Congress in Computational Mechanics, pp. 1-20, São Paulo, 2012.

BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S., CAMPISTA, F. F., DUARTE, I. F. B. Análise de elementos finitos para estudo do comportamento estrutural de edifícios de concreto armado. Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto (CBC), pp. 1-18, Maceió, 2012.

BARBOZA, R. R., SILVA FILHO, G., SILVA, J. G. S., ANDRADE, S. A. L. Estudo do comportamento estrutural de edifícios mistos submetidos à ação não determinística do vento. IX Congresso de Construção Metálica e Mista e I Congresso Luso-Brasileiro de Construção Metálica Sustentável, pp. 1-10, Matosinhos, Portugal, 2013.

BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S. Análise de conforto humano em edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento. XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-18, 2015.

BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S. Análise Dinâmica Não Determinística e Avaliação de Conforto Humano sobre Edifícios Mistos (Aço-Concreto) Submetidos à Ação de Cargas de Vento. XXXVII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-19, 2016.

BLESSMANN, J. O vento na engenharia estrutural. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2ª Edição, Porto Alegre, 2013.

BOGGS, D. W., Acceleration indexes for human comfort in tall buildings - peak or RMS? Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1995.

BORGES, A. C. L., Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura. Tese de Doutorado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2009.

BURTON, M. D., KWOK, K. C. S., ABDELRAZAQ, A. Wind-induced motion of tall buildings: designing for occupant comfort. *International Journal of High-Rise Buildings*, v. 4, n. 1, pp. 1-8, 2015.

CARRIL JUNIOR, C. F. Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

CHOPRA, A. K. *Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 3rd ed., Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007.

CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; *Dynamics of Structures*; McGraw-Hill, 634p, 1993.

CONSTANTINO, M. C., SYMANS, M. D. Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers. Technical report. State University of New York, 1992.

COUNTERQUAKE CORPORATION, <http://www.counterquake.com/SFCC.html>, acesso em 20 de junho de 2016.

DALLARD, P., FITZPATRICK, A. J., FLINT, A., BOURVA, S., LOW, A., SMITH, R. M. R., WILLFORD, M. The London Millennium Footbridge. *The Structural Engineer*, v.79, n.22, pp.1-17, 2001.

DONG, Z. H., YUAN, J. Y. Vibration control device and its performance under wind load in high-rise buildings, *Applied Mechanics and Materials*, v. 166-169, pp. 1358-1361, 2012.

DUFLOT, P., TAYLOR, D. P. Fluid viscous dampers: an effective way to suppress pedestrian-induced motions in footbridges. *Footbridge 2008, Third International Conference*, Porto, 2008.

ELIAS, S., MATSAGAR, V. Distributed multiple tuned mass dampers for wind vibration response control of high-rise building. *Journal of Engineering*, v. 2014, pp. 1-11, 2014.

FARGHALY, A. A., AHMED, H. H. Contribution of soil-structure interaction to seismic response of buildings. *Journal of Civil Engineering*, v. 17, n. 6, pp. 959-971, 2013.

FERRARETO, A. J., MAZZILLI, E. N. C., FRANÇA, L. S. R. Wind-induced motion on tall buildings: a comfort criteria overview. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 142, pp. 26-42, 2015.

FRANCO, M. Direct along-wind dynamic analysis of tall structures. *Boletim Técnico*, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

FRANCO, M., MEDEIROS, S. R. P. O método do “vento sintético” - Novas considerações. *Revista TQS News*. n 33, pp. 38-46, 2011.

FU, J. Y., LI, Q. S., WU, J. R., XIAO, Y. Q., SONG, L. L. Field measurements of boundary layer wind characteristics and wind-induced responses of super-tall buildings. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 96, n. 8-9, pp. 1332-1358, 2008.

FU, J. Y., WU, J. R., XU, A., LI, Q. S., XIAO, Y. Q. Full-scale measurements of wind effects on Guangzhou West Tower. *Engineering Structures*, v. 35, pp. 120-139, 2012.

GRIFFIS, L. G. Serviceability limit states under wind load. *Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, v. 30, n. 1, pp. 1-16, 1993.

GU, M., QUAN, Y. Across-wind loads of typical tall buildings. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 92, n. 13, pp. 1147-1165, 2004.

HEO, G., JOONRYONG, J. Semi-active vibration control in cable-stayed bridges under the condition of random wind load. *Smart Materials and Structures*, v. 23, n. 7, pp. 1-19, 2014.

HOLMES, J. D. Along- and cross-wind response of a generic tall building: Comparison of wind-tunnel data with codes and standards. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 132, pp. 136-141, 2014.

HUANG, M. F., CHAN, C. M., KWOK, K., HITCHCOCK, P. Cross correlations of modal responses of tall buildings in wind-Induced lateral-torsional motion. *Engineering Mechanics*, v. 135, n. 8, pp. 802-812, 2009.

HUANG, M. F., CHAN, C. M., KWOK, K. C. S. Occupant comfort evaluation and wind-induced serviceability design optimization of tall buildings. *Wind and Structures*, v. 14, n. 6, pp. 559-582, 2011.

HUSSAIN, S. M., BENSCHOTEN, P., NERURKAR, A., SATARI, M., GUTTERNA, T., LIN, S. Viscous fluid damper retrofit of pre-northridge steel moment frame structures. *American Society of Civil Engineers*, 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 6897: Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0,063 to 1 Hz), Suíça, 1984.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations, Suíça, 2007.

KANG, J., KIM, H. S., LEE, D. G. Mitigation of wind response of a tall building using semi-active tuned mass dampers. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, v. 20, n. 5, pp. 552-565, 2011.

KAREEM, A. Wind-induced response of buildings: A serviceability viewpoint, *Proceedings of National Engineering Conference*, American Institute of Steel Construction, Miami, 1988.

KAREEM, A., KIJEWski, T., TAMURA, Y. Mitigation of motions of tall buildings with specific examples of recent applications. *Wind and Structures*, v. 2, n. 3, p. 201-251, 1999.

KIM, H. S., CHANG, C., KANG, J. W. Control performance evaluation of semi-active TMD subjected to various types of loads. *International Journal of Steel Structures*, v. 15, n. 3, pp 581-594, 2015.

KIM, H. S., KANG, J. W. Semi-active fuzzy control of a wind-excited tall building using multi-objective genetic algorithm. *Engineering Structures*, v. 41, pp. 242-257, 2012.

KNAPPETT, J. A., MADDEN, P. CAUCIS, K. Seismic structure–soil–structure interaction between pairs of adjacent building structures. *Géotechnique*, v. 65, n. 5, pp. 429-441, 2015.

KORKMAZ, S. A review of active structural control: challenges for engineering informatics. *Computers and Structures*, v. 89, pp. 2113-2132, 2011.

KOSS, H. H. On differences and similarities of applied wind comfort criteria. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 94, n. 11, pp. 781-797, 2006.

KWOK, K. C. S., HITCHCOCK, P. A., BURTON, M. D. Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 97, pp. 68-380, 2009.

KWOK, K. C. S., SAMALI, B. Performance of tuned mass dampers under wind loads. *Engineering Structures*. v. 17, n. 9, pp. 655-667, 1995.

KWON, D. K., KAREEM, A. Comparative study of major international wind codes and standards for wind effects on tall buildings. *Engineering Structures*, v. 51, p. 23-35, 2013.

LAMB, S., KWOK, K. C. S., WALTON, D. Occupant comfort in wind-excited tall buildings: Motion sickness, compensatory behaviours and complaint. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 119, pp. 1-12, 2013.

LAZANHA, E.C. Análise dinâmica elastoplástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória do vento. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2003.

LI, M., LU, X., LU, X., YE, L. Influence of soil–structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 6, n. 5, pp. 477-485, 2014.

LI, Q. S., ZHI, L. H., TUAN, A. Y., KAO, C. S., SU, S. C., WU, C. F. Dynamic behavior of Taipei 101 tower: field measurement and numerical analysis. *Structural Engineering*, v. 137, n. 1, pp. 143-155, 2011

LIN, N., LETCHFORD, C., TAMURA, Y., LIANG, B. Characteristics of wind forces acting on tall building. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 93, n. 3, pp. 217-242, 2005.

LOU, M., WANG, H., CHEN, X., ZHAI, Y. Structure–soil–structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 31, n. 12, pp. 1724-1731, 2011.

LU, Y., HAJIRASOULIHA, I., MARSHALL, A. M. Performance-based seismic design of flexible-base multi-storey buildings considering soil–structure interaction. *Engineering Structures*, v. 108, pp. 90-103, 2016.

MATHWORKS, Inc., MATLAB Compiler (versão R2013a), 2013.

MENDIS, P., NGO, T., HARITOS, N., HIRA, A., SAMALI, B., CHEUNG, J. Wind loading on tall buildings. *Electronic Journal of Structural Engineering, Loading on Structures*, 2007.

MENDONÇA, F. R. S., Avaliação do efeito da interação solo-estrutura sobre o comportamento estrutural de edificações em aço e mistas (aço-concreto).). Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

MIGUEL, L. F. F., Estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido à ação dinâmica do vento. Dissertação de Mestrado– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2003.

MIYAMOTO, H., GILANI, A. Response of Structures with Viscous Dampers Subjected to Large Earthquakes. Structures Congress, pp. 2118-2127, 2013.

MIYAMOTO, H. K., GILANI, A. S. J., WADA, A. Viscous damper limit states and collapse analysis of steel frame buildings with dampers. Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, 2010.

MONTEIRO, M. F. S. Energy dissipation systems for buildings. Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2011.

MOTA, M. M. C. Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados em campo. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

MORAIS, V. C., Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2014.

MORAIS, V. C., BARBOZA, R. R., SANTOS, J. G. S. Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento. XXXV Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-17, 2014.

MORAIS, V. C., BARBOZA, R. R., SANTOS, J. G. S. Vibration analysis of steel-concrete composite multi-storey buildings. International Conference on Engineering Vibration, pp. 1-11, Ljubljana, Slovenia, 2015.

MORETTIN, L. G. Estatística básica: probabilidade e inferência. 1ª edição. Pearson Education, São Paulo, 2010.

MURRAY, T. M., ALLEN, D. E., UNGAR, E. E. Design to prevent floor vibrations. Steel Design Guide Series, American Institute of Steel Construction, vol. 12, 2003.

OBATA, S. H. Vento sintético e a simulação de Monte Carlo - uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. *Exacta*, 7 (1): 77-85, São Paulo, 2009.

PATILA, V. B., JANGID, R. S. Optimum multiple tuned mass dampers for the wind excited benchmark building. *Journal of Civil Engineering and Management*, v. 17, n. 4, pp. 540-557, 2011.

PENG, Y. B., GHANEM, R. Generalized optimal control policy for stochastic optimal control of structures. *Structural Control and Health Monitoring*, v. 20, n. 2, pp. 1545-2263, 2013.

RIOS, M. P. Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos submetidos a cargas de vento. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Estruturas. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

RABELO, L. J. G. Proposta de um sistema de controle de vibrações do Estádio Nacional. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2016

SAMALI, B., KWOK, K., WOOD, G., YANG, J. Wind tunnel tests for wind-excited benchmark building. *Engineering Mechanics*, v. 130, pp. 447-450, 2004.

SAMALI, B., MAYOL, E., KWOK, K., MACK, A., HITCHCOCK, P. Vibration control of the wind-excited 76-story benchmark building by liquid column vibration absorbers. *Engineering Mechanics*, v. 130, n. 4, pp. 478-485, 2004.

SANTOS, E. F. Atenuadores viscoelásticos para redução de oscilações aerolásticas de edifícios altos. Tese de Doutorado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

SARKISIAN, M. LEE, P., HU, L. Enhanced seismic design of the new San Bernardino Justice Center. *Structure Magazine*, 2015.

SHINOZUKA, M., JAM, C. M. Digital simulation of random process and its applications. *Journal of Sound and Vibration*, v. 25, n. 1, pp. 111-118, 1972.

SILVA, J. G. S., BARBOZA, R. R. Structural dynamic analysis of a steel-concrete composite building under nondeterministic wind loadings. *The Sixth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC)*, pp. 1-6, 2016.

SILVA FILHO, G. Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

SILVA FILHO, G., BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S., ANDRADE, S. A. L. Nondeterministic dynamics analysis of steel-concrete composite multi-storey buildings. *XXXIV Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)*, pp. 1-17, Pirenópolis, 2013.

SMITH, M. A., CARACOGLIA, L. A Monte Carlo based method for the dynamic “fragility analysis” of tall buildings under turbulent wind loading. *Engineering Structures*, v. 33, n. 2, pp. 410-420, 2011.

SOUZA, R. A. Controle passivo/ativo das oscilações de estruturas esbeltas por meio de dispositivos fluidodinâmicos. Tese de Doutorado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

SOUZA, R. A., BATTISTA, R. C., CARVALHO, E. M. L. Controlador fluidodinâmico híbrido para a atenuação de oscilações induzidas pelo vento em edifícios altos e esbeltos. XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, Rio de Janeiro, 2012.

SOONG, T. T, DARGUSH, G. F. Passive Energy Dissipation and Active Control. Structural Engineering Handbook, Ed. Chen Wai-Fah, Boca Raton, 1999.

TAMURA, Y. KAWANA, S., NAKAMURA, O., KANDA, J., NAKATA, S. Evaluation perception of wind-induced vibration in buildings. Structures and Buildings, v. 159, n. 5, pp. 283-293, 2006.

TANAKA, H., TAMURA, Y., OHTAKE, K., NAKAI, M., KIM, Y. C. Experimental investigation of aerodynamic forces and wind pressures acting on tall buildings with various unconventional configurations. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 107-108, pp. 179-191, 2012.

TAYLOR, D. P. Mega brace seismic dampers for the Torre Mayor project at Mexico City. Technical report, Taylor Devices, Inc., New York, 2003.

TAYLOR, D. P., DUFLOT, P. Fluid viscous dampers used for seismic energy dissipation in structures. Technical report, Taylor Devices, Inc., New York, 2005.

TAYLOR, D. P. Smart buildings and viscous dampers - a design engineer's perspective. Structural Design of Tall and Special Buildings, v.19, n.4, pp. 369-72, 2010.

TAYLOR DEVICES, Inc. <http://www.seismicdamper.com/>, acesso em 20 de junho de 2016.

TAYLOR DEVICES, Inc. History, design and applications of fluid dampers in structural engineering. Publicação online, <http://taylordevices.com/papers/history/design.htm>, acesso em 20 de junho de 2016.

TAYLOR DEVICES INDIA, Inc. [http://www.taylordevicesindia.com/ProjectList/ Fluid-Viscous-Dampers/2](http://www.taylordevicesindia.com/ProjectList/Fluid-Viscous-Dampers/2), acesso em 20 de junho de 2016.

TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Géotechnique*, London, v. 4, n. 4, pp. 297-326, 1955.

THENOZHI, S., YU, W. Advances in modeling and vibration control of building structures. *Annual Reviews in Control*, v. 37, n. 2, pp. 346-364, 2013.

THEPMONGKOM, S., WOOD, G. S. KWOK, K. C. S. Interference effects on wind-induced coupled motion of a tall building. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 90, n. 12-15, pp. 1807-1815, 2002.

VARADARAJAN, N., NAGARAJIAH, S. Wind response control of building with variable stiffness tuned mass damper using empirical mode Decomposition/Hilbert Transform. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 130, pp. 451-458, 2004.

WANG, H., LOU, M., CHEN, X., ZHAI, Y. M. Structure–soil–structure interaction between underground structure and ground structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 54, pp. 31-38, 2013.

WANG, J. Y., NI, Y. Q., KO, J. M., SPENCER JR, B. F. Magneto-rheological tuned liquid column dampers (MR-TLCDs) for vibration mitigation of tall buildings: modelling and analysis of open-loop control. *Computers and Structures*, v. 83, n. 25-26, pp. 2023-2034, 2005.

WIKIPEDIA, https://en.wikipedia.org/wiki/Torre_Mayor, acesso em 20 de junho de 2016.

WILLEMSEN, E., WISSE, J. A. Design for wind comfort in The Netherlands: Procedures, criteria and open research issues. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 95, n. 9-11, pp. 1541-1550, 2007.

YONGQI, C., LIANGZHE, M. TIEZHU, C., SCHNEIDER, R., WINTERS, C. Shock control of bridges in China using Taylor Devices fluid viscous devices. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Pequim, 2008.

ZHANG, P., REN, L., LI, H., JIA, Z., JIANG, T. Control of wind-induced vibration of transmission tower-line system by using a spring pendulum. *Mathematical Problems in Engineering*, v. 2015, pp. 1-10, 2015.

ZEMP, R., LLERA, J. C., ALMAZÁN, J. Tall building vibration control using a TM-MR damper assembly. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 40, n. 3, pp. 1096-9845, 2011.

ZHOU, Y., KIJEWski, T., KAREEM, A. Along-wind load effects on tall buildings: comparative study of major international codes and standards. *Structural Engineering*, v. 128, n. 6, 2002.

ZHOU, Y., LU, X., WENG, D., ZHANG, R. A practical design method for reinforced concrete structures with viscous dampers. *Engineering Structures*, v. 39, pp. 187-198, 2012.

ZOU, L., HUANG, K., WANG, L., BUTTERWORTH, J., MA, X. Vibration control of adjacent buildings considering pile-soil-structure interaction. *Journal of Vibration and Control*, v. 18, n. 5, pp.684-695, 2012.

APÊNDICE A - CÁLCULO DAS PROPRIEDADES ESTATÍSTICAS

a) Média estatística (\bar{x}):

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

Onde:

\bar{x} : média estatística;

x_n : representa cada um dos valores da amostra;

n : quantidade de pontos da amostra.

b) Média quadrática (x_q):

$$x_q = \sqrt{\frac{x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_n^2}{n}}$$

Onde:

x_q : representa a média quadrática;

x_n^2 : representa o quadrado de cada um dos valores da amostra;

n : quantidade de pontos da amostra.

c) Variância (σ^2):

$$\sigma^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \mu)^2$$

Onde:

σ^2 : corresponde à variância da amostra;

y : representa cada um dos valores da amostra;

μ : média da população;

N : quantidade de pontos da amostra.

d) Desvio padrão (s):

$$s = \sqrt{\frac{1}{(\sum_{i=1}^k f_i) - 1} \sum_{i=1}^k ((x_i - \bar{x})^2 \times f_i)}$$

Onde:

s : desvio padrão da amostra;

x_i : representa cada um dos valores da amostra;

\bar{x} : média da amostra;

k : quantidade total de pontos da amostra.

e) Valor quadrático médio (RMS):

$$x_{\text{rms}} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2} = \sqrt{\frac{x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_N^2}{N}}$$

Onde:

x_{rms} : valor quadrático médio da amostra;

x_n^2 : representa o quadrado de cada um dos valores da amostra;

N : quantidade de pontos da amostra.

APÊNDICE B - METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DOS EDIFÍCIOS

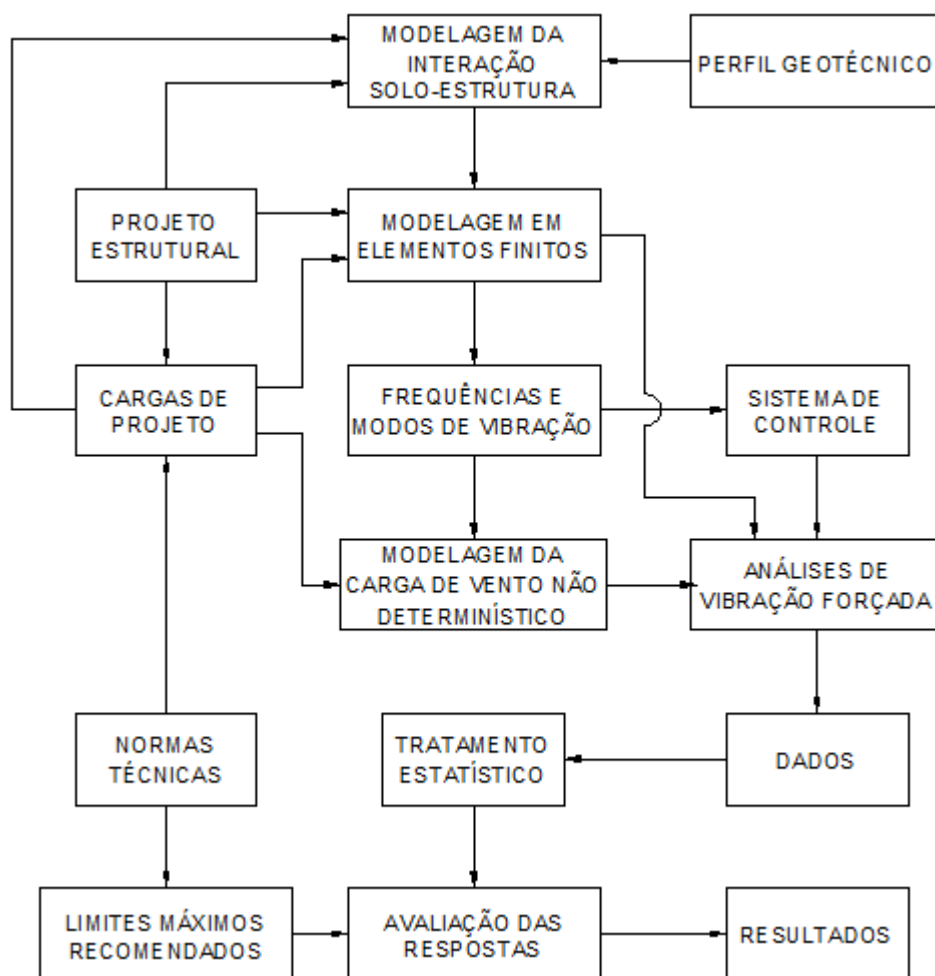


Figura B1 - Metodologia utilizada para avaliação do comportamento dinâmico dos edifícios investigados.

APÊNDICE C - ANÁLISES DINÂMICAS (MODELO ESTRUTURAL I)

A seguir, são apresentados os resultados da análise dinâmica do edifício em concreto armado, sem controle de vibrações, considerando-se o pilar P13.

Tabela C1 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P13 do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento I (MC-I)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,60	1,12	0,34	0,08
2	0,59	1,14	0,34	0,07
3	0,60	1,11	0,34	0,07
4	0,60	1,10	0,33	0,06
5	0,59	1,12	0,33	0,04
6	0,59	1,11	0,35	0,08
7	0,62	1,13	0,34	0,06
8	0,62	1,14	0,34	0,07
9	0,59	1,12	0,33	0,08
10	0,61	1,13	0,34	0,07
11	0,61	1,14	0,34	0,09
12	0,61	1,14	0,33	0,05
13	0,58	1,13	0,34	0,06
14	0,59	1,13	0,35	0,09
15	0,59	1,13	0,34	0,05
16	0,60	1,13	0,35	0,08
17	0,60	1,13	0,34	0,07
18	0,61	1,13	0,34	0,07
19	0,60	1,12	0,34	0,07
20	0,60	1,11	0,33	0,06
21	0,62	1,14	0,35	0,06
22	0,60	1,13	0,34	0,07
23	0,61	1,14	0,33	0,06
24	0,59	1,12	0,35	0,08
25	0,58	1,13	0,35	0,07
26	0,59	1,13	0,34	0,07
27	0,60	1,13	0,33	0,04
28	0,61	1,14	0,35	0,08
29	0,58	1,13	0,35	0,07
30	0,59	1,12	0,33	0,06
Média	0,60	1,13	0,34	0,07
Desvio padrão	0,01	0,01	0,01	0,01
R _{z95%}	0,62	1,14	0,35	0,09

Tabela C2 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P13 do modelo estrutural I (ME-I). Modelo de carregamento I (MC-I)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,31	0,10	0,31	0,03
2	0,31	0,10	0,31	0,03
3	0,31	0,09	0,31	0,03
4	0,31	0,09	0,31	0,02
5	0,31	0,09	0,31	0,01
6	0,31	0,10	0,31	0,03
7	0,31	0,10	0,31	0,02
8	0,31	0,09	0,31	0,03
9	0,31	0,10	0,31	0,03
10	0,31	0,10	0,31	0,02
11	0,31	0,10	0,31	0,03
12	0,31	0,09	0,31	0,01
13	0,31	0,09	0,31	0,03
14	0,31	0,10	0,31	0,04
15	0,31	0,09	0,31	0,02
16	0,31	0,10	0,31	0,03
17	0,31	0,09	0,31	0,02
18	0,31	0,10	0,31	0,03
19	0,31	0,09	0,31	0,02
20	0,31	0,09	0,31	0,02
21	0,31	0,10	0,31	0,02
22	0,31	0,09	0,31	0,03
23	0,31	0,09	0,31	0,02
24	0,31	0,10	0,31	0,04
25	0,31	0,09	0,31	0,03
26	0,31	0,09	0,31	0,03
27	0,31	0,09	0,31	0,01
28	0,31	0,10	0,31	0,02
29	0,31	0,10	0,31	0,03
30	0,31	0,09	0,31	0,02
Média	0,31	0,09	0,31	0,02
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
R _{Z95%}	0,31	0,10	0,31	0,04

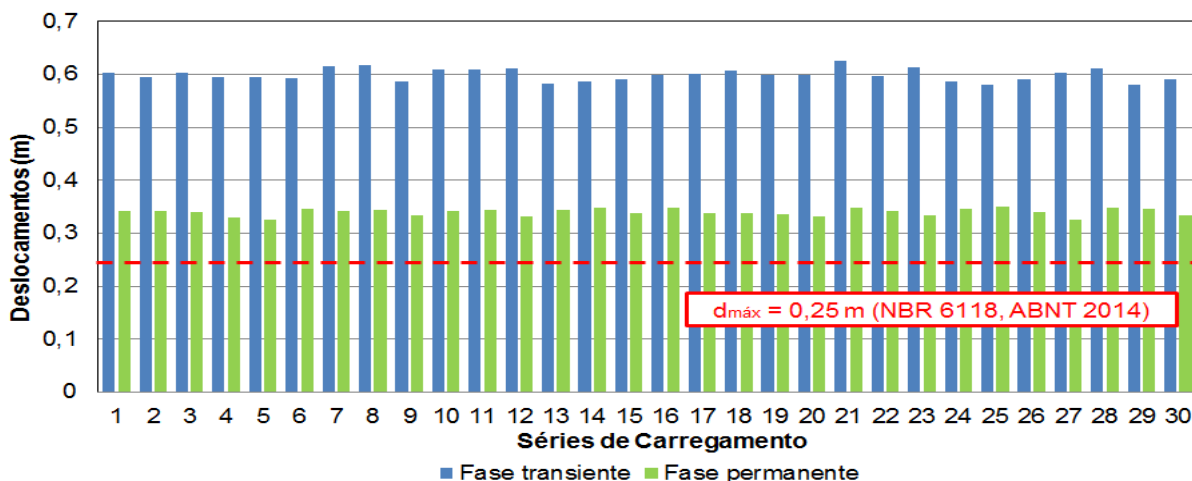


Figura C1 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 4875 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento I (MC-I).

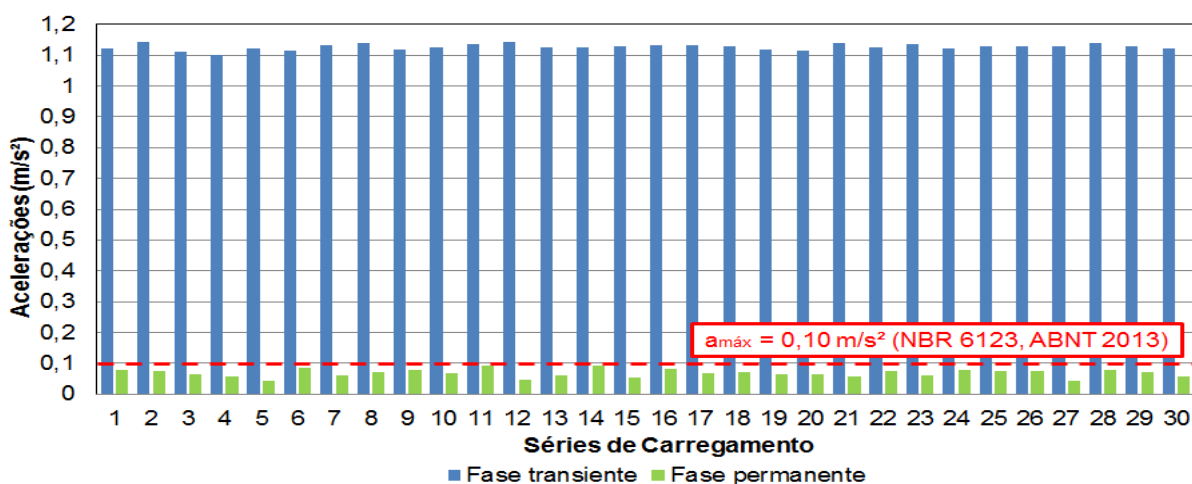


Figura C2 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 4865 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).

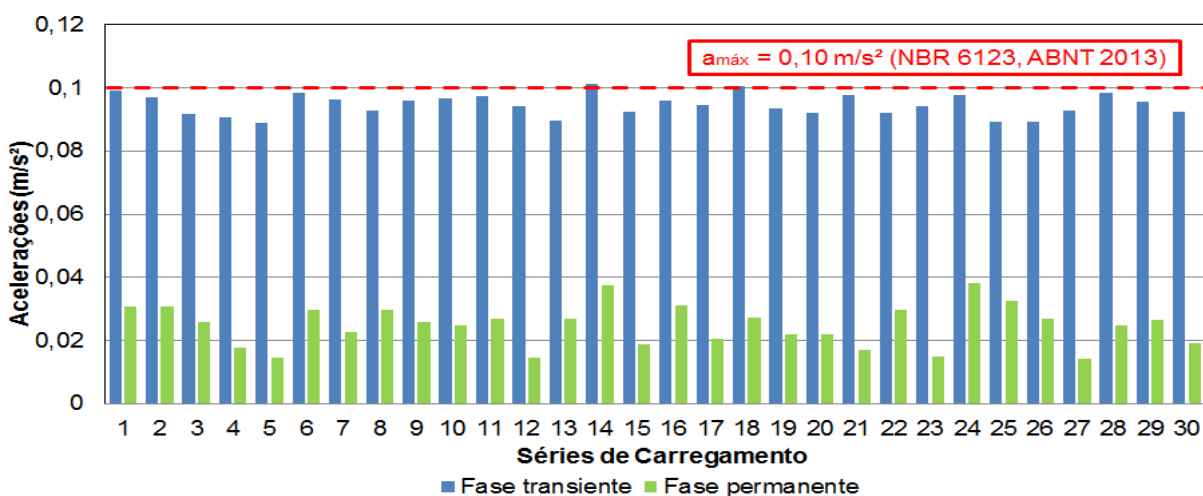


Figura C3 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 4865 do modelo estrutural I (ME-I) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento I (MC-I).

APÊNDICE D - ANÁLISES DINÂMICAS (MODELO ESTRUTURAL II)

A seguir, são apresentados os resultados da resposta dinâmica não controlada referente ao pilar P24 do edifício misto (aço-concreto).

Tabela D1 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,90	0,47	0,59	0,13
2	0,94	0,50	0,60	0,13
3	0,91	0,50	0,67	0,24
4	0,92	0,49	0,68	0,22
5	0,92	0,48	0,63	0,17
6	0,92	0,49	0,68	0,20
7	0,93	0,50	0,67	0,20
8	0,97	0,52	0,67	0,23
9	0,91	0,49	0,71	0,21
10	0,91	0,48	0,73	0,26
11	0,93	0,52	0,67	0,21
12	0,92	0,45	0,65	0,21
13	0,96	0,48	0,69	0,24
14	0,93	0,48	0,68	0,20
15	0,97	0,51	0,69	0,22
16	0,92	0,48	0,67	0,20
17	0,93	0,50	0,62	0,15
18	0,92	0,46	0,69	0,23
19	0,93	0,48	0,70	0,21
20	0,94	0,48	0,63	0,17
21	0,94	0,50	0,67	0,20
22	0,91	0,45	0,70	0,24
23	0,91	0,46	0,74	0,27
24	0,94	0,50	0,74	0,27
25	0,95	0,50	0,68	0,20
26	0,94	0,50	0,74	0,29
27	0,91	0,46	0,59	0,14
28	0,96	0,52	0,68	0,19
29	0,95	0,50	0,70	0,22
30	0,92	0,47	0,66	0,21
Média	0,93	0,49	0,67	0,21
Desvio padrão	0,02	0,02	0,04	0,04
R _{z95%}	0,96	0,52	0,74	0,27

Tabela D2 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,48	0,11	0,47	0,05
2	0,48	0,11	0,47	0,05
3	0,49	0,13	0,47	0,08
4	0,49	0,14	0,47	0,09
5	0,48	0,12	0,47	0,06
6	0,48	0,11	0,47	0,08
7	0,49	0,13	0,47	0,08
8	0,49	0,12	0,47	0,06
9	0,49	0,14	0,47	0,09
10	0,49	0,15	0,48	0,10
11	0,49	0,13	0,47	0,07
12	0,49	0,12	0,47	0,08
13	0,49	0,14	0,47	0,09
14	0,49	0,13	0,48	0,09
15	0,49	0,14	0,48	0,09
16	0,49	0,13	0,47	0,08
17	0,48	0,12	0,47	0,06
18	0,49	0,14	0,47	0,09
19	0,49	0,15	0,48	0,10
20	0,48	0,12	0,47	0,05
21	0,49	0,13	0,47	0,07
22	0,49	0,14	0,48	0,10
23	0,50	0,16	0,48	0,13
24	0,51	0,17	0,49	0,14
25	0,49	0,13	0,47	0,08
26	0,50	0,17	0,49	0,14
27	0,48	0,10	0,46	0,04
28	0,49	0,14	0,47	0,08
29	0,49	0,13	0,47	0,07
30	0,49	0,13	0,48	0,10
Média	0,49	0,13	0,47	0,08
Desvio padrão	0,01	0,02	0,01	0,02
R _{Z95%}	0,50	0,16	0,48	0,12

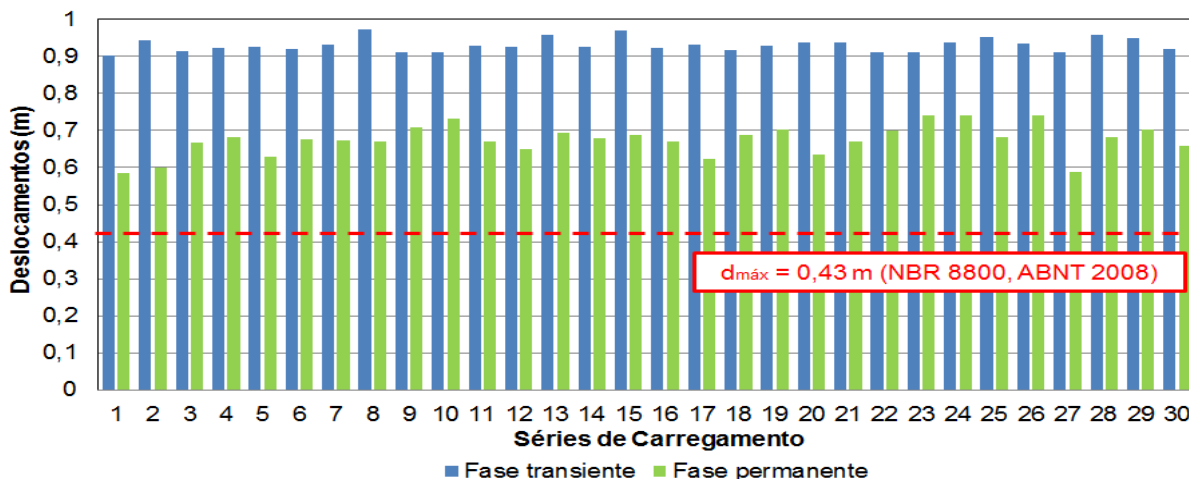


Figura D1 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8025 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II).

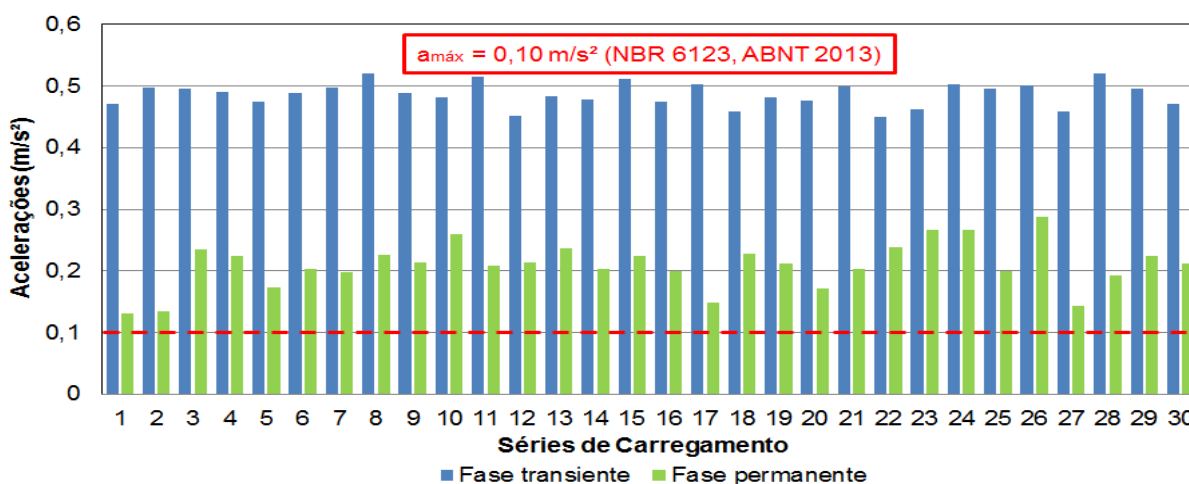


Figura D2 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).

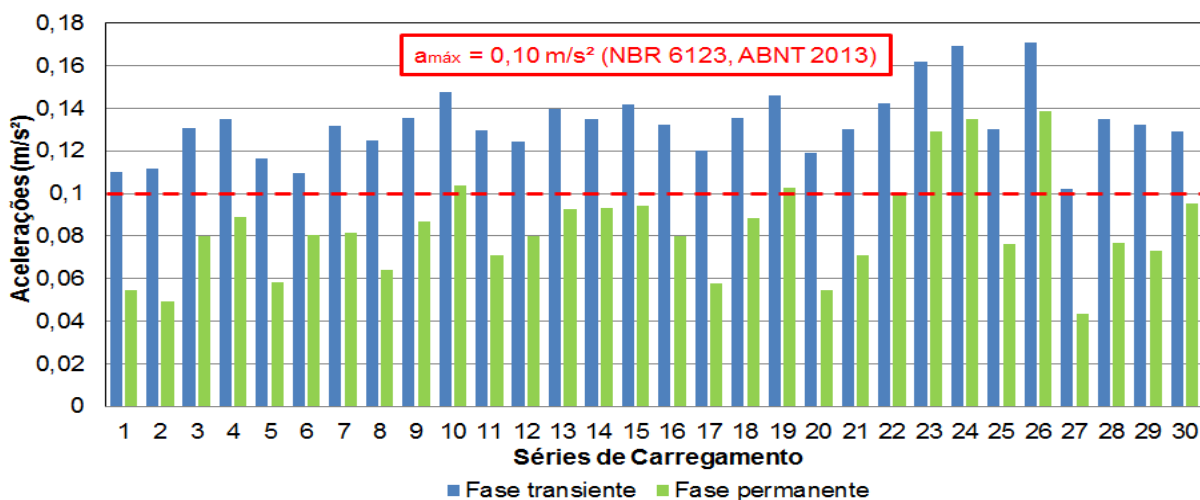


Figura D3 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II).

APÊNDICE E - ANÁLISES DINÂMICAS (MODELO ESTRUTURAL II)

A seguir, são apresentados os resultados da resposta dinâmica controlada referente ao pilar P24 do edifício misto (aço-concreto).

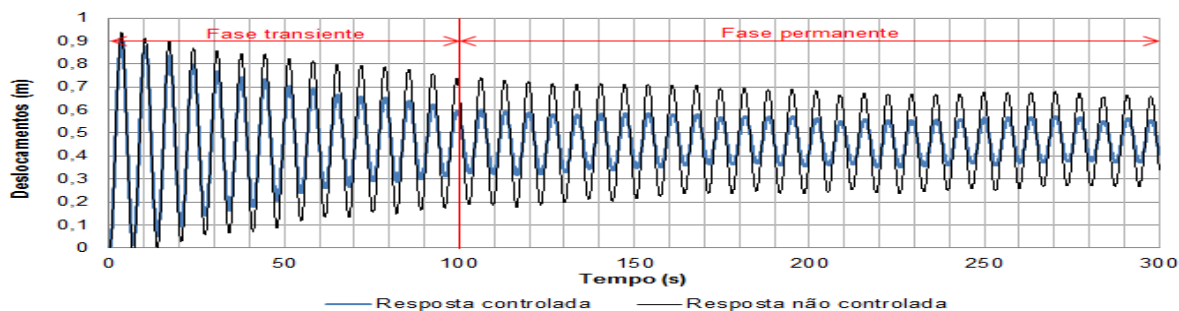


Figura E1 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 8ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

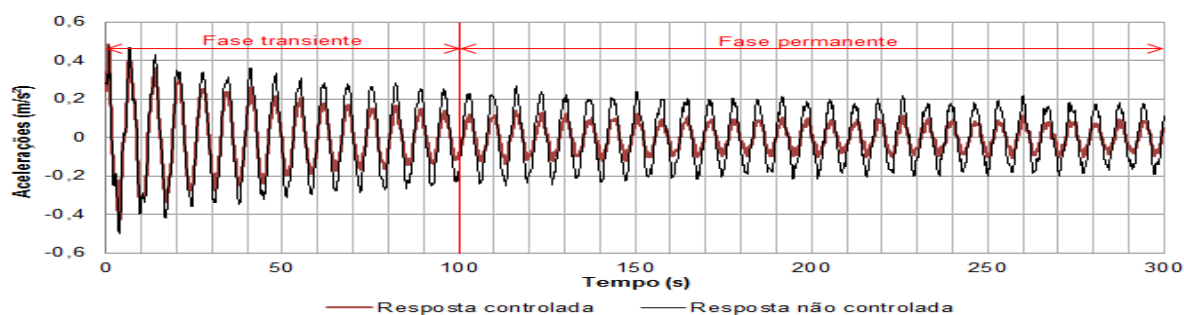


Figura E2 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 8ª série. $C = 10\% C_{cr}$.

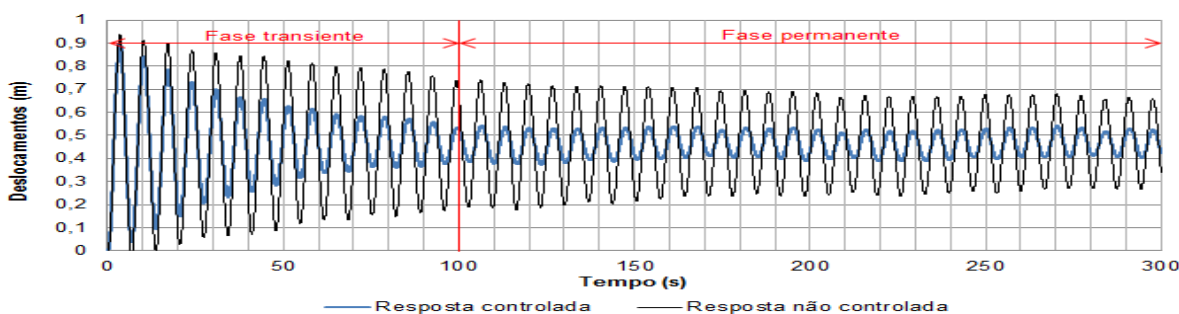


Figura E3 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 8ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

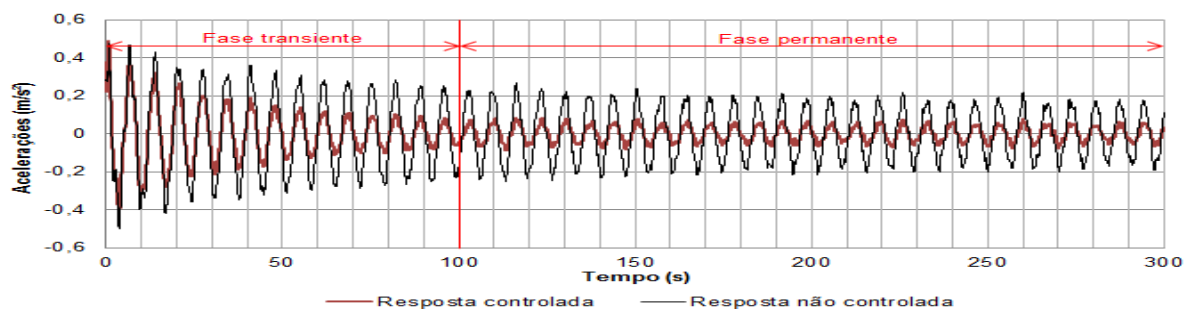


Figura E4 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 8ª série. $C = 20\% C_{cr}$.

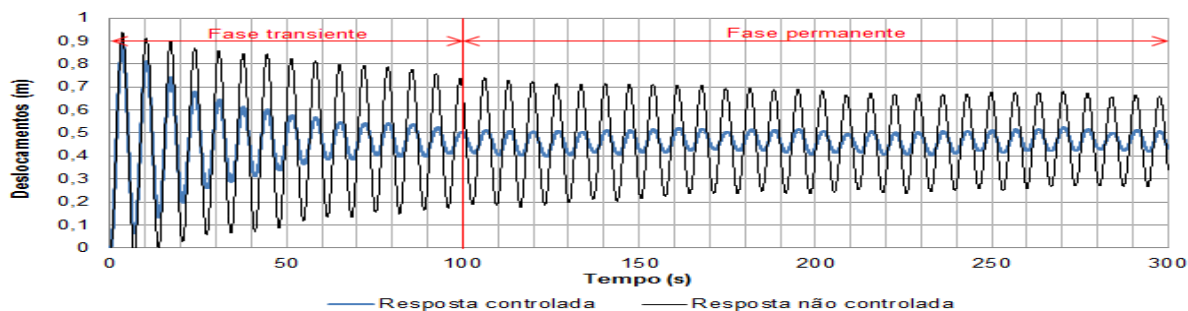


Figura E5 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 8ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

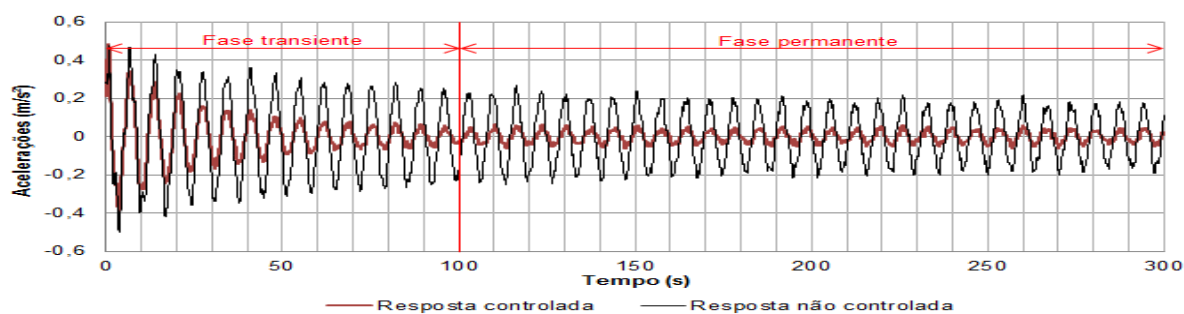


Figura E6 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 8ª série. $C = 30\% C_{cr}$.

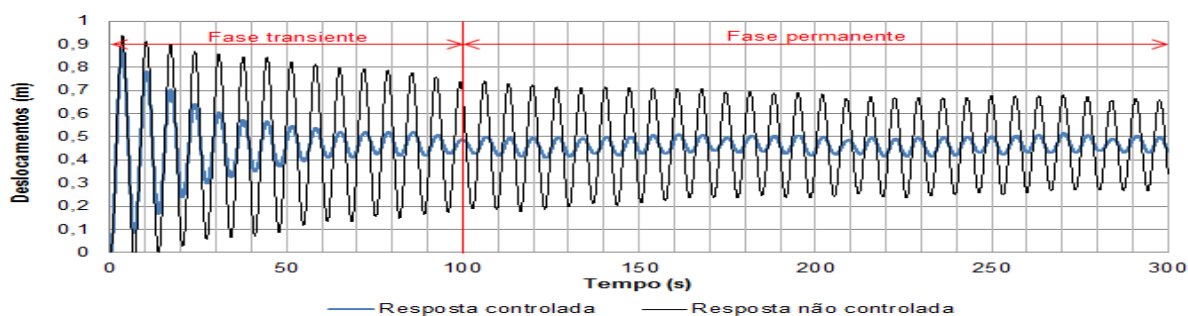


Figura E7 - Deslocamento horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 8025. Modelo de carregamento II (MC-II): 8ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

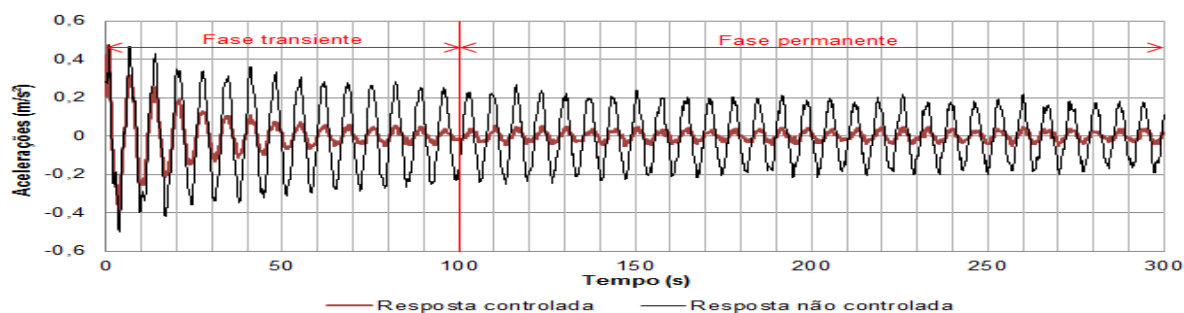


Figura E8 - Aceleração horizontal do modelo estrutural II (ME-II) referente ao nó 7993. Modelo de carregamento II (MC-II): 8ª série. $C = 40\% C_{cr}$.

Tabela E1 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,89	0,48	0,55	0,09
2	0,93	0,49	0,57	0,10
3	0,90	0,46	0,56	0,11
4	0,91	0,47	0,58	0,12
5	0,91	0,48	0,53	0,08
6	0,90	0,49	0,61	0,14
7	0,92	0,50	0,57	0,10
8	0,96	0,49	0,56	0,13
9	0,90	0,47	0,58	0,11
10	0,90	0,49	0,60	0,14
11	0,91	0,49	0,56	0,09
12	0,91	0,46	0,55	0,12
13	0,94	0,47	0,59	0,14
14	0,89	0,47	0,59	0,12
15	0,96	0,48	0,58	0,12
16	0,91	0,46	0,56	0,10
17	0,92	0,49	0,53	0,08
18	0,90	0,45	0,56	0,12
19	0,91	0,47	0,59	0,12
20	0,92	0,48	0,54	0,08
21	0,92	0,50	0,56	0,10
22	0,90	0,45	0,59	0,13
23	0,90	0,47	0,61	0,15
24	0,92	0,49	0,60	0,14
25	0,94	0,49	0,57	0,10
26	0,92	0,47	0,60	0,15
27	0,90	0,46	0,54	0,09
28	0,94	0,51	0,57	0,11
29	0,94	0,50	0,58	0,10
30	0,91	0,45	0,59	0,13
Média	0,92	0,48	0,57	0,11
Desvio padrão	0,02	0,02	0,02	0,02
R _{Z95%}	0,95	0,50	0,61	0,15

Tabela E2 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\%$
 C_{cr}

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,08	0,46	0,04
2	0,47	0,09	0,47	0,04
3	0,47	0,09	0,46	0,04
4	0,48	0,09	0,46	0,04
5	0,47	0,09	0,46	0,03
6	0,47	0,09	0,47	0,06
7	0,48	0,09	0,46	0,04
8	0,47	0,09	0,46	0,03
9	0,48	0,09	0,46	0,04
10	0,48	0,10	0,47	0,05
11	0,47	0,09	0,46	0,03
12	0,47	0,09	0,47	0,04
13	0,48	0,10	0,47	0,04
14	0,48	0,09	0,47	0,05
15	0,48	0,10	0,47	0,04
16	0,48	0,09	0,46	0,04
17	0,47	0,09	0,46	0,03
18	0,48	0,09	0,46	0,04
19	0,48	0,10	0,47	0,05
20	0,47	0,09	0,46	0,03
21	0,48	0,09	0,46	0,03
22	0,48	0,10	0,47	0,05
23	0,48	0,11	0,47	0,07
24	0,48	0,11	0,47	0,07
25	0,48	0,09	0,46	0,03
26	0,48	0,11	0,47	0,07
27	0,47	0,08	0,46	0,03
28	0,48	0,10	0,46	0,03
29	0,48	0,09	0,46	0,03
30	0,48	0,09	0,47	0,06
Média	0,48	0,09	0,46	0,04
Desvio padrão	0,00	0,01	0,00	0,01
$R_{z95\%}$	0,48	0,11	0,47	0,06

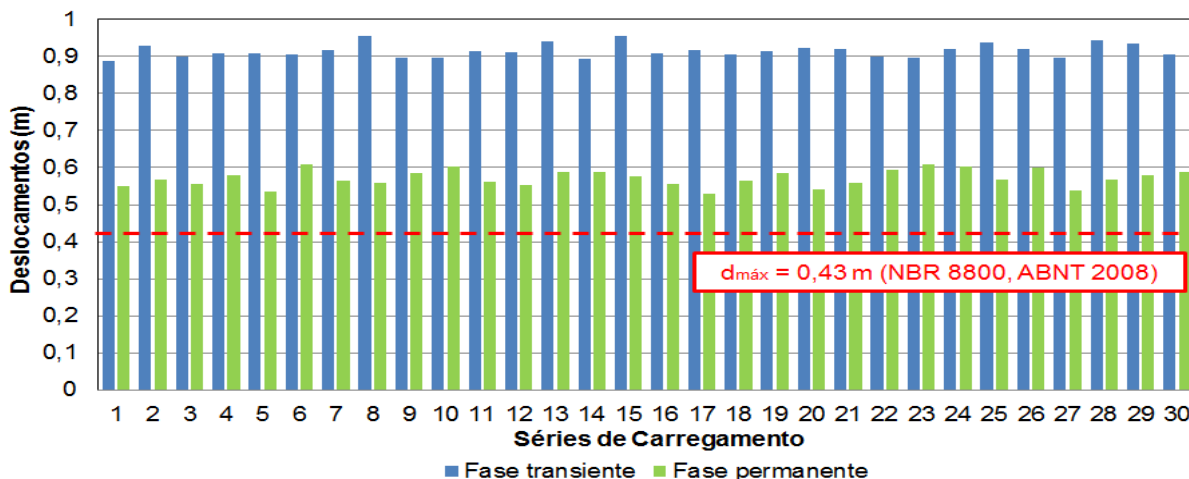


Figura E9 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8025 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$.

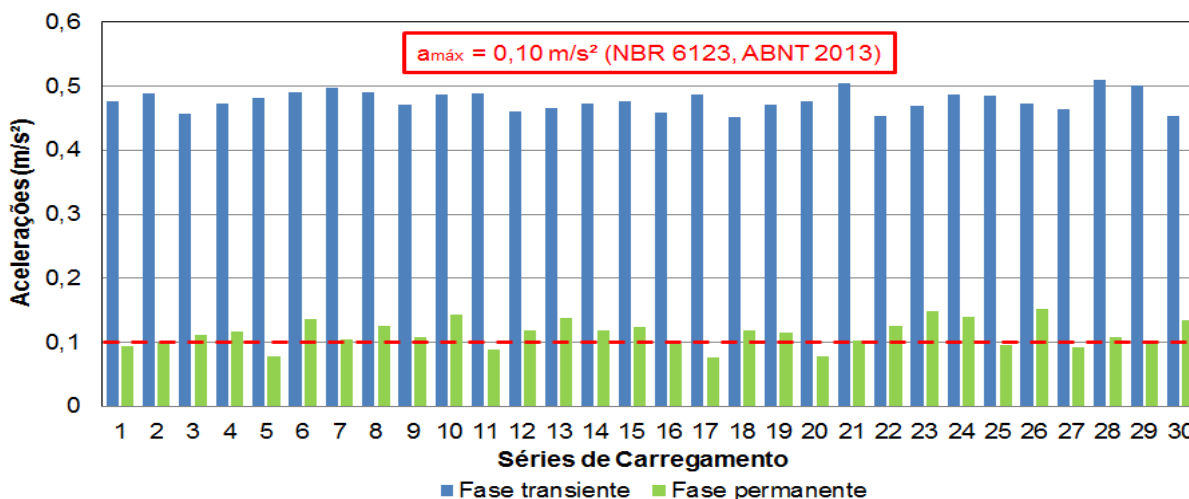


Figura E10 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$.

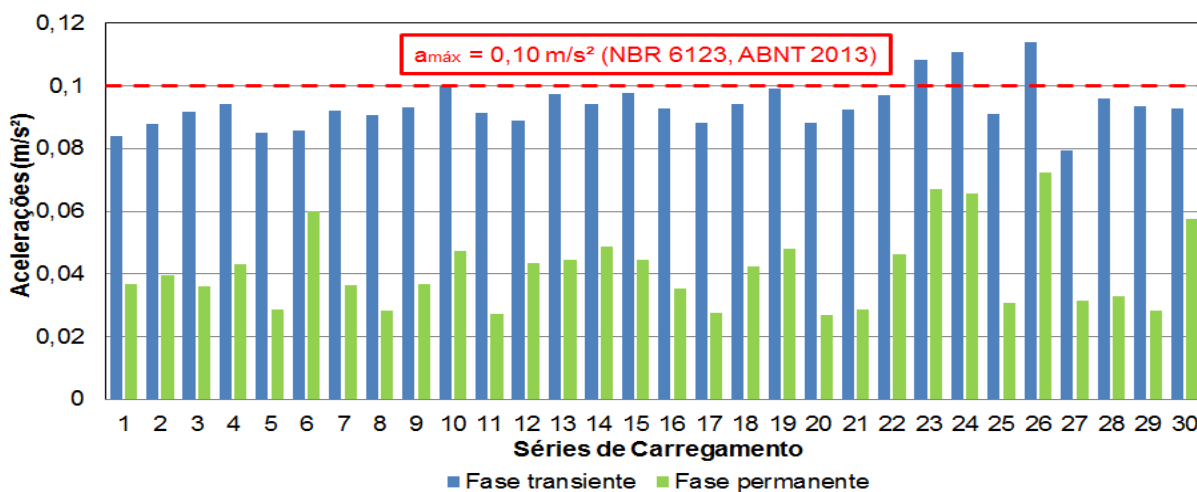


Figura E11 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 10\% C_{cr}$.

Tabela E3 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,87	0,48	0,53	0,08
2	0,92	0,49	0,55	0,08
3	0,89	0,46	0,52	0,06
4	0,89	0,47	0,54	0,08
5	0,90	0,48	0,52	0,06
6	0,89	0,49	0,57	0,11
7	0,90	0,50	0,52	0,07
8	0,94	0,49	0,52	0,08
9	0,88	0,47	0,53	0,07
10	0,88	0,49	0,55	0,10
11	0,90	0,49	0,52	0,05
12	0,90	0,46	0,53	0,08
13	0,93	0,47	0,54	0,10
14	0,88	0,48	0,55	0,09
15	0,94	0,48	0,55	0,09
16	0,90	0,46	0,52	0,06
17	0,90	0,49	0,52	0,06
18	0,89	0,45	0,53	0,07
19	0,90	0,48	0,54	0,08
20	0,91	0,48	0,51	0,06
21	0,91	0,51	0,52	0,06
22	0,88	0,46	0,56	0,08
23	0,88	0,47	0,56	0,10
24	0,91	0,49	0,54	0,09
25	0,92	0,49	0,52	0,05
26	0,91	0,48	0,56	0,10
27	0,88	0,46	0,52	0,08
28	0,93	0,51	0,53	0,07
29	0,92	0,50	0,53	0,05
30	0,89	0,46	0,56	0,10
Média	0,90	0,48	0,54	0,08
Desvio padrão	0,02	0,02	0,02	0,02
R _{Z95%}	0,93	0,50	0,56	0,10

Tabela E4 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\%$
 C_{cr}

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,07	0,46	0,03
2	0,47	0,07	0,46	0,03
3	0,47	0,07	0,46	0,02
4	0,47	0,08	0,46	0,03
5	0,47	0,07	0,46	0,02
6	0,47	0,07	0,47	0,05
7	0,47	0,07	0,46	0,02
8	0,47	0,07	0,46	0,02
9	0,47	0,07	0,46	0,02
10	0,47	0,08	0,46	0,03
11	0,47	0,07	0,46	0,02
12	0,47	0,07	0,46	0,03
13	0,47	0,08	0,46	0,03
14	0,47	0,08	0,46	0,03
15	0,47	0,08	0,46	0,03
16	0,47	0,08	0,46	0,02
17	0,47	0,07	0,46	0,02
18	0,47	0,08	0,46	0,03
19	0,47	0,08	0,46	0,03
20	0,47	0,07	0,46	0,02
21	0,47	0,08	0,46	0,02
22	0,47	0,08	0,46	0,03
23	0,47	0,09	0,46	0,04
24	0,47	0,09	0,47	0,04
25	0,47	0,07	0,46	0,02
26	0,47	0,09	0,47	0,05
27	0,47	0,07	0,46	0,03
28	0,47	0,08	0,46	0,02
29	0,47	0,08	0,46	0,02
30	0,47	0,08	0,47	0,04
Média	0,47	0,08	0,46	0,03
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
$R_{z95\%}$	0,47	0,08	0,47	0,04

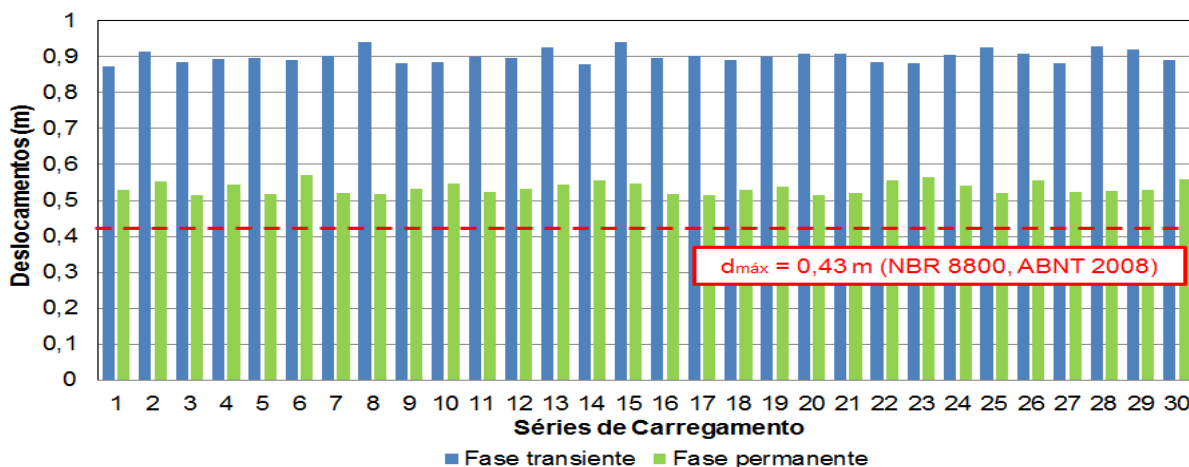


Figura E12 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8025 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$.

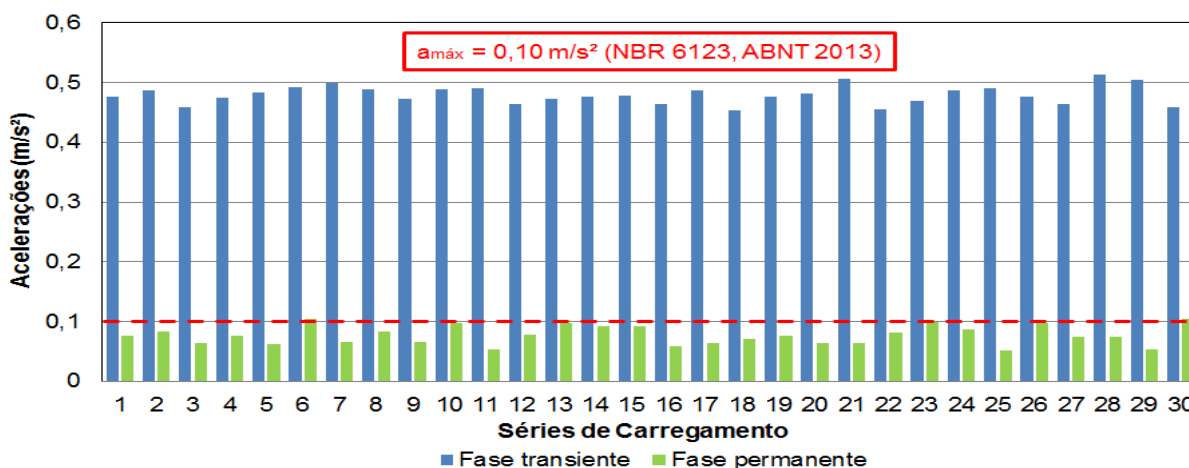


Figura E13 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$.

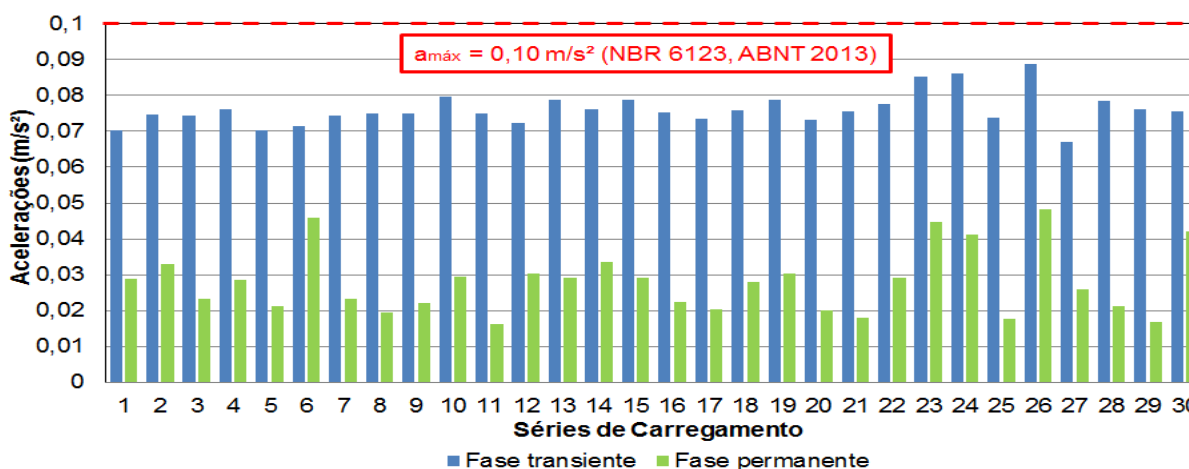


Figura E14 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 20\% C_{cr}$.

Tabela E5 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s^2)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s^2)
1	0,86	0,47	0,52	0,06
2	0,90	0,48	0,54	0,07
3	0,87	0,46	0,51	0,05
4	0,88	0,47	0,53	0,06
5	0,88	0,48	0,51	0,06
6	0,88	0,49	0,55	0,09
7	0,89	0,49	0,51	0,05
8	0,93	0,48	0,51	0,06
9	0,87	0,47	0,51	0,05
10	0,87	0,48	0,52	0,08
11	0,89	0,49	0,51	0,04
12	0,88	0,46	0,52	0,06
13	0,91	0,47	0,53	0,08
14	0,86	0,47	0,54	0,08
15	0,93	0,48	0,54	0,08
16	0,88	0,46	0,51	0,05
17	0,89	0,48	0,51	0,06
18	0,88	0,45	0,51	0,06
19	0,89	0,47	0,52	0,06
20	0,89	0,48	0,51	0,06
21	0,89	0,50	0,51	0,05
22	0,87	0,45	0,54	0,07
23	0,87	0,47	0,55	0,09
24	0,89	0,48	0,52	0,07
25	0,91	0,49	0,51	0,04
26	0,89	0,47	0,54	0,08
27	0,87	0,46	0,52	0,06
28	0,91	0,51	0,51	0,06
29	0,91	0,50	0,51	0,04
30	0,88	0,46	0,54	0,09
Média	0,89	0,48	0,52	0,06
Desvio padrão	0,02	0,01	0,01	0,01
$R_{z95\%}$	0,92	0,50	0,54	0,09

Tabela E6 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\%$
 C_{cr}

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,06	0,46	0,02
2	0,47	0,07	0,46	0,03
3	0,47	0,06	0,46	0,02
4	0,47	0,07	0,46	0,02
5	0,47	0,06	0,46	0,02
6	0,47	0,06	0,46	0,04
7	0,47	0,06	0,46	0,02
8	0,47	0,07	0,46	0,02
9	0,47	0,06	0,46	0,02
10	0,47	0,07	0,46	0,02
11	0,47	0,07	0,46	0,01
12	0,47	0,06	0,46	0,02
13	0,47	0,07	0,46	0,02
14	0,47	0,07	0,46	0,03
15	0,47	0,07	0,46	0,02
16	0,47	0,07	0,46	0,02
17	0,47	0,06	0,46	0,02
18	0,47	0,07	0,46	0,02
19	0,47	0,07	0,46	0,02
20	0,47	0,06	0,46	0,02
21	0,47	0,07	0,46	0,01
22	0,47	0,07	0,46	0,02
23	0,47	0,07	0,46	0,03
24	0,47	0,07	0,46	0,03
25	0,47	0,06	0,46	0,01
26	0,47	0,07	0,46	0,04
27	0,47	0,06	0,46	0,02
28	0,47	0,07	0,46	0,02
29	0,47	0,07	0,46	0,01
30	0,47	0,06	0,46	0,03
Média	0,47	0,07	0,46	0,02
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
$R_{z95\%}$	0,47	0,07	0,46	0,03

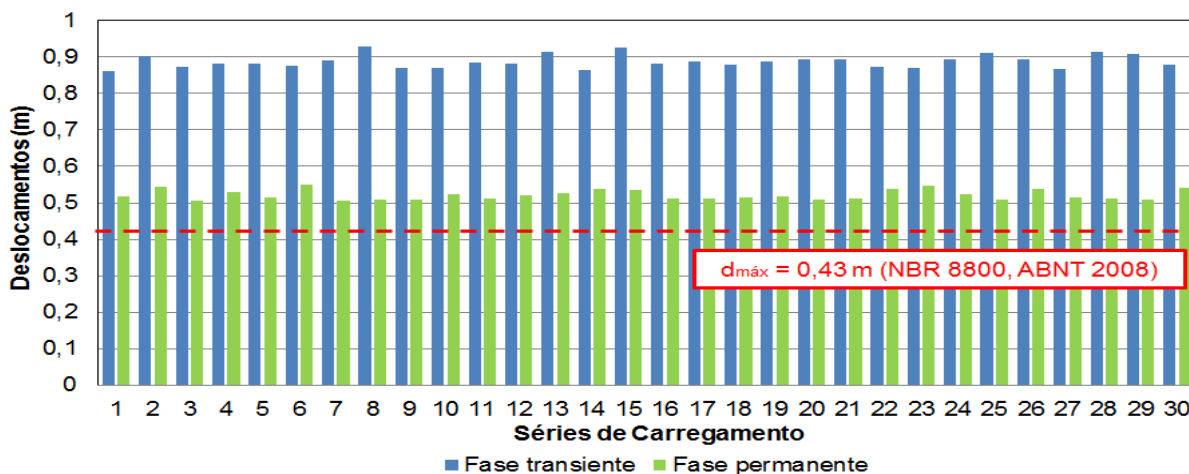


Figura E15 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8025 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$.

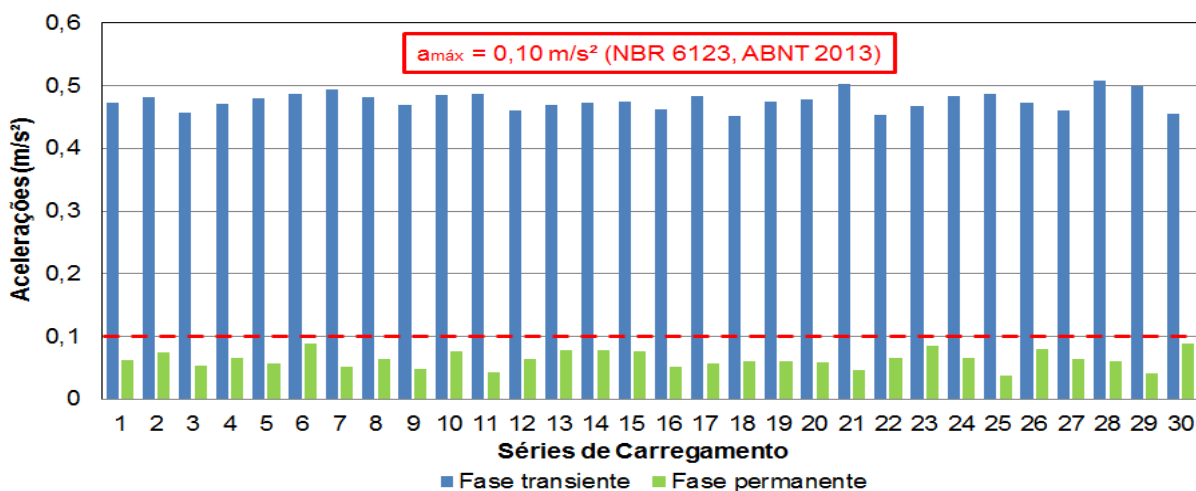


Figura E16 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$.

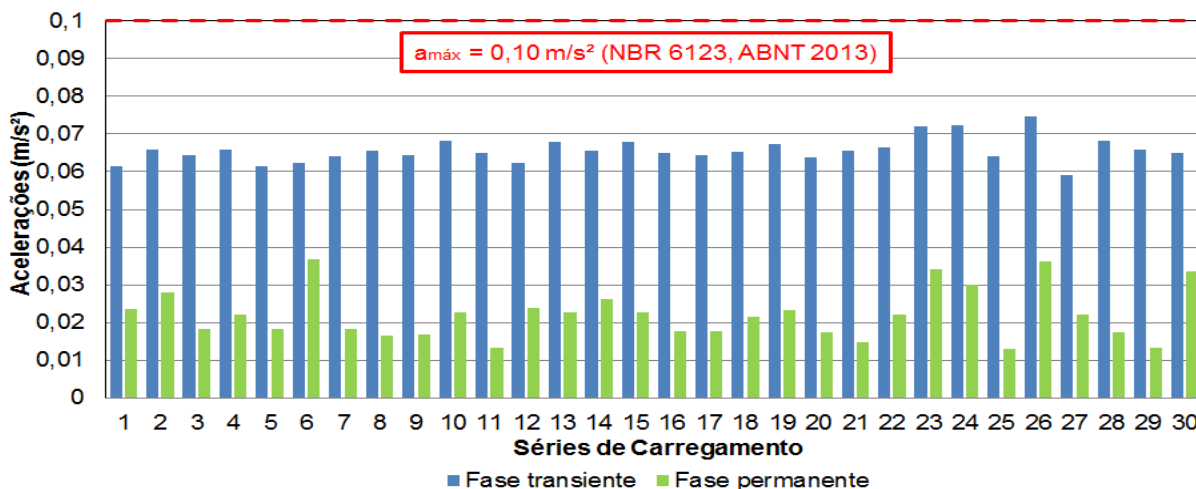


Figura E17 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 30\% C_{cr}$.

Tabela E7 - Valores de pico para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,85	0,46	0,51	0,05
2	0,89	0,47	0,54	0,07
3	0,86	0,45	0,50	0,05
4	0,87	0,46	0,52	0,06
5	0,87	0,47	0,51	0,05
6	0,86	0,48	0,54	0,08
7	0,88	0,48	0,50	0,04
8	0,91	0,47	0,51	0,05
9	0,86	0,46	0,50	0,04
10	0,86	0,48	0,51	0,07
11	0,87	0,48	0,51	0,04
12	0,87	0,45	0,51	0,05
13	0,90	0,46	0,52	0,07
14	0,85	0,46	0,53	0,07
15	0,91	0,47	0,53	0,07
16	0,87	0,45	0,51	0,05
17	0,88	0,48	0,51	0,05
18	0,87	0,44	0,51	0,05
19	0,87	0,47	0,51	0,05
20	0,88	0,47	0,51	0,05
21	0,88	0,49	0,51	0,04
22	0,86	0,45	0,53	0,06
23	0,86	0,46	0,54	0,08
24	0,88	0,48	0,52	0,05
25	0,90	0,48	0,50	0,03
26	0,88	0,47	0,53	0,07
27	0,86	0,45	0,51	0,06
28	0,90	0,50	0,50	0,05
29	0,89	0,49	0,50	0,04
30	0,87	0,45	0,53	0,08
Média	0,88	0,47	0,52	0,06
Desvio padrão	0,02	0,01	0,01	0,01
R _{Z95%}	0,90	0,49	0,53	0,08

Tabela E8 - Valores quadráticos médios (RMS) para deslocamentos e acelerações obtidos para o pilar P24 do modelo estrutural II (ME-II). Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\%$
 C_{cr}

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	0,47	0,06	0,46	0,02
2	0,47	0,06	0,46	0,02
3	0,47	0,06	0,46	0,02
4	0,47	0,06	0,46	0,02
5	0,47	0,06	0,46	0,02
6	0,47	0,06	0,46	0,03
7	0,47	0,06	0,46	0,02
8	0,47	0,06	0,46	0,01
9	0,47	0,06	0,46	0,01
10	0,47	0,06	0,46	0,02
11	0,47	0,06	0,46	0,01
12	0,47	0,06	0,46	0,02
13	0,47	0,06	0,46	0,02
14	0,47	0,06	0,46	0,02
15	0,47	0,06	0,46	0,02
16	0,47	0,06	0,46	0,02
17	0,47	0,06	0,46	0,02
18	0,47	0,06	0,46	0,02
19	0,47	0,06	0,46	0,02
20	0,47	0,06	0,46	0,02
21	0,47	0,06	0,46	0,01
22	0,47	0,06	0,46	0,02
23	0,47	0,06	0,46	0,03
24	0,47	0,06	0,46	0,02
25	0,47	0,06	0,46	0,01
26	0,47	0,07	0,46	0,03
27	0,47	0,05	0,46	0,02
28	0,47	0,06	0,46	0,02
29	0,47	0,06	0,46	0,01
30	0,47	0,06	0,46	0,03
Média	0,47	0,06	0,46	0,02
Desvio padrão	0,00	0,00	0,00	0,01
$R_{z95\%}$	0,47	0,06	0,46	0,03

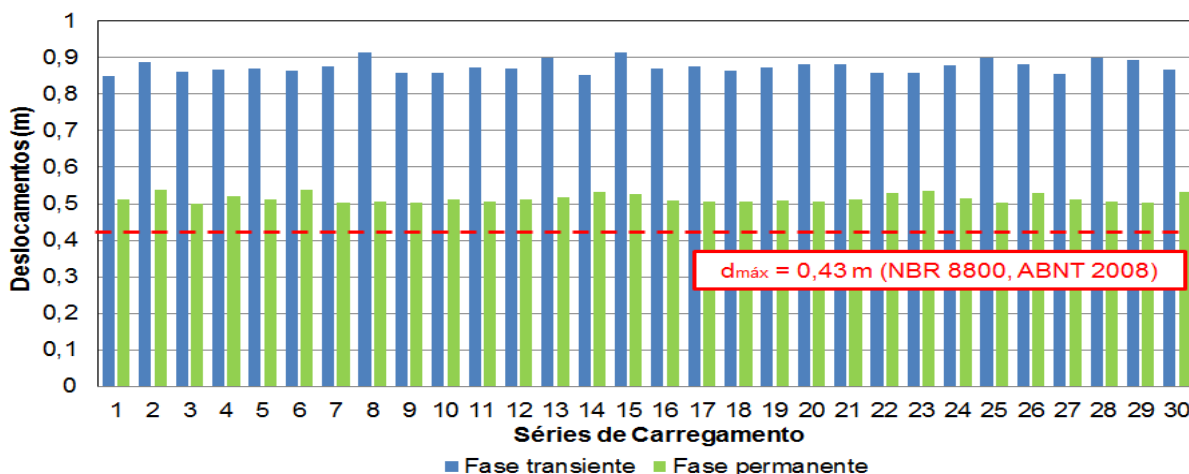


Figura E18 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 8025 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de deslocamentos máximos. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$.

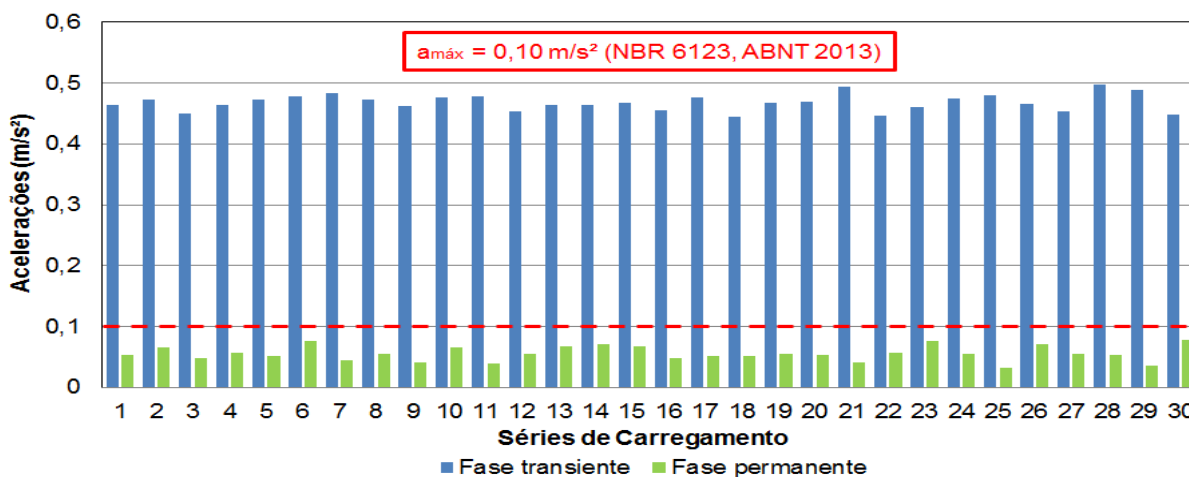


Figura E19 - Valores de pico da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$.

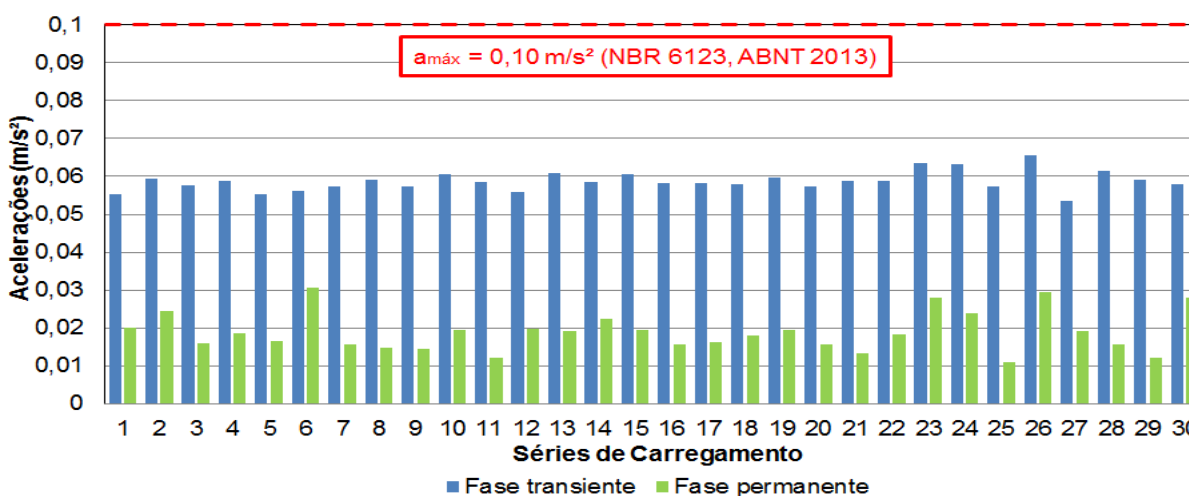


Figura E20 - Valores quadráticos médios (RMS) da resposta dinâmica referente ao nó 7993 do modelo estrutural II (ME-II) em termos de acelerações máximas. Modelo de carregamento II (MC-II). $C = 40\% C_{cr}$.