



PROPOSTA DE UM SISTEMA DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES PARA O ESTÁDIO NACIONAL

Leonardo José Guimarães Rabelo

Suzana Moreira Avila

Graciela Nora Doz

leotdz@gmail.com

avilas@unb.br

graciela@unb.br

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Prédio SG-12, 1º andar, Campus Darcy Ribeiro, Universidade de Brasília, CEP 70910-900, Brasília – DF, Brasil.

Resumo. *As arquibancadas de estádios de futebol são estruturas sujeitas a vibrações excessivas devido aos carregamentos oriundos de atividades rítmicas humanas que nelas se desenvolvem. A redução dessas vibrações pode ser alcançada satisfatoriamente com a instalação de dispositivos de atenuação, como os amortecedores de massa sintonizados (AMS). Pretende-se com este trabalho apresentar uma proposta para redução das acelerações nas arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília com a aplicação desses dispositivos. Para a realização do estudo a arquibancada é modelada via Método dos Elementos Finitos e submetida a diversos tipos de carregamentos que simulam os saltos dos torcedores. São tomadas leituras de aceleração em quatro pontos distintos da estrutura, escolhidos a partir dos maiores deslocamentos observados na análise modal.*

A análise transiente inicial mostra que a estrutura apresenta problemas de conforto apenas para uma faixa específica de frequência de carga e em uma determinada região. Levando em conta a região e o carregamento mais desfavorável, um estudo com diversas configurações de amortecedores é realizado com o intuito de se encontrar o arranjo mais eficiente, que reduz a vibração a níveis aceitáveis levando em conta a menor da massa dos amortecedores.

Palavras-chave: *Controle de vibrações em estruturas de estádios, Vibrações induzidas por atividades humanas, Conforto humano, Dinâmica das estruturas.*

1 INTRODUÇÃO

Relatos sobre problemas relacionados a vibrações excessivas em arquibancadas de estádios de futebol são bastante comuns. D'Ambra *et al* (1997) mencionam problemas de desconforto de usuários devido a grandes oscilações e acelerações nos estádios do Maracanã, do Grêmio de Porto Alegre e do Morumbi. Rodrigues (2003) comenta sobre a interdição do estádio Castelão pelas constantes reclamações dos usuários quanto às vibrações, explicando que a estrutura precisou passar por reforma para que o problema fosse sanado. A solução foi obtida com o atirantamento das extremidades das arquibancadas a blocos de ancoragem no solo.

Os amortecedores de massa sintonizados (AMS) apresentam outra solução típica a ser adotada em situação de vibração excessiva. Estes dispositivos trabalham sintonizados a frequências específicas da estrutura e vibram fora de fase com ela quando dinamicamente carregada, reduzindo assim a transferência de energia dinâmica ao sistema principal.

Em arquibancadas de estádios o sistema de controle de vibração com AMS tem se mostrado bastante efetivo. Sacks *et al* (2005) discorrem sobre a solução dada ao Soldier Field Stadium de Chicago, que teve o problema resolvido após a instalação de vinte e um amortecedores nas pontas dos balanços da estrutura. No Brasil a técnica também já foi utilizada. Silva (2012) comenta sobre a solução dada aos problemas de vibração do Mineirão, em Belo Horizonte, que contou com a instalação de 176 AMS na reforma realizada para adequação do estádio às exigências da FIFA para a Copa do Mundo de 2014.

Tendo em vista que as arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília podem proporcionar desconforto em determinadas situações de carregamento, conforme mostrado por Lima (2013) e Campista (2015), e os bons resultados de controle de vibração obtidos em estruturas semelhantes através da introdução de AMS, apresenta-se neste trabalho uma configuração de amortecedores que melhora as condições de conforto nas arquibancadas e reduz as acelerações estruturais a níveis aceitáveis.

2 CONFORTO HUMANO

Diversos autores e normas estabelecem critérios de conforto quanto às vibrações. Os métodos levam em conta três tipos de acelerações: de pico, em *Root Mean Square (RMS)* e Valores de Dose de Vibração (VDV), não havendo ainda critério único estabelecido.

2.1 Avaliações de conforto baseadas nas acelerações de pico

Bachmann *et al* (1995) apresentam uma proposta com valores aceitáveis para diferentes tipos de ambientes, incluindo passarelas, pisos de escritórios, pisos de academias e salas de esportes e salas para concertos. Para o caso de academias e salas de esportes, os autores sugerem que as vibrações sejam inferiores a 10% da aceleração da gravidade, ou seja, menores que 1 m/s^2 .

Já o CEB 209 (1991) explica que a percepção do corpo humano pode ser afetada por diversos parâmetros, tais como a direção da incidência da vibração, a posição em que o ser humano se encontra, a atividade que está sendo realizada, a frequência e o horário de ocorrência e a duração da vibração, bem como a faixa de frequência e a amplitude de deslocamento. A tabela 1 apresenta os limites propostos pelo boletim e foi confeccionada a partir de Lima (2013) e Campista (2015). Segundo os autores, o CEB 209 (1991) aceita ainda uma tolerância de até duas vezes os valores sugeridos.

Tabela 1 – Faixas de percepção humanas devido à vibração vertical – CEB 209 (1991)

Descrição da vibração	Faixa de Frequência de 1 a 10 Hz Aceleração máxima (m/s ²)
Apenas Perceptível	0,034
Claramente Perceptível	0,100
Desconfortável	0,550
Intolerável	1,800

2.2 Avaliações de conforto baseadas nas acelerações em VDV

Nos casos em que os valores de aceleração de pico forem superiores a seis vezes os obtidos em *RMS*, a ISO 10137 (2007) sugere que as vibrações sejam tratadas em VDV, conforme equação 1, tendo em vista que o cálculo se mostra mais sensível às grandes variações de aceleração.

$$VDV = \sqrt[4]{\int_0^T a_w^4(t) dt} \quad (1)$$

onde:

VDV é o valor de dose de vibração;

T é o período no qual se verifica vibração;

a_w é a aceleração ponderada em função do tempo;

t é o tempo.

Ellis e Littler (2004) apresentam trabalho sobre a aceitabilidade de pessoas aos níveis de vibrações existentes em arquibancadas no Reino Unido, com a confrontação de dados de pesquisas realizadas *in loco* com medidas de acelerações em estruturas com grandes balanços. Os autores sugerem uma alteração no método indicado pela *British Standards Institution*, que trabalha com acelerações de pico e propõem correlações que as transformem em VDV, cujos valores devem ser verificados com os limites estabelecidos na tabela 2.

Conforme Campista (2015), Setareh (2012) estuda um piso em balanço submetido a atividades rítmicas humanas, realizando o monitoramento das vibrações do piso e comparando os resultados às avaliações feitas pelos usuários, tendo como base as normas e guias de projetos existentes. O autor conclui que as avaliações utilizando acelerações de pico são insuficientes e sem precisão, sendo as os critérios de avaliação em *RMS* e VDV propostos pelas ISO 10137 mais apropriadas para o tema. O autor propõe ainda limites de aceitação de vibrações em VDV, conforme pode ser visto na tabela 3.

Tabela 2 – Limites de acelerações em VDV segundo Ellis e Littler (2004)

Descrição da vibração	VDV (m/s ^{1,75})
Limite aceitável	Menor que 0,60
Baixa probabilidade de um comentário adverso	Entre 0,60 e 1,20
Possibilidade de um comentário negativo	Entre 1,20 e 2,40
Probabilidade de uma reação adversa	Entre 2,40 e 4,80
Inaceitável	Maior que 4,80

Tabela 3 – Limites de acelerações em VDV segundo Setareh (2012)

Descrição da vibração	VDV ($m/s^{1,75}$)
Limite aceitável	Menor que 0,50
Perturbador	Entre 0,50 e 3,50
Inaceitável	Entre 3,50 e 6,90
Provável condição de pânico	Maior que 6,90

2.3 Avaliações de conforto baseadas nas acelerações em *RMS*

As acelerações em *RMS* são calculadas através da raiz quadrada média dos valores de vibração no tempo e têm critérios de aceitação definidos pelas normas internacionais ISO 2631/1 (1985 e 1997).

Apesar de apresentar uma das formas de verificação de vibração em estruturas mais utilizadas na atualidade, este critério não é adotado neste trabalho, tendo em vista que os resultados obtidos por Campista (2015) mostram que a estrutura analisada não apresenta problemas quando assim observadas, sendo então adotadas apenas as verificações em termos de acelerações de pico e em VDV apresentadas.

3 MODELAGEM NUMÉRICA

3.1 O Estádio Nacional de Brasília

O Estádio Nacional de Brasília é parte do Complexo Poliesportivo Ayrton Senna, que engloba ainda o Autódromo Internacional Nelson Piquet e o Ginásio de Esportes Nilson e Nelson, dentre outros.

O estádio foi recentemente reconstruído em função dos jogos da Copa do Mundo de 2014 e já se apresenta como um dos cartões postais da cidade, conforme pode ser observado na figura 1. As novas arquibancadas comportam até 71.400 pessoas e não seguem os formatos elípticos ou circulares, como na maioria das estruturas existentes no Brasil, mas quase que retangulares, trazendo o público para mais perto do campo. Além disso, é construída com uma maior inclinação, melhorando a visão dos espectadores, tendo em vista que o usuário da frente não atrapalha a visão daquele que está mais atrás.

As arquibancadas são construídas em doze setores independentes, separadas por juntas de dilatação, sendo três em cada lateral do campo, um atrás de cada gol e mais um em cada canto. A estrutura do estádio é composta por lajes, vigas, pilares e degraus de concreto armado. O arranjo estrutural é feito através de pórticos que contêm quatro linhas de pilares ligadas por vigas retas nos níveis intermediários e vigas inclinadas na parte superior, conforme mostrado na figura 2.

O estádio, que atualmente pertence à Agência de Desenvolvimento do Distrito Federal, proporciona à cidade de Brasília a condição de receber grandes eventos esportivos e culturais, e deverá sediar jogos de futebol dos Jogos Olímpicos Rio 2016.



Figura 1 – Vista do Estádio Nacional de Brasília.

http://copa2014.gov.br/sites/default/files/galeria/brasil_aerea_estadionacional_inauguracao1305_1830.jpg
 acesso em 11 de abril de 2016

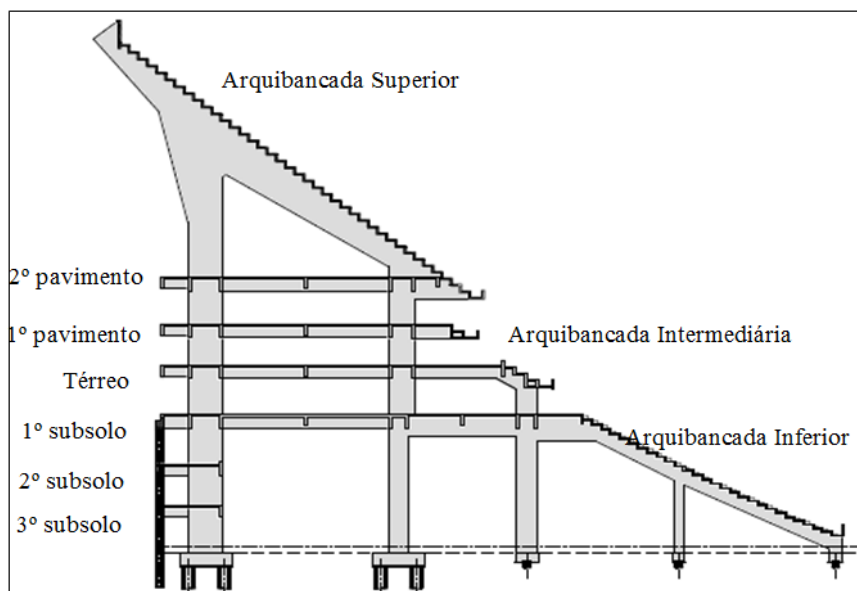


Figura 2 – Corte da arquibancada do Estádio Nacional – Lima (2013).

3.2 Modelagem estrutural

No que tange à geometria e os parâmetros físicos da arquibancada, a modelagem numérica do Estádio é a mesma adotada por Lima (2013). A diferença básica ocorre na alteração dos modelos de carregamentos e na inserção dos AMS, necessários para o estudo de controle de vibrações da estrutura.

Para a modelagem geométrica são utilizados elementos tipo *shell* na simulação de lajes, degraus e paredes, além do pórtico da estrutura. Já as vigas internas são modeladas através de elementos do tipo *frame*. Ao todo são necessários 91.505 elementos de área e 3.100 de barra, em um total de 92.819 nós. O material adotado é o concreto armado com Módulo de Elasticidade Secante (Ecs) igual a 30GPa. Para simular os blocos de fundação são utilizados

engastes nas bases dos pilares, de maneira que nenhum movimento de rotação ou translação seja possível. A figura 3 ilustra o modelo discretizado.

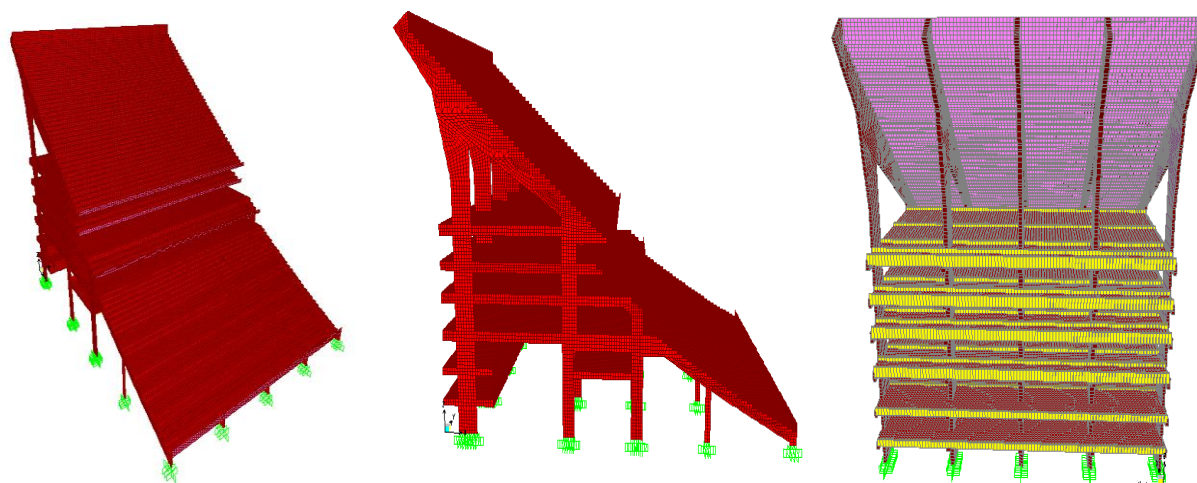


Figura 3 – Vistas do modelo numérico.

3.3 Análise modal da arquibancada

Para esta análise são adotados os 20 primeiros modos de vibração da estrutura. Essa escolha é feita com o intuito de se utilizar todos os modos cuja frequência natural esteja dentro da faixa dos três primeiros harmônicos do carregamento. A determinação dos modos é realizada numericamente pelo software SAP2000, através de uma análise modal que utiliza o método de solução do problema de autovalores e autovetores, com tolerância de convergência igual a 1×10^{-9} . A tabela 4 apresenta 10 primeiros modos de vibração encontrados, ao passo que a figura 4 mostra as formas dos nove primeiros modos obtidos.

Tabela 4 – Descrição dos modos de vibração

Modo	Frequência (Hz)	Descrição
1	1,02	Flexão da estrutura na direção tangencial + leve torção no plano horizontal
2	2,27	Flexão na direção radial
3	2,48	Torção no plano horizontal + flexão dos pilares na direção radial
4	2,78	Flexão na direção tangencial
5	4,95	Flexão da estrutura na direção tangencial e flexão vertical da arquibancada superior
6	5,07	Flexão vertical da arquibancada superior + flexão dos pilares externos + leve flexão na direção radial
7	5,12	Flexão vertical da arquibancada superior + flexão pilares
8	5,48	Flexão na direção radial + flexão pilares + flexão vertical da arquibancada superior
9	5,71	Flexão na direção tangencial + torção no plano horizontal
10	6,31	Flexão vertical da arquibancada superior + flexão pilares

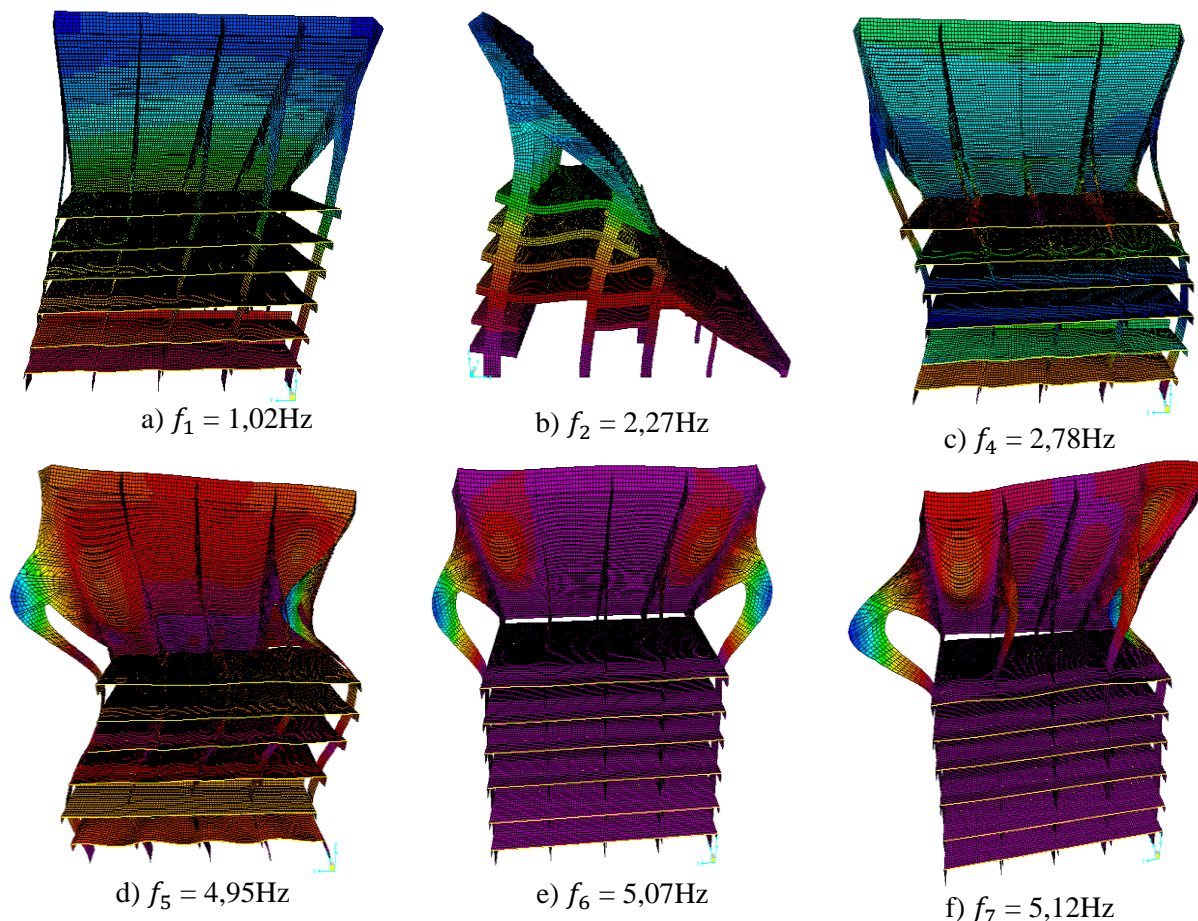


Figura 4 – Principais modos de vibração da arquibancada

Da figura 4 e tabela 4 pode ser verificado que a estrutura possui três dos quatro primeiros modos com frequências naturais dentro da faixa de carregamentos oriundos de atividades rítmicas humanas, que segundo o CEB 209 (1991), varia entre 1,5 a 3,0 Hz. Também pode ser notado que o quinto, sexto e sétimo modos possuem flexão vertical da arquibancada superior, ou seja, apresenta deslocamentos no mesmo sentido da carga, e frequência natural dentro da faixa do segundo harmônico do carregamento, situação que pode levar o sistema a grandes oscilações.

3.4 Modelagem do carregamento

Para a modelagem do carregamento é adotado o modelo proposto por Faísca (2003). Em seu trabalho, a pesquisadora realiza uma série extensa de testes experimentais cujo objetivo é descrever o carregamento dinâmico gerado por atividades humanas. Para a realização do estudo, a autora trabalha atividades ritmadas e não ritmadas, tais como salto com e sem estímulo, ginástica aeróbica, torcidas de futebol e platéias de *show*. Os ensaios são realizados em uma plataforma de apoios móveis, simulando o carregamento em estruturas rígidas e flexíveis. A partir dos dados de carregamentos obtidos, a pesquisadora faz um ajuste de curvas para as solicitações do tipo “saltar” e propõe uma função para a simulação dos carregamentos dinâmicos, conforme mostra a equação 2.

$$F(t) = CD\{k_p G[0,5 - 0,5 \cos \frac{2\pi}{t_c} t]\}, \text{ para } t_c < t \leq T_p \quad (2)$$

$$F(t) = 0, \text{ para } t_c < t \leq T_p$$

onde:

$F(t)$ é a representação do carregamento dinâmico no tempo;

CD é coeficiente de defasagem;

k_p é o coeficiente de impacto;

G é o peso do indivíduo;

t é o tempo em (s);

t_c é o tempo de contato entre a pessoa e a estrutura e

T_p é o período da atividade.

Na equação 2, o coeficiente de impacto (k_p) atua de forma a majorar as cargas e decorre da quantidade maior de força que a pessoa aplica na estrutura ao entrar em movimento, ao passo que o coeficiente de defasagem (CD) pondera o carregamento em função dos efeitos de multidão, levando em conta o grau de sincronismo entre os indivíduos. Os estudos realizados mostram ainda que o coeficiente CD apresenta variação em função da quantidade de pessoas que exercem a atividade rítmica, sendo mais acentuada para pequenos grupos e tendendo à estabilização um valor final quando o número de pessoas se aproxima de uma centena, conforme mostra a figura 5.

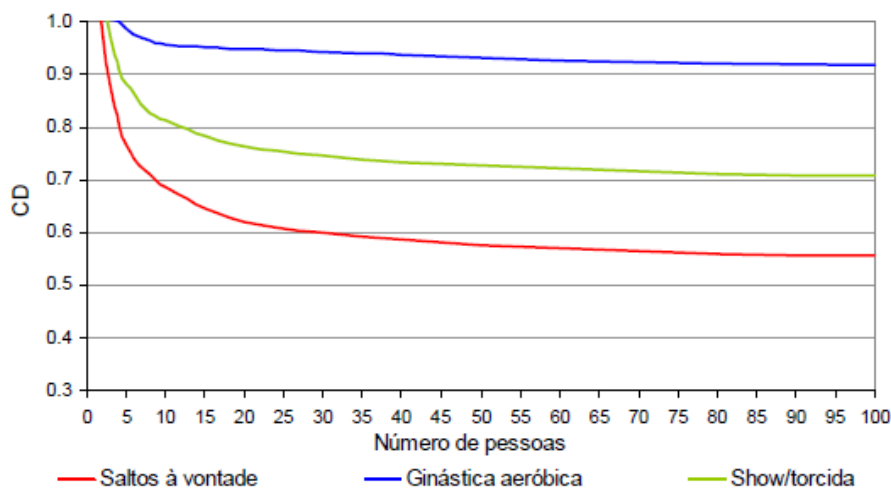
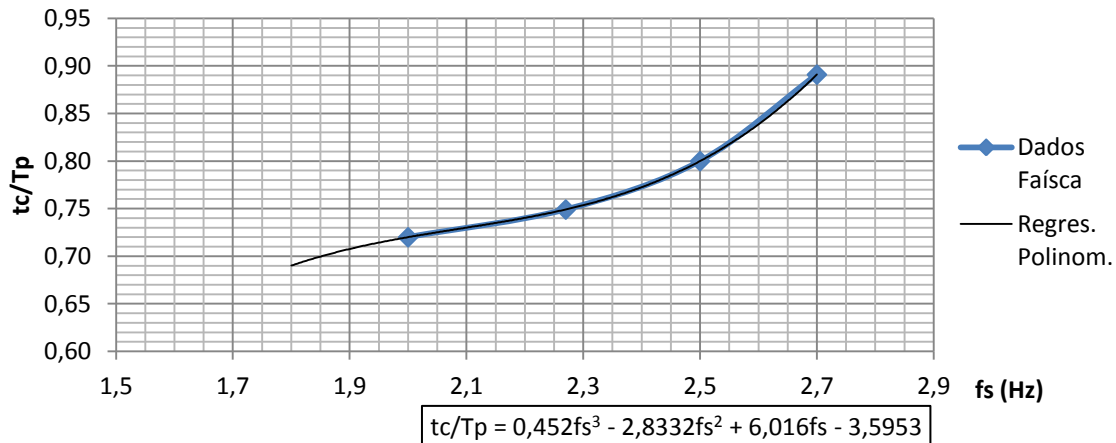


Figura 5 – Coeficientes de defasagem em função da atividade e número de pessoas – Faísca (2003)

A simulação das possíveis variações cíclicas dos saltos dos torcedores é realizada através de um estudo com 15 frequências de carga, variando de 2,10Hz a 2,80Hz. Neste estudo, o tempo de contato (t_c) entre o torcedor e a arquibancada é calculado conforme Lima (2013). Em seu trabalho, o autor apresenta a curva da variação da taxa dada pelo tempo de contato e o período da função (T_p) em função da frequência característica, conforme apresentado na figura 6. Para a obtenção da curva, o autor utilizou os dados obtidos experimentalmente por Faísca (2003), apresentados em resumo na tabela 5.

Tabela 5 – Tempos de contato medidos experimentalmente – Faísca (2003)

f_s (Hz)	T_p (s)	t_c (s)	t_c/T_p
2,00	0,50	0,36	0,72
2,27	0,44	0,33	0,75
2,50	0,40	0,32	0,80
2,70	0,37	0,33	0,89

**Figura 6 – Relação entre tempo de contato pelo período em função da frequência – Lima (2013)**

Para o cálculo da grandeza dada pela multiplicação do coeficiente de impacto (k_p) pelo coeficiente de defasagem (CD) foi adotada a formulação proposta por Sim (2006) apud Lima (2013). Conforme o pesquisador, a equação 3 alcança valores muito próximos aos propostos por Faísca (2003) nas frequências apresentadas em seu estudo.

$$CD \cdot k_p = \frac{\pi}{\left(2 - \frac{t_c}{T_p}\right)} \quad (3)$$

A tabela 6 apresenta os parâmetros obtidos e utilizados nos carregamentos aplicados na estrutura:

Tabela 6 – Parâmetros utilizados nos carregamentos dinâmicos

f_s (Hz)	T_p (s)	t_c/T_p	t_c (s)	$CD \cdot k_p$
2,10	0,476	0,730	0,348	2,15
2,15	0,465	0,735	0,342	2,14
2,20	0,455	0,740	0,336	2,12
2,25	0,444	0,746	0,332	2,11
2,30	0,435	0,753	0,328	2,09
2,35	0,426	0,762	0,324	2,06
2,40	0,417	0,772	0,322	2,03
2,45	0,408	0,785	0,320	2,00
2,50	0,400	0,800	0,320	1,96
2,55	0,392	0,817	0,321	1,92
2,60	0,385	0,838	0,322	1,87
2,65	0,377	0,863	0,325	1,82
2,70	0,370	0,891	0,330	1,76
2,75	0,364	0,923	0,336	1,70
2,80	0,357	0,960	0,343	1,64

A simulação do parâmetro G é feita da seguinte forma: para as arquibancadas inferiores é tomado o valor médio de $1,6\text{kN/m}^2$ calculado por Lima (2013), onde o autor considera o peso médio de cada indivíduo sendo igual a 800N , o total de lugares existentes no estádio e a área total de arquibancadas. Para as arquibancadas superiores é conservadoramente suposta a possibilidade de se ter uma ocupação um pouco maior que o número de assentos disponíveis, sendo adotada a carga de $1,8\text{kN/m}^2$. Já para as intermediárias, é utilizado 1kN/m^2 , pelo fato de se tratar de uma área de camarotes e de salas de imprensa com menor ocupação por parte do público.

Em relação à ocupação da torcida são considerados cinco cenários distintos. O primeiro modelo de carregamento, chamado de MC1 considera que apenas uma lateral, que representa 25% da área das arquibancadas está tomada pelo público. O segundo modelo de carregamento, chamado de MC2 considera que as duas laterais da arquibancada estão ocupadas pelo público, representando 50% de carregamento da estrutura. O terceiro modelo de carregamento, MC3, considera a metade da arquibancada ocupada pelos torcedores, porém, apenas as duas laterais são consideradas carregadas. O quarto modelo de carregamento, MC4, considera que apenas as arquibancadas superiores e intermediárias estão ocupadas pela torcida, enquanto que para o quinto modelo, MC5, a estrutura é considerada totalmente carregada. A figura 7 ilustra os casos de distribuição de público adotados.

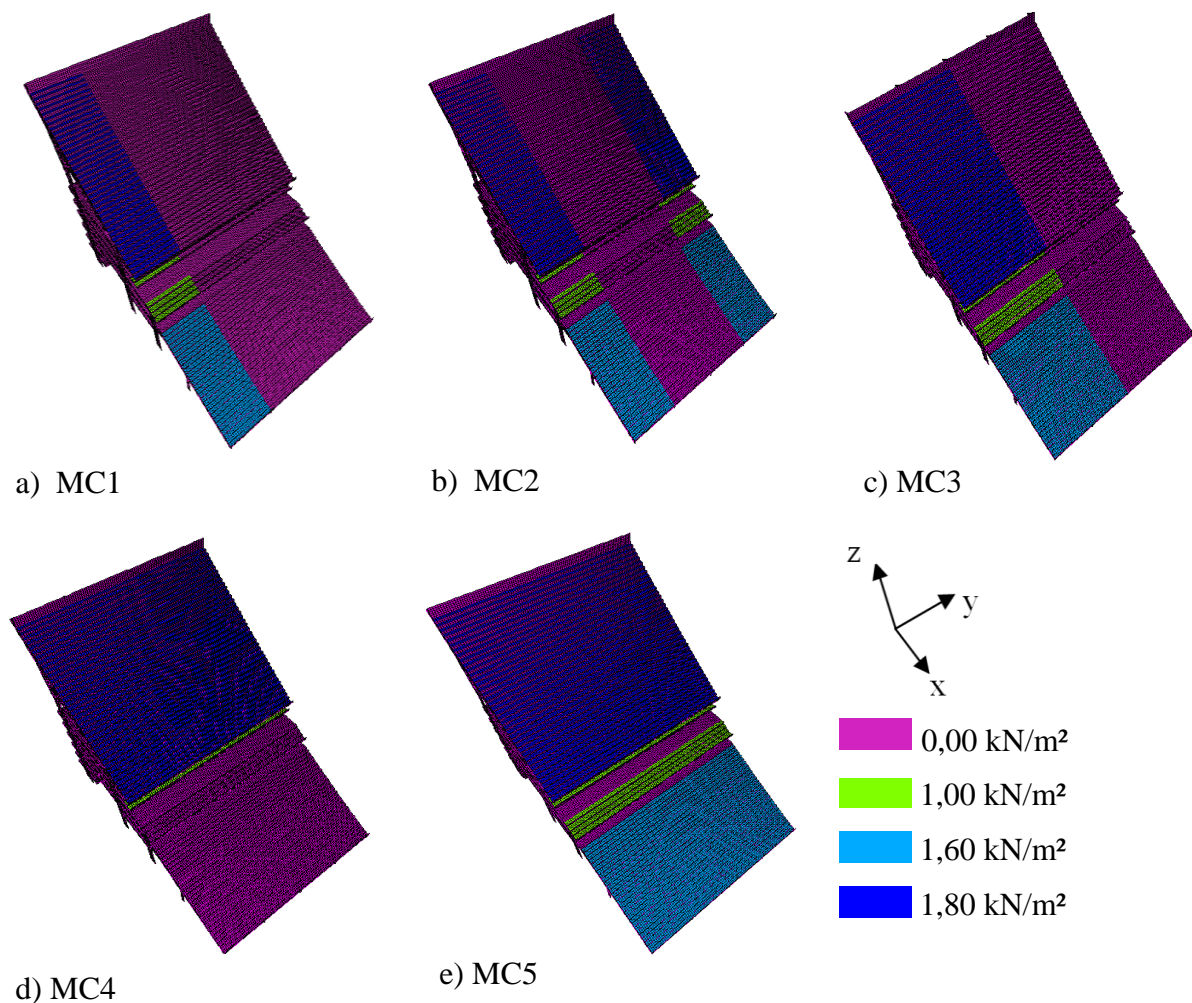


Figura 7 – Ocupação das arquibancadas – Escala em [kN/m²]

A curva final de excitação do sistema, bem como sua transformada de Fourier, mostrando os picos de transferência de energia ao sistema pode ser verificada nas figuras 8 e 9 a seguir.

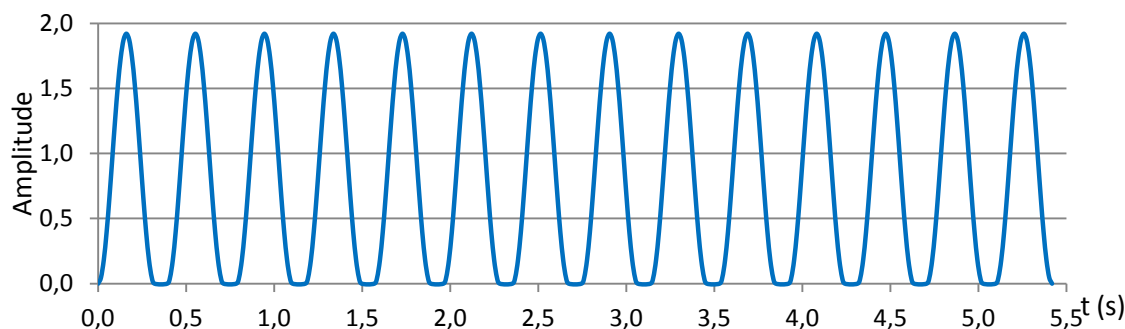


Figura 8 – Carregamento de torcida para a frequência de 2,55Hz

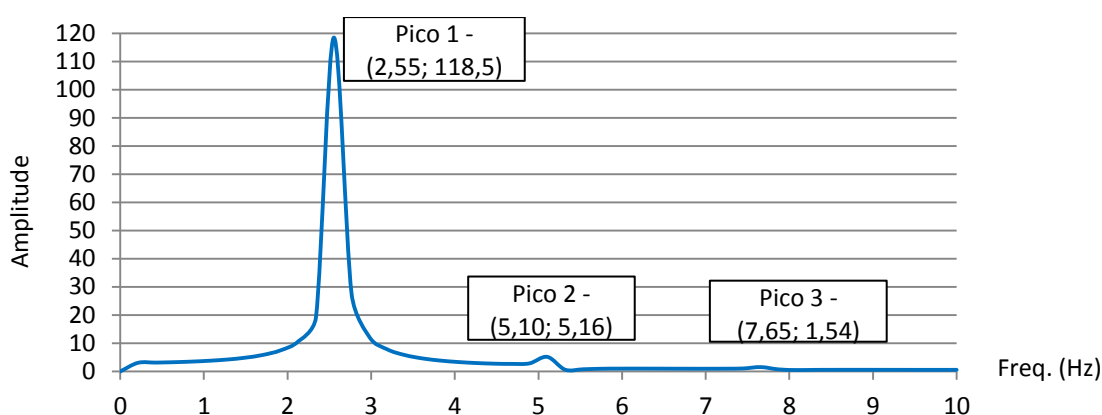


Figura 9 – Transformada de Fourier para o carregamento com frequência de 2,55Hz

3.5 Amortecimento estrutural

O amortecimento estrutural é a capacidade de um sistema de dissipar energia dinâmica. O fenômeno é de difícil determinação e causa influência significativa nas vibrações da estrutura. No entanto, a ISO 10137 (2007) sugere valores da ordem de 1% a 3% do valor do amortecimento crítico (c_c) para estruturas de concreto armado. Desta forma, adota-se neste trabalho o valor igual a 2% do c_c , situado na média do recomendado.

3.6 Pontos de leitura das vibrações

Em função dos resultados obtidos na análise modal, quatro pontos de leitura são escolhidos para a realização das leituras de aceleração e podem ser visualizados na figura 10 e descritos na tabela 7.

Tabela 7 – Pontos para leitura das acelerações

Ponto	Nó	Descrição
1	12281	Penúltimo nó na extremidade do último degrau.
2	10324	Nó no meio do primeiro vão, na altura do pilar.
3	3224	Último nó na extremidade do primeiro degrau.
4	33276	Nó no último degrau, na região central da arquibancada.

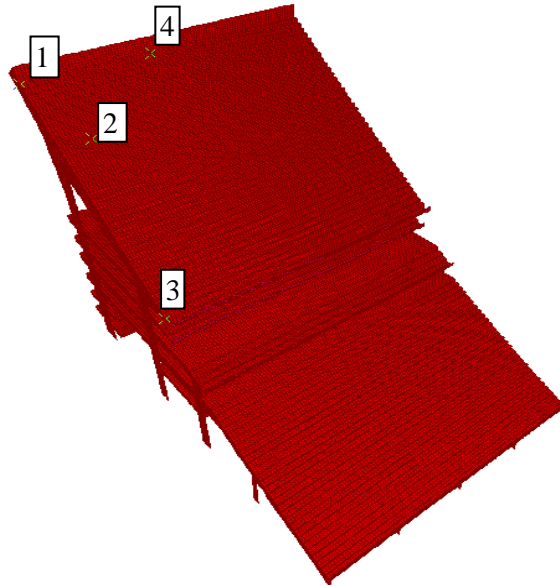


Figura 10 – Pontos de leitura das acelerações

O primeiro ponto está na extremidade do último degrau da arquibancada superior e pode ter movimentação no sentido vertical em função da flexão global da arquibancada no sentido radial do segundo e oitavo modos, além da flexão vertical da arquibancada superior que ocorre para o quinto e sétimo modos.

O segundo ponto se encontra no meio do primeiro vão da arquibancada superior e pode se deslocar em função da flexão vertical da arquibancada superior, oriunda do quinto, sexto, sétimo e décimo modos.

O terceiro ponto se encontra na extremidade do primeiro degrau da arquibancada e pode se mover verticalmente devido à flexão global radial da arquibancada para o segundo e oitavo modos, além da torção existente para o terceiro e nono modos.

O quarto ponto próximo está na região central do último degrau da arquibancada e pode se movimentar verticalmente em função do segundo e oitavo modos, que apresentam flexão global da arquibancada no sentido radial.

3.7 Vibração forçada sem o uso de amortecedores

Anteriormente ao estudo de atenuação de vibração da estrutura é necessário que sejam verificados em quais pontos e para quais tipos de carregamento a arquibancada apresenta acelerações excessivas. Para a realização dessa tarefa a estrutura é submetida a 75 condições de carregamento, sendo composta por cinco distribuições distintas de público nas arquibancadas e quinze frequências de excitação para cada tipo de distribuição, conforme explicado no item 3.4. Os pontos de leitura são apresentados no item 3.6. Os resultados obtidos em termos de aceleração vertical de pico para todas as condições estudadas são apresentados nas figuras 11 a 14 e mostram que o segundo ponto é o que apresenta os maiores índices de vibração, sendo o único a superar os limites apresentados no item 2.1. No mais, pode ser observado que a frequência de carregamento igual a 2,55Hz e o modelo de cálculo MC5 apresenta a situação mais crítica de carga no referido ponto. O espectro de acelerações verticais para esta situação é apresentado na figura 15 e mostra que o pico de transferência de energia ocorre para a frequência de 5,12 Hz, ou seja, o sétimo modo de vibração.

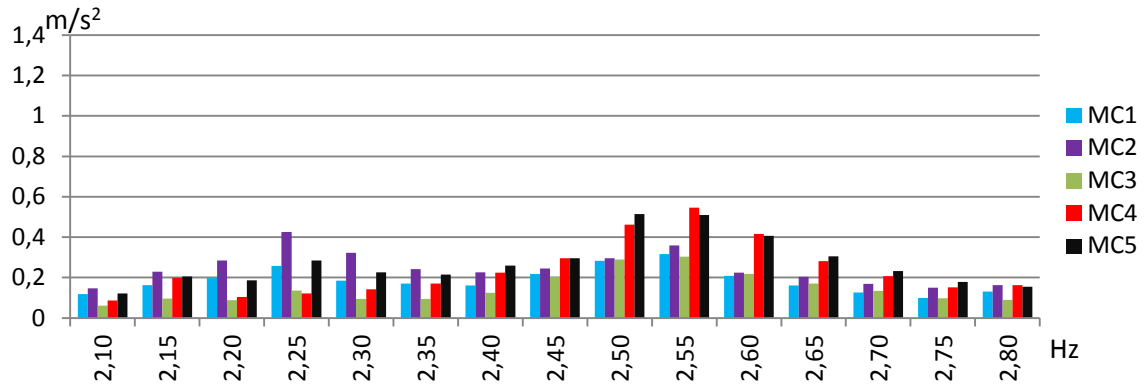


Figura 11 – Acerações verticais de pico – Ponto 1

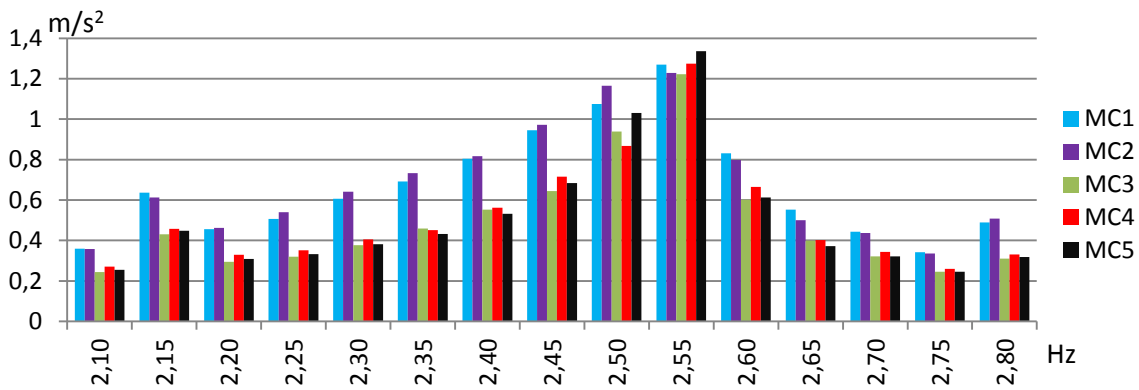


Figura 12 – Acerações verticais de pico – Ponto 2

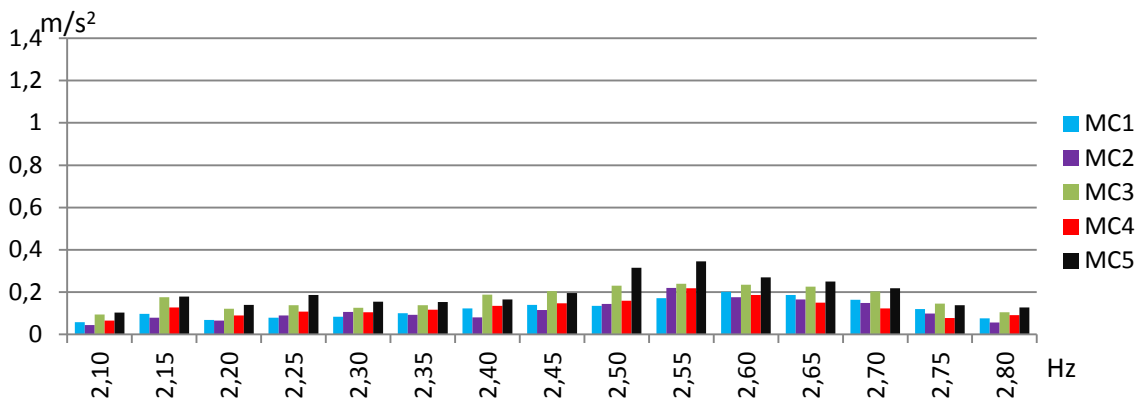


Figura 13 – Acerações verticais de pico – Ponto 3

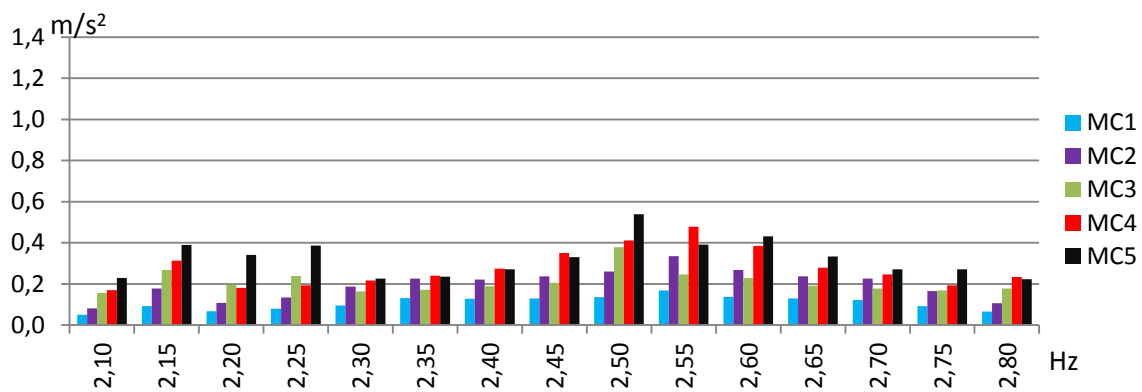


Figura 14 – Acerações verticais de pico – Ponto 4

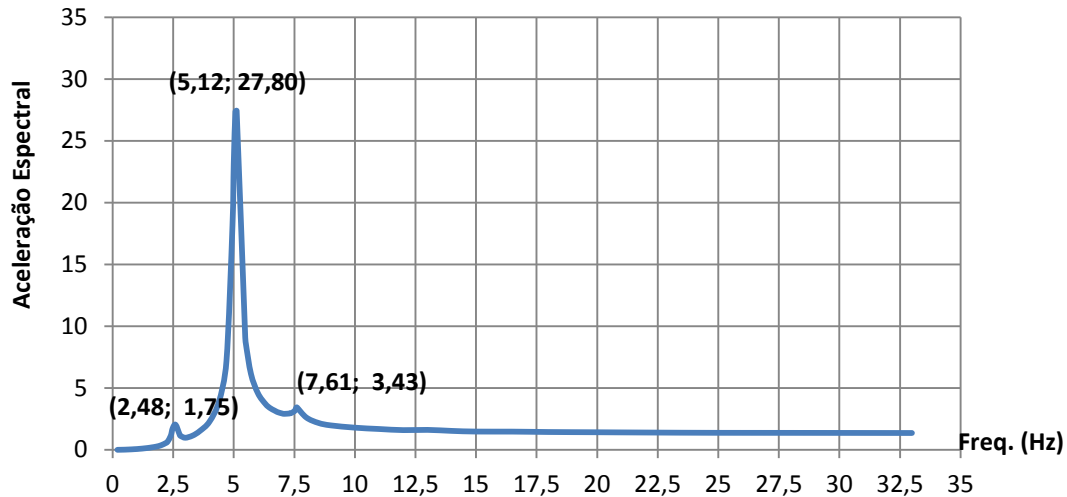


Figura 15 – Aceleração espectral vertical no ponto 2 – MC5, $f = 2,55$ Hz

3.8 Projeto do sistema de controle com AMS

A inserção de amortecedores na estrutura tem como principal objetivo a redução da energia mecânica transferida para o sistema a partir do carregamento dinâmico. O AMS é um dispositivo que trabalha nesse sentido, com a vantagem de atuar de forma passiva, ou seja, não necessita de energia externa para que entre em funcionamento. Por outro lado, o atenuador trabalha sintonizado a uma única frequência, sendo assim efetivo apenas para a faixa de valores de excitação próxima à sua sintonização.

Silva (2012) comenta que Bakre e Jangid (2006) propuseram parâmetros ótimos para o dimensionamento de um AMS em sistemas principais com amortecimento, sujeitos a vários tipos de carregamentos dinâmicos. O objetivo dos pesquisadores é minimizar o deslocamento estrutural e seus estudos apresentam as seguintes equações para cálculo do atenuador:

$$\mu = \frac{m}{M} \quad (4)$$

$$\alpha_{\text{ótimo}} = \sqrt{\frac{\mu(1+3\mu/4)}{4(1+\mu)(1+\mu/2)}} = \frac{f}{f_n} \quad (5)$$

$$k = \omega^2 \cdot m \quad (6)$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{1+\mu/2}}{1+\mu} + (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu)\sqrt{\mu}\varepsilon_{\text{est}} + (a_4 + a_5\sqrt{\mu} + a_6\mu)\sqrt{\mu}\varepsilon_{\text{est}}^2 \quad (7)$$

$$c = 2 \cdot \varepsilon \cdot m \cdot \omega \quad (8)$$

Onde:

M é a massa do sistema principal, m é a massa do AMS e μ é a razão entre as massas;

$\alpha_{\text{ótimo}}$ é a razão ótima entre a frequência do AMS (f) e a frequência natural do sistema principal que se queira sintonizar o amortecedor (f_n);

k é a rigidez, ω é a frequência angular e c é o amortecimento do amortecedor;

ε_{est} é a razão de amortecimento da estrutura em relação ao amortecimento crítico (C_c)

Os coeficientes a_1 a a_6 são apresentados na tabela 8

Tabela 8 – Coeficientes para o cálculo da razão ótima de frequências

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6
-0.50720	0.11169	0.52223	-0.01518	0.31876	0.23187

Existem ainda outros métodos de dimensionamento de AMS, como o proposto por Den Hartog (1956), que foi o pioneiro no estudo de atenuação de vibrações mecânicas. No entanto, seu estudo não considera o amortecimento natural da estrutura, razão pela qual se adota o critério de Bakre e Jangid (2006) neste trabalho.

3.9 Vibração forçada com o uso de amortecedores

Conforme mostrado no item 3.7, o caso mais crítico de carregamento ocorre para a arquibancada totalmente tomada (MC5), carregada à frequência de 2,55Hz. Tendo em vista esta situação são realizados estudos com 16 configurações distintas de amortecedores, com o intuito de se diminuir as acelerações nas arquibancadas a níveis aceitáveis e a utilização de uma massa que não acarrete em grandes aumentos nos esforços estruturais. Nas propostas são utilizados amortecedores com massas próximas a 4t, 2t, 1t e 0,5t, sintonizados ao segundo harmônico do carregamento ($f_{2h} = 5,10\text{Hz}$), à quinta frequência natural ($f_5 = 4,95\text{Hz}$), à sexta frequência natural ($f_6 = 5,07\text{Hz}$) e à sétima frequência natural ($f_8 = 5,12\text{Hz}$).

Os dispositivos são inseridos nos pontos de máximo deslocamento vertical dos modos com os quais são sintonizados, assim: para a sintonização com a quinta frequência a inserção ocorre próxima à borda lateral do degrau superior, ao passo que para os demais casos o amortecedor é alocado no ponto crítico da arquibancada. Os estudos apresentam resultados positivos apenas os casos onde o AMS é colocado no ponto crítico, não mostrando efetividade quando do estudo com a quinta frequência natural. Os estudos mostram que apenas as propostas cujos amortecedores possuem massa próxima ou superior a 1 t conseguem reduzir as acelerações a valores aceitáveis. Os parâmetros do arranjo que melhor se adéqua à proposta inicial podem ser verificados na tabela 9.

Tendo em vista a simetria da arquibancada o estudo prevê a instalação de dois AMS, sendo um de cada lado da estrutura. A locação dos amortecedores pode ser conferida na figura 16.

O espectro de acelerações mostrando os picos de transferência de energia para a estrutura com a inserção dos dispositivos de controle pode se verificado na figura 17, enquanto que a comparação das respostas em termos de acelerações verticais para a arquibancada com controle e sem controle pode ser verificada na figura 18. Os valores de aceleração de pico e VDV e o limite aceitável para as duas situações pode ser conferido na tabela 10.

Tabela 9 – Parâmetros otimizados de cada AMS

M (KN*S ² /m)	μ (%)	m (KN*S ² /m)	$\alpha_{ótimo}$ (%)	f (Hz)	k (KN/m)	ϵ (%)	c KN*S/m
8247,910	0,0125	1,031	1,000	5,069	1045,803	0,559	0,367

Tabela 10 – Comparação das acelerações para a estrutura com e sem controle

Aceleração vertical de pico (m/s ²)				Aceleração vertical em VDV (m/s ^{1,75})			
Sem AMS	Com AMS	Limite	Red. (%)	Sem AMS	Com AMS	Limite	Red. (%)
1,336	0,836	1,000	37,407	0,752	0,479	0,500	36,302

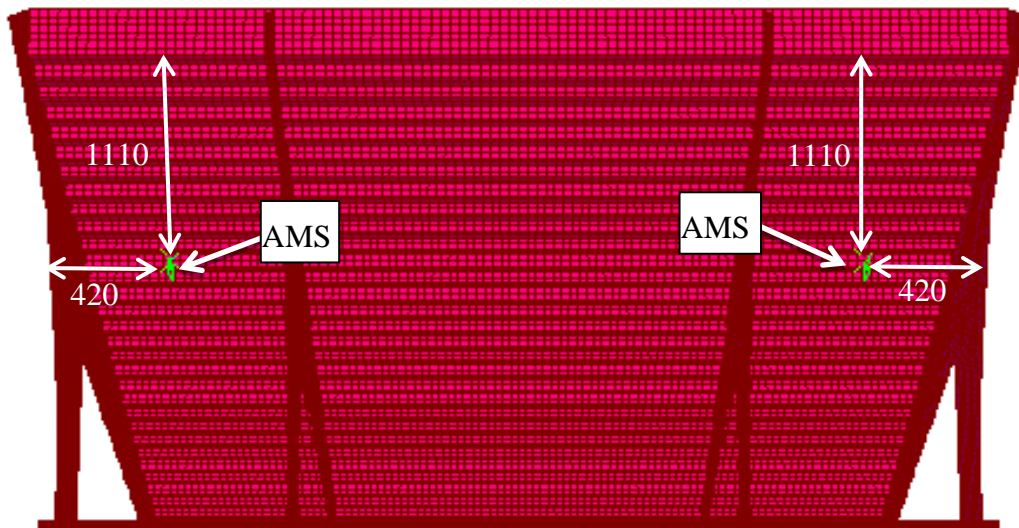


Figura 16 – Localização dos AMS – medidas em cm

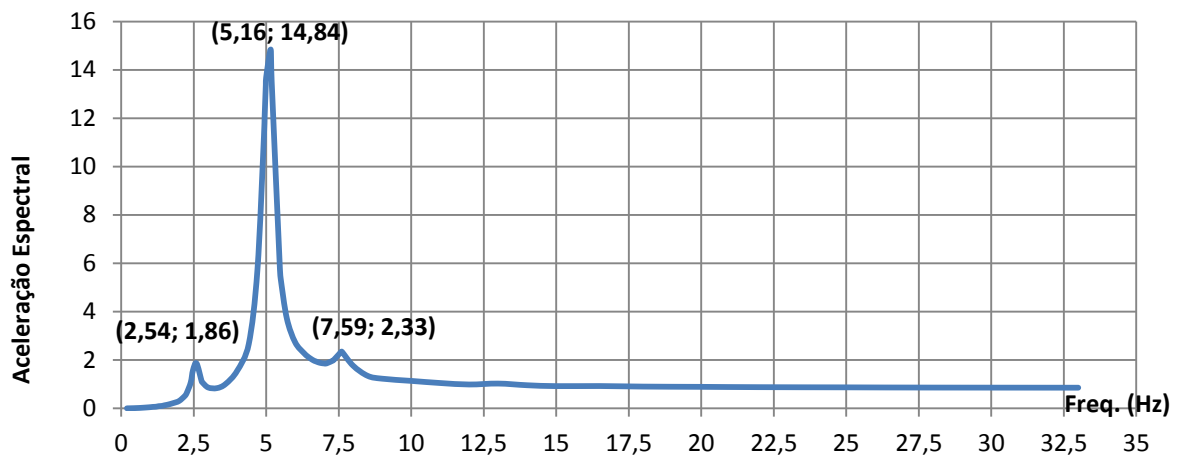


Figura 17 – Aceleração espectral vertical no ponto 2 para a estrutura com os AMS

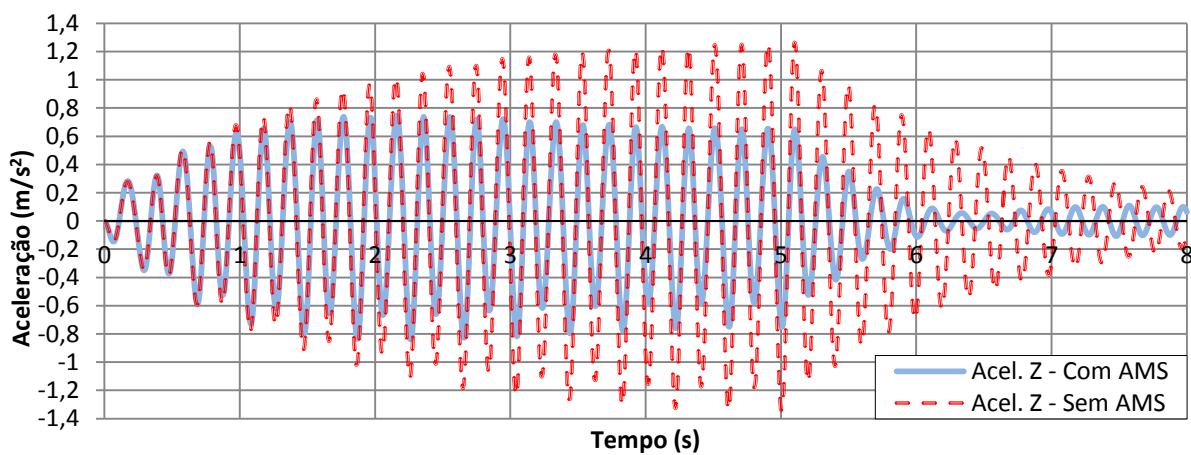


Figura 18 – Sobreposição das acelerações no tempo para a estrutura com e sem controle de vibração

A estrutura é ainda verificada quanto aos demais casos de carregamento estudados, levando em conta a frequência de carga de 2,55 Hz, que, conforme mostrado no item 3.7, apresenta os maiores índices de vibração. Os resultados obtidos para os modelos com e sem a inserção dos dispositivos de controle e a redução da aceleração obtida podem ser verificados nas tabelas 11 e 12. Para as acelerações de pico foi considerado aceitável o limite de 1,000 m/s², ao passo que para os valores em VDV a limitação foi de 0,500 m/s^{1,75}, tendo como base os valores apresentados nos itens 2.1 e 2.2.

Tabela 11 – Comparação das acelerações de pico para os cinco modelos estudados

Modelo	a _{pico} (m/s ²)		Redução (%)	Aceitabilidade
	Sem AMS	Com AMS		
MC1	1,269	0,700	44,838	Sim
MC2	1,229	0,718	41,579	Sim
MC3	1,222	0,784	35,843	Sim
MC4	1,275	0,870	31,765	Sim
MC5	1,336	0,836	37,407	Sim

Tabela 12 – Comparação das acelerações em VDV para os cinco modelos estudados

Modelo	VDV (m/s ^{1,75})		Redução (%)	Aceitabilidade
	Sem AMS	Com AMS		
MC1	0,742	0,399	46,226	Sim
MC2	0,762	0,403	47,113	Sim
MC3	0,701	0,455	35,093	Sim
MC4	0,710	0,473	33,380	Sim
MC5	0,752	0,479	36,302	Sim

Conforme pode ser observado nas tabelas 11 e 12, a inserção dos AMS não causa reduções lineares nas acelerações estruturais, sendo mais efetivo para a atenuação das acelerações em VDV no modelo MC2, com mais de 47% de redução das vibrações, e menos efetivo para a aceleração de pico no MC4, com cerca de 32%. No entanto, para todos os modelos e verificações efetuadas a redução alcançada é suficiente para que as vibrações da estrutura fiquem dentro dos níveis aceitáveis.

4 CONCLUSÕES

De forma geral as arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília não apresentam grandes problemas de vibração excessiva, porém, em pontos específicos e para determinadas frequências de carga parte do público poderá sentir algum desconforto em função das acelerações da estrutura.

A análise modal da arquibancada mostra que os modos de vibração possuem frequências relativamente baixas, o que a princípio pode ser bastante preocupante, principalmente em função da possibilidade de ressonância. Para efeito de comparação, a frequência fundamental

encontrada, $f_1 = 1,02\text{Hz}$, é muito inferior à proposta pela NBR-6118/2014, que sugere valor mínimo de 9,6 Hz. O critério de aumento da frequência fundamental pode ser uma boa solução em situações específicas, no entanto nem sempre é a melhor, principalmente em estruturas grandes e complexas, face à necessidade de redução da massa em movimentação e/ou o aumento da rigidez da estrutura, situação que poderia ser bastante onerosa em função da quantidade e tipo de material a ser utilizado, além das perdas relacionadas à questão estética.

Ainda com relação à análise modal, pode ser verificado que a maioria dos modos de vibração apresenta deslocamentos no plano horizontal, ou seja, em direção vertical ao carregamento, e, portanto, mais difíceis de serem excitados pelos saltos da torcida. No entanto, isso não deve ser vista como uma regra. A decomposição dos esforços em função da inclinação da arquibancada pode acarretar em deslocamentos no sentido radial e, portanto, excitar algum modo que apresente deslocamentos nessa direção. Outras situações possíveis são aquelas onde o público salte com movimentos laterais, balance o corpo, ou ainda que seja disposto de forma não balanceada e que com isso a estrutura também seja carregada no sentido tangencial e seja excitada nos modos que apresentem deslocamentos nessa direção.

A aplicação de diferentes frequências de carga apresenta outra situação a ser avaliada. Conforme anteriormente comentado, estruturas complexas como esta podem apresentar diversos tipos de modos de vibração com frequências naturais na mesma faixa do carregamento ou dos seus harmônicos próximos e podem ser facilmente excitados. Desta forma, a imposição de uma ou outra frequência de carga em ressonância com algum modo de vibração que se queira estudar pode não mostrar a situação com maior nível vibração, principalmente quando se tem modos com frequências parecidas. No caso deste trabalho, por exemplo, o carregamento com frequência intermediária ao sexto e sétimo modos de vibração é a que apresenta os maiores índices de vibração.

A distribuição do público nas arquibancadas é outra questão importante de ser analisada. Os estudos mostram que os resultados podem apresentar variações consideráveis, como na verificação das acelerações da estrutura controlada para os cinco modelos estudados, onde as acelerações de pico para o primeiro e quarto modelos resultaram em diferença de quase 25%, conforme mostra a tabela 11. Ainda neste sentido, diferentes métodos de análise podem mostrar situações críticas distintas, como pode ser visto nas tabelas 11 e 12, onde a pior situação de conforto quando a estrutura é analisada em termos de aceleração de pico ocorre para o MC5, ao passo que para as acelerações em VDV, o MC2 apresenta a situação mais desfavorável. No mais, a disposição de forma não simétrica do público nas arquibancadas poderá acarretar em resultantes de carga no sentido tangencial da arquibancada e assim excitar um ou mais modos que tenham deslocamentos nesta direção. Apesar de não ter sido aqui mostrada, esta análise foi realizada para esta estrutura e as acelerações tangenciais obtidas apresentaram variação em função dos cinco modelos de cálculo, porém, todas abaixo dos limites admissíveis.

Apesar das arquibancadas do estádio não apresentarem grandes problemas relacionados às vibrações, o público que as frequentam deve sentir conforto em qualquer local que esteja. Conforme mostrado, um dos pontos analisados apresenta acelerações acima do aceitável e pode trazer desconforto a parte dos usuários para determinadas situações de carga. Os estudos mostram que a inserção de dois AMS com massa relativamente baixa, de cerca de uma tonelada cada, é suficiente para solucionar o problema dinâmico, sem acarretar em esforços mecânicos para os quais a estrutura não possa ser readequada.

Ainda com relação à inserção dos AMS na estrutura, dois pontos importantes devem ser analisados e podem ser verificados nas tabelas 11 e 12: o primeiro diz respeito à variação da redução das acelerações em função do modelo de carregamento estudado. Um determinado modelo de cálculo pode ter maior ou menor redução de vibração, como, por exemplo no caso do MC1 com cerca de 45% e o MC4 com aproximadamente 32% de diminuição para as acelerações de pico. O segundo ponto mostra que os amortecedores não apresentam a mesma redução de vibração para os diferentes modos de análise. No caso do MC2, quando se observam as acelerações de pico os AMS reduzem os valores em cerca de 41%, ao passo que para as acelerações em VDV o a redução chega a mais de 47%, mostrando que em determinadas situações, os dispositivos podem ser suficientes para reduzir as vibrações em relação a um determinado critério, mas não para todos.

REFERÊNCIAS

- Bachmann, H.; Pretlove, A. J.; Rainer, J. H. – *Vibrations problems in Structures: Practical Guidelines* – USA, Boston, 1995.
- Bakre, S. V., Jangid, R. S., *Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system*. Structural Control and Health Monitoring, 14:448–470, 2006.
- Campista, D. F., *Análise Dinâmica e Estudo de Conforto Humano das Arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.
- CEB. *Vibration Problems in Structures. Practical Guidelines*. Bulletin d’Information N° 209. Comité European du Béton, Suíça, 1991.
- D’ambra, R. B., Iturrioz, I., Doz, G. *Estudio de las Características Dinámicas de Estadios de Fútbol*. In: XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 1997, São Carlos. Anais, 1997. v. 3. p. 915-924.
- Ellis, B. R.; Littler, J.D. *Response of cantilever grandstands to crowd loads, Part I: Serviceability evaluation, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, 157 SB4 p. 235-241, 2004.
- Faísca, R. G. *Caracterização de Cargas Dinâmicas geradas por Atividades Humanas*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 2003.
- Hartog, J. P. D. *Mechanical vibrations*. Mcgraw-Hill; 1956
- International Standard for Organization – *Evaluation of Human Exposure to Whole-body Vibration - Part 1: General Requirements* – ISO 2631/1 - Suíça, 1985.
- International Standard for Organization – *Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of Human Exposure to Whole-body Vibration - Part 1: General Requirements* – ISO 2631/1 - Suíça, 1997.
- Lima, G. V. F., *Análise Dinâmica via Método dos Elementos Finitos do Estádio Nacional de Brasília*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- Rodrigues, J. F. S., *Ações Induzidas por Multidões em Estruturas de Arquibancadas*. Tese de Doutorado. Universidade Federal de São Paulo, Brasil, 2003.

Sacks, M. P., Behboudi, R., Swallow, J. C. *Tuned Mass Dampers For Soldier Field Stadium Grandstand Vibration*, Ontario – Canada, 2005.

Setareh, M. Evaluation and assessment of vibrations owing to human activity. In: *Proceedings of the institution of civil engineers – structures and buildings*, vol. 165(SB5). 2012. p. 219-31.

Silva, C.A.A.S., *Análise de Vibrações em Elementos Pré-Fabricados de Bancadas de Estádios* – Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.

Sim, J. H. H., *Human-Structure Interaction in Cantilever Grandstands*. Tese de Doutorado. University of Oxford, Inglaterra, 2006.