



EFEITO DE AMORTECEDORES NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE EDIFÍCIOS ALTOS SUBMETIDOS A CARGAS DE VENTO

Rios, Marina Polónia

Andrade, Sebastião Artur Lopes

mariprios@gmailcom

andrade@puc-rio.br

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Rua Marquês de São Vicente, 225, Gávea, 22451-900, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

Gonçalves, Paulo Batista

paulo@puc-rio.br

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Rua Marquês de São Vicente, 225, Gávea, 22451-900, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

Resumo. *O aumento da altura dos edifícios, aliado ao surgimento de materiais mais resistentes, faz com que as estruturas sejam cada vez mais esbeltas. Com isso, a ação do vento se torna um importante fator a ser considerado nesses projetos. A sua característica dinâmica provoca efeitos de vibração nas estruturas que devem ser analisados, em especial em relação ao conforto do usuário, afetado por deslocamentos e acelerações elevadas. Este estudo aborda a utilização de amortecedores fluidos como forma de reduzir a resposta dinâmica de estruturas submetidas a cargas de vento. Foi feita uma análise dinâmica de um edifício padrão submetido a um carregamento de vento, com o objetivo de analisar a influência dos amortecedores. Foram definidos cinco modelos estruturais, com diferentes configurações de amortecedores, de forma a encontrar a sua melhor distribuição na estrutura para reduzir a resposta a níveis aceitáveis de conforto para os usuários.*

Palavras-chave: *Edifícios altos; dinâmica de estruturas; cargas de vento; amortecedores fluidos.*

1 INTRODUÇÃO

Com o aumento da altura dos edifícios, que muitas vezes vem acompanhado do aumento de flexibilidade e pouco amortecimento, as estruturas estão cada vez mais suscetíveis às vibrações provocadas pelo vento. As estruturas muitas vezes são projetadas de forma a resistir satisfatoriamente às cargas laterais, no entanto ainda sofrem com o elevado nível de vibrações, provocando desconforto aos seus usuários. Este estudo tem por objetivo investigar o comportamento dinâmico de um edifício alto quando submetido às cargas de vento. Com esta finalidade, analisa-se um caso típico de um prédio de 172,80 metros de altura, com estrutura mista em aço e concreto, através de um modelo computacional utilizando o método dos elementos finitos. São aplicadas cargas de vento que variam em função do tempo, seguindo o método dos ventos sintéticos, desenvolvido por Franco (1993). Em seguida, é analisada a introdução de amortecedores fluidos nessa estrutura, como forma de reduzir a sua resposta dinâmica. São analisadas diferentes configurações estruturais, visando definir uma distribuição ótima dos amortecedores na estrutura, de forma a alcançar níveis toleráveis de deslocamentos e acelerações, permitindo o conforto dos usuários.

2 AÇÃO DINÂMICA DO VENTO NA ESTRUTURA

As rajadas de vento se comportam de forma aleatória, com diferentes dimensões e frequências. Portanto, não há como alcançar resultados com precisão através de um estudo determinístico. A melhor maneira de estudá-las é através de ferramentas estatísticas. Portanto, será utilizado o método dos ventos sintéticos, que simula a variação da velocidade do vento ao longo do tempo.

A carga resultante do vento consiste na soma da velocidade média do vento com o efeito de rajada. Estas duas parcelas são analisadas separadamente, e o efeito total é resultado da superposição dos efeitos, ou seja:

$$V(z, t) = \bar{V}(z) + v(z, t). \quad (1)$$

Para definir a parcela flutuante do vento, é necessário conhecer o conceito de espectro de potência.

2.1 Espectro de potência

Blessmann (1998) define o espectro de potência de um fenômeno aleatório como a distribuição de energia contida nesse fenômeno para as diversas frequências. Segundo Holmes (2007), o espectro de potência define a contribuição da parcela referente a cada frequência para a variância da série, na forma:

$$\sigma_v^2 = \int_0^\infty S^v(f) df. \quad (2)$$

Existem diversos espectros de potência, definidos através de medidas de velocidades do vento em diversas alturas e diferentes tipos de terrenos. Neste estudo considera-se o espectro de Davenport, uma vez que este é o mais encontrado na literatura, e o espectro de Kaimal, que, segundo Moraes (2014), fornece os melhores resultados para baixas frequências.

2.1.1 Espectro de potência de Davenport

O espectro de Davenport é descrito pela Eq. 4 (Morais, 2014):

$$\frac{fS^v(f)}{u_*^2} = 4 \frac{X_1^2}{(1 + X_1^2)^{4/3}}. \quad (3)$$

sendo:

X_1 a frequência adimensional, definida por $X_1 = \frac{1200f}{V_0}$;

f a frequência em Hz;

$S^v(f)$ a densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f ;

u_* é a velocidade de fricção.

A velocidade de fricção u_* é definida pela expressão $u_* = \frac{kV_0}{\ln\left(\frac{10}{z_0}\right)}$, onde:

k representa a constante de Kármán, com o valor de 0,4;

z_0 é o comprimento de rugosidade, definido na NBR 6123 [3];

V_0 é a velocidade média do vento a 10m acima do nível do terreno, em m/s.

Segundo Lazzarini (2003), o espectro de potência de Davenport não representa bem os valores obtidos em baixas frequências e não considera a influência da cota z . No entanto, a expressão é de fácil integração e é usada largamente na engenharia.

2.1.2 Espectro de potência de Kaimal

Morais (2014) afirma que o espectro de potência de Kaimal é mais adequado para o estudo de edifícios altos, uma vez que este considera o efeito da altura “ z ” quando a multiplica pela frequência a fim de definir a frequência adimensional “ x ”. Tem-se, portanto, a seguinte expressão para o espectro de potência de Kaimal:

$$\frac{fS^v(f, z)}{u_*^2} = \frac{20X_1^2}{(1 + 50X_1^2)^{5/3}}. \quad (4)$$

Onde: $X_1(f, z) = \frac{fz}{V_z}$ e $u_* = \frac{k\overline{V_z}}{\ln(z/z_0)}$.

2.2 Carga de vento atuando na estrutura

Nesse estudo analisa-se um edifício hipotético com 172,8m de altura, e dimensões 45x32m em planta. Considere que o edifício tem utilização comercial, localizado na cidade do Rio de Janeiro, em um terreno de categoria II, definida pelos critérios da NBR 6123 (1988). Seguindo os critérios desta norma e do método dos ventos sintéticos, foi definida a carga dinâmica do vento variando a cada 36m, aproximadamente. As Figuras 1 e 2 apresentam os resultados obtidos usando o espectro de potência de Davenport e de Kaimal, respectivamente, para uma altura $z = 144m$.

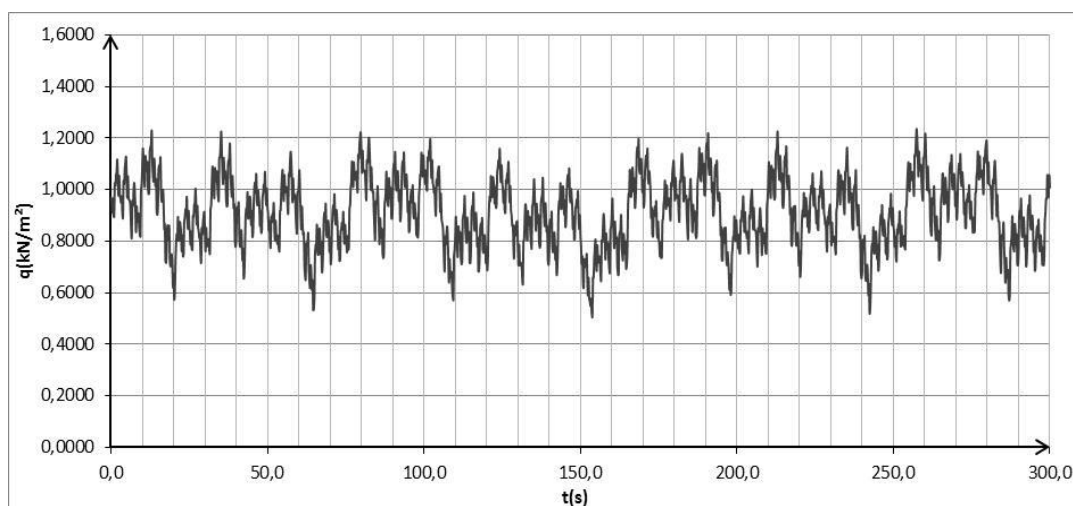


Figura 1. Carga de vento segundo o espectro de Davenport para $z=144,00\text{m}$

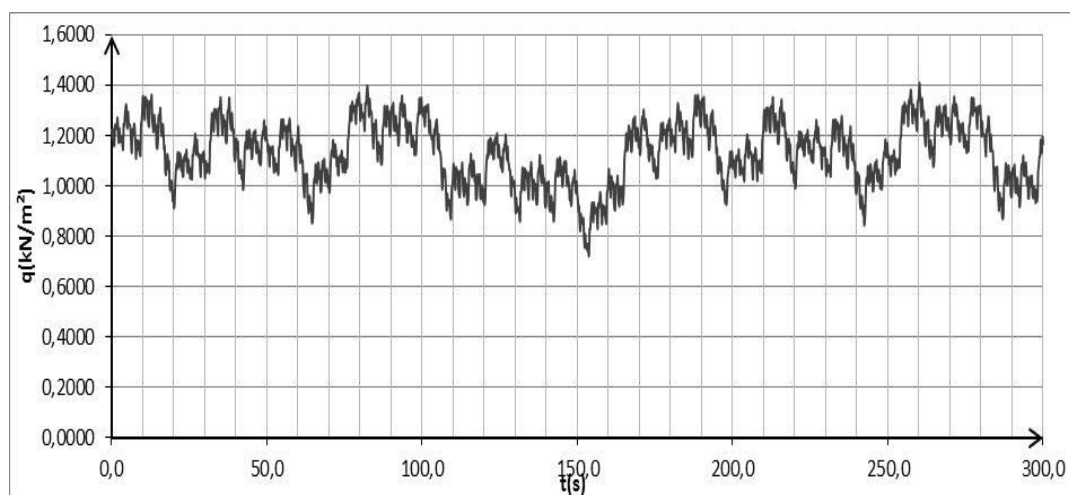


Figura 2. Carga de vento segundo o espectro de Kaimal para $z=144,00\text{m}$

2.3 Critérios de conforto dos usuários

A definição de valores limites para o conforto dos usuários é uma questão complexa, uma vez que a percepção da vibração varia para cada indivíduo. Diversos estudos foram feitos de forma a definir limites aceitáveis para as vibrações de edifícios. Blessmann (1998) apresenta o estudo de Chang, que parte da equação de movimento de uma partícula para definir a aceleração máxima da estrutura. A Figura 3 apresenta os níveis de percepção humana em relação à frequência e à amplitude do movimento, definidos por Chang.

Kareem et al. (1999) afirmam que, nos Estados Unidos, o padrão utilizado é de 10 a 15 mili-g para edifícios residências e 20 a 25 mili-g para edifícios comerciais. Este critério é definido em função da aceleração de pico.

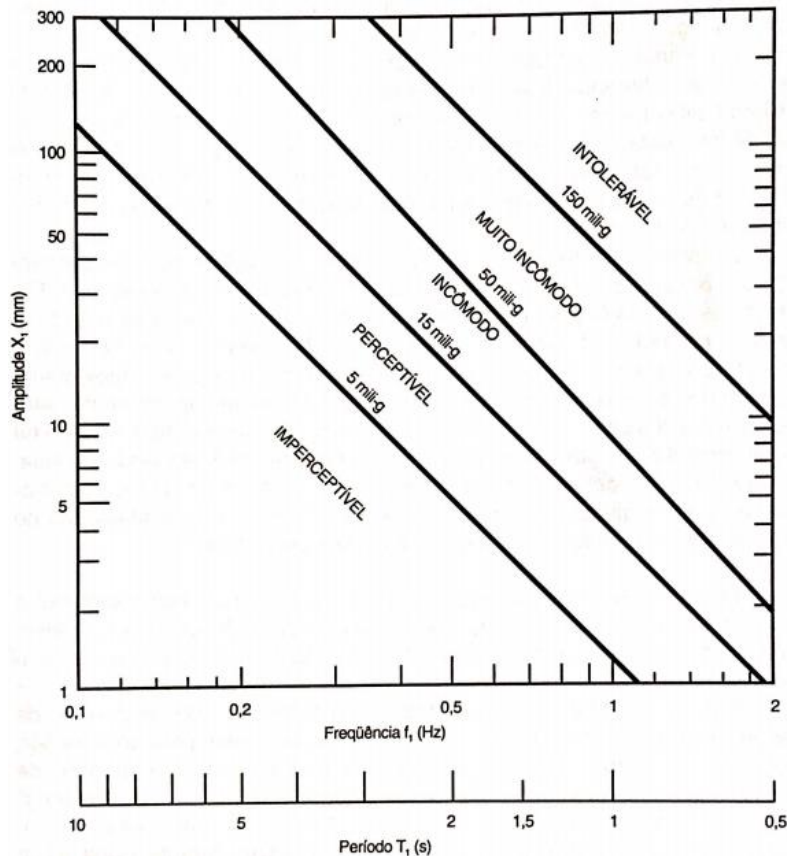


Figura 3. Graus de conforto, Segundo Chang (Blessmann, 1998)

3 AMORTECIMENTO DAS ESTRUTURAS

Neste estudo analisa-se a utilização de amortecedores passivos como forma de reduzir as vibrações nas estruturas. Sua função básica é absorver e dissipar a porção de energia introduzida na estrutura através de cargas dinâmicas, reduzindo, portanto, a participação dos elementos principais da estrutura na dissipação de energia, e consequente danos aos elementos estruturais.

3.1 Amortecimento inerente das estruturas

O amortecimento inerente às estruturas é função do material utilizado, das ligações e travamentos, da forma da estrutura, do solo em que a estrutura se encontra, dentre outros fatores. Esse tipo de amortecimento pouco pode ser alterado, diferente das frequências naturais, que podem variar conforme variam a massa e a rigidez da estrutura.

A NBR 6123 (1988) apresenta valores de amortecimento indicado para diversos tipos de estruturas, representada pelo coeficiente de amortecimento ζ da tabela 19.

Nos casos em que o amortecimento inerente à estrutura não é suficiente para combater os efeitos de vibração, amortecedores auxiliares podem ser adicionados à estrutura. Essa solução se tornou bastante popular, e tem sido largamente usada para reduzir as vibrações causadas tanto pelo vento quanto por sismos. Exemplos de estruturas com diversos tipos de amortecedores adicionais serão apresentados mais adiante.

3.2 Amortecedores passivos

Os amortecedores passivos podem ser divididos em dois tipos: os que atuam com dissipação indireta de energia e os que atuam com dissipação direta de energia. Neste estudo, serão analisados os amortecedores fluidos de dissipação direta de energia. Estes amortecedores atuam através da dissipação de energia pelo fluxo de um fluido viscoso por um orifício. Esses dispositivos se tornaram bastante populares uma vez que podem ser facilmente incorporados aos elementos da estrutura, como vigas e travamentos.

Segundo Soong e Dargush (1997), o sistema de equações de movimento de uma estrutura com amortecedores submetida a cargas de vento se dá por:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx + \Gamma\dot{x} = p. \quad (5)$$

onde M é a matriz de massa, C a matriz correspondente ao amortecimento inerente à estrutura, K a matriz de rigidez e Γ é a matriz correspondente ao amortecimento passivo adicionado à estrutura.

Em alguns casos o sistema de equações pode ser reduzido a uma forma desacoplada, o que ocorre no caso de amortecimento proporcional. Em outros casos, não linearidades, parcelas não proporcionais de amortecimento ou efeitos hereditários podem aparecer, não permitindo o desacoplamento das equações. Para esses casos são usados algoritmos numéricos para resolver esse sistema de equações através da integração direta do sistema de equações, como o algoritmo de Newmark, que é usado em diversos programas computacionais. Soong, Dargush (1997) afirmam que apropriadamente aplicados, os amortecedores são capazes de reduzir tanto os deslocamentos, quanto as tensões na estrutura.

Em muitos casos as forças de amortecimento são independentes da frequência natural da estrutura. Portanto, é possível variar a disposição e a capacidade desses amortecedores, sem alterar o período de resposta da estrutura.

3.3 Amortecedores fluidos

O amortecedor fluido dissipa a energia introduzida na estrutura ao aplicar uma força resistente ao movimento através do deslocamento de um pistão em uma câmara preenchida com um fluido altamente viscoso. A Figura 4 ilustra esquematicamente o funcionamento do amortecedor.

A dissipação ocorre com a transformação de energia mecânica em calor. Em alguns casos são incluídos detalhes geométricos no projeto do pistão, de forma a melhorar o seu desempenho. Segundo Soong & Dargush (1997), a pioneira nesse tipo de amortecedor é a empresa americana Taylor Devices.

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.

Em geral, a resposta força-deformação do amortecedor depende principalmente da forma do anel em torno do pistão, ou seja, da relação entre h e R , apresentados na Figura 5. Segundo Soong & Dargush (1997), se considerarmos que o fluido é altamente viscoso e os orifícios para a sua passagem são pequenos em relação ao tamanho da cabeça do pistão, a equação que descreve o comportamento do amortecedor é:

$$P_v = C_v V. \quad (6)$$

onde P_v é a força atuando no amortecedor, C_v é a constante do amortecedor e V é a velocidade.

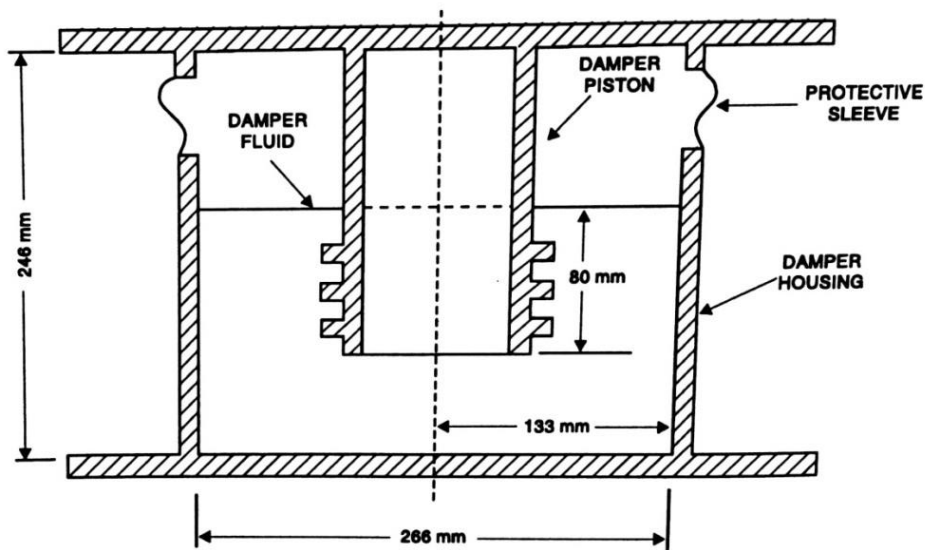


Figura 4. Amortecedor fluido (Soong & Dargush, 1997)

Esta equação, portanto, descreve o comportamento de um amortecedor viscoso linear, com a dissipação de energia ocorrendo estritamente pela passagem do fluido pela passagem anelar entre o pistão e o compartimento externo.

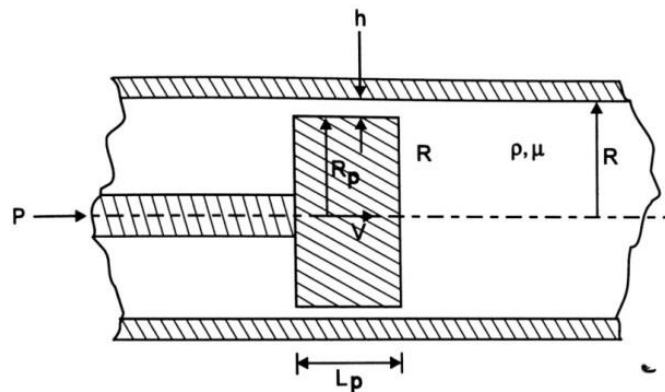


Figura 5. Amortecedor de fluido viscoso esquemático (Soong, Dargush, 1997)

Esses dispositivos são capazes de promover o amortecimento no modo de vibração principal, além de aumentar a rigidez da estrutura nos modos secundários, muitas vezes praticamente eliminando sua contribuição. Segundo Soong & Dargush (1997), os amortecedores fluidos são indicados para trabalhar em frequências entre 0 e 2,0 Hz, e conseguem bons resultados também em casos de baixas amplitudes, tendo casos de sucesso sido obtidos para variações de até 0,02 mm. Ao incorporar o uso de amortecedores fluidos em edifícios, é possível reduzir a sua resistência lateral, uma vez que os amortecedores, por si só, reduzem os deslocamentos provocados pelo vento, aumentando o conforto dos usuários, sem a necessidade de criar seções mais rígidas.

4 MODELO NUMÉRICO

Para a análise do comportamento de amortecedores fluidos como forma de reduzir os efeitos do vento em edifícios altos, é estudado um exemplo de um edifício de 48 pavimentos, com altura total de 172,8m e dimensões em planta de 45,0 x 32,0 m, sendo um núcleo central com 27,0 x 9,0 m. A planta do edifício, ilustrada na Figura 7, foi inspirada em um exemplo apresentado por Chien & Ritchie (1984), para o cálculo de edificações de múltiplos andares com vigas mistas.

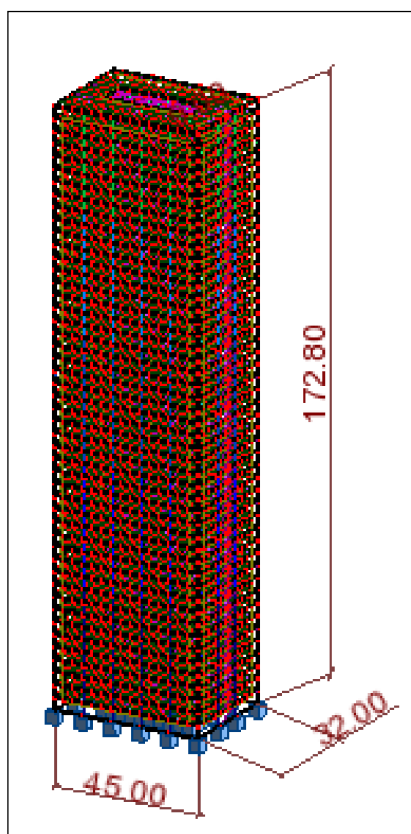


Figura 6. Vista geral da estrutura do edifício

O edifício é constituído de vigas e pilares de aço, com lajes em concreto armado de 15,0 cm de espessura. Os materiais utilizados e suas características são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Características dos materiais

Material	Utilização	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (MPa)	G (MPa)
Concreto	Lajes	25	-	-	38.000	16.300
Aço ASTM A572 Grau 50	Vigas e travamentos	-	345	450	210.000	80.800
Aço ASTM A913 Grau 60	Pilares	-	415	520	210.000	80.800

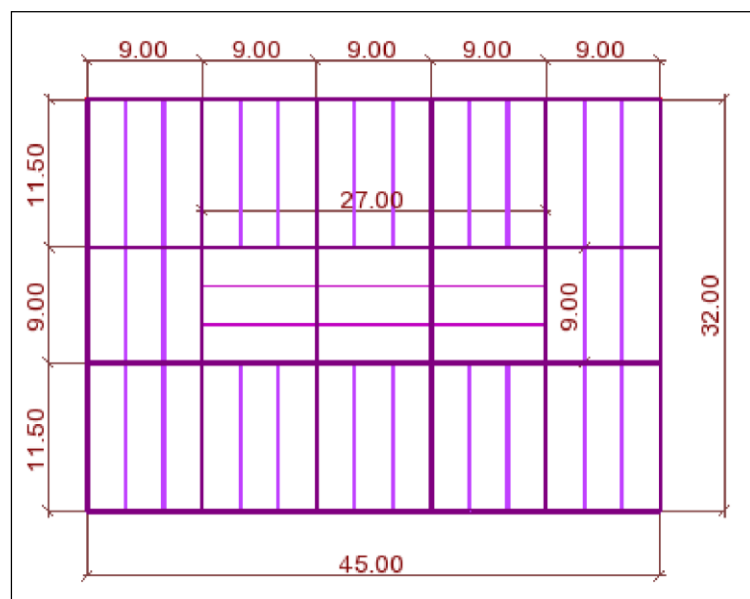


Figura 7. Vista superior da estrutura do edifício

As vigas principais são W460x106, e as vigas secundárias W410x60. As vigas são rotuladas, com exceção das localizadas na fachada, que são contínuas nos pilares, como forma de combater os esforços de torção. A Figura 8 apresenta esquematicamente a distribuição das vigas em cada pavimento. As vigas são conectadas às lajes de concreto, fazendo com que trabalhem como estruturas mistas, aumentando assim a sua resistência à flexão. Para isso, no modelo computacional, foram definidos offsets entre as vigas e a laje.

Os pilares são de perfil laminado do tipo HD, sendo os pilares de fachada com bitola variável entre HD400x990 e HD400x187 e os pilares do núcleo central entre HD400x554 a HD260x114, variando aproximadamente a cada 10 andares, conforme apresentado na Figura 9.

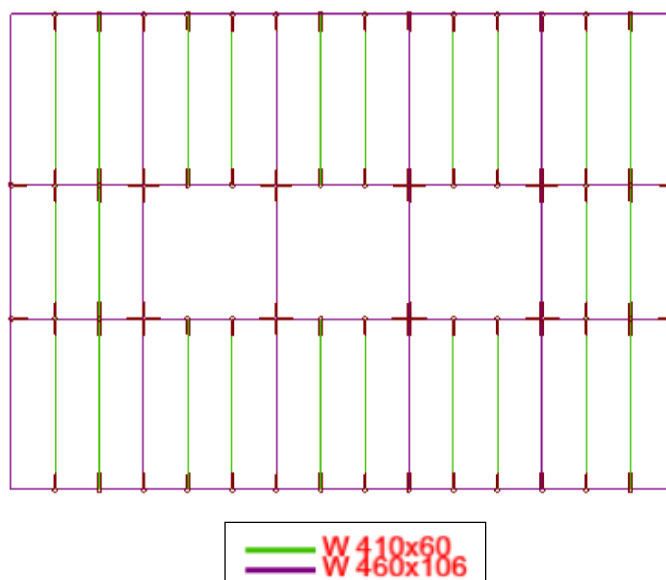


Figura 8. Planta esquemática das vigas em cada pavimento

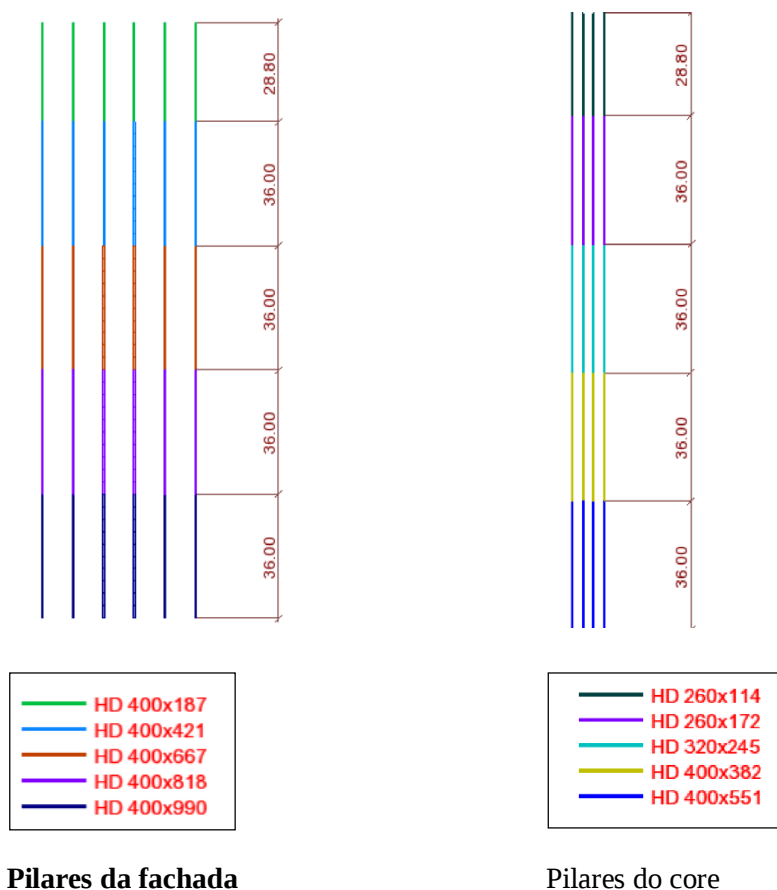


Figura 9. Seções dos pilares

O modelo inicial apresenta um sistema de resistência a cargas horizontais utilizando travamentos com barras inclinadas HP 310x94, em X no núcleo, tanto na direção x como na direção y. Essas barras são modeladas como barras de treliça, e são capazes de absorver somente esforços axiais. A disposição, em planta e em cortes desses travamentos é apresentada nas Figuras 10 e 11. O total de aço necessário para este projeto é de 3.164.597 kg.

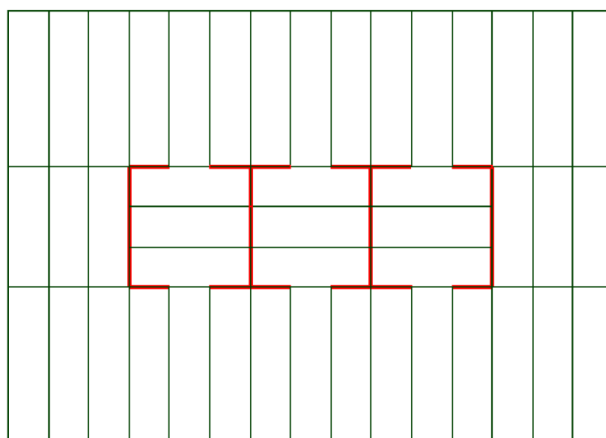


Figura 10. Travamentos no projeto original - Vista superior

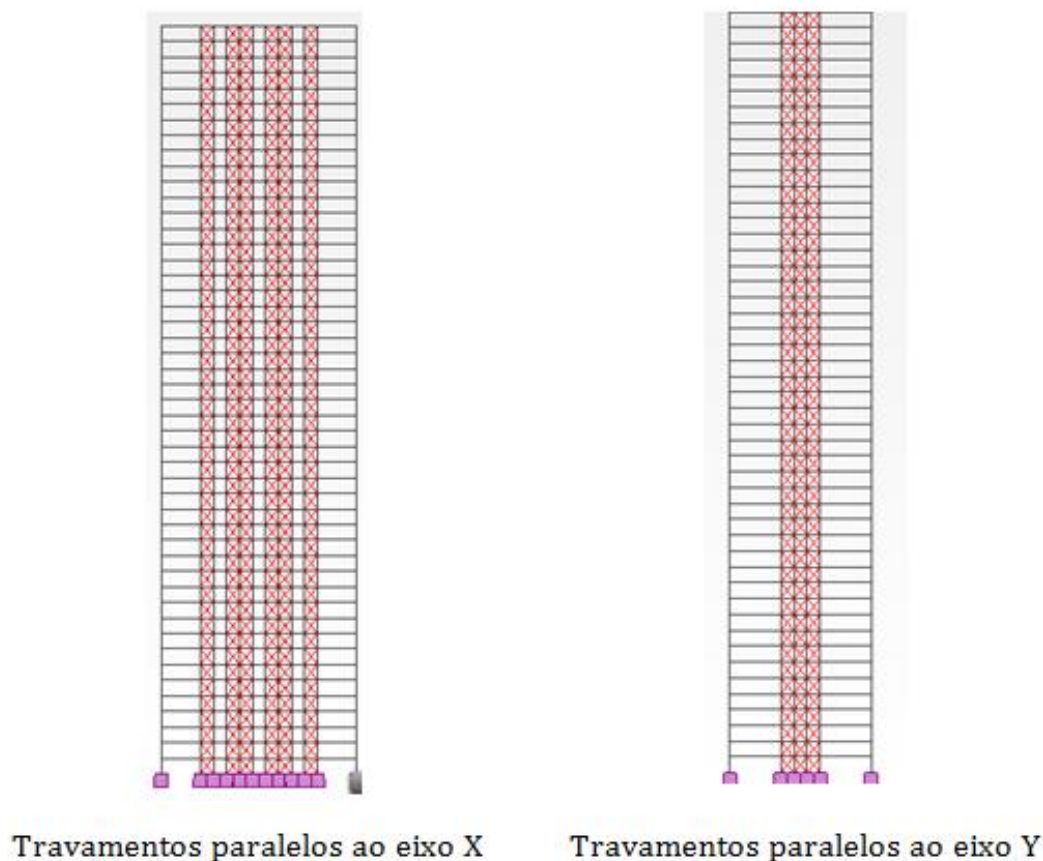


Figura 11. Vistas frontais dos travamentos

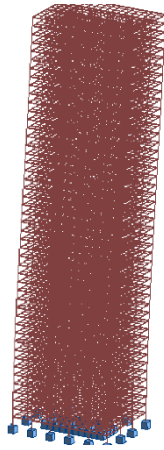
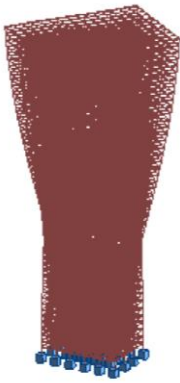
Além do peso próprio da estrutura, são consideradas as cargas permanentes de 35 kg/m^2 em cada pavimento, referente a revestimentos, e 150 kg/m^2 nas fachadas, relativo ao peso de vidros e esquadrias. Essas cargas foram incorporadas no cálculo da massa modal da estrutura, chegando a um total de $34.508.921,40 \text{ kg}$.

Foi feito inicialmente um pré-dimensionamento da estrutura, considerando uma sobrecarga na estrutura de 300 kg/m^2 em cada pavimento, e a carga de vento estática, calculada segundo a NBR 6123 (1988). O modelo computacional foi desenvolvido usando o programa Autodesk Robot Structural Analysis, e, a partir dele, foi feita uma análise não linear. No modelo foram usados elementos finitos do tipo barra para vigas, pilares e contraventamentos, além de elementos finitos do tipo Q4 para as lajes. Na base de cada pilar foram definidos apoios engastados. O modelo possui, com isso, um total de 26156 nós e 156672 graus de liberdade.

Os deslocamentos máximos encontrados no topo do edifício para essas cargas foram: 197 mm para o caso do vento atuando na direção x , 364 mm para o caso do vento atuando na direção y , além de um deslocamento vertical de 102 mm .

A seguir, são apresentadas as frequências naturais dos três primeiros modos de vibração e o percentual de massa mobilizado em cada modo para as direções x e y e a sua forma modal.

Tabela 2. Modos de vibração natural da estrutura inicial

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa mobilizada UX (%)	Massa mobilizada UY (%)	Forma do modo de vibração	Comportamento do modo de vibração
1	0,18	5,58	0,00	66,18		Flexão no eixo fraco (eixo y)
2	0,19	5,25	0,00	66,18		Torção
3	0,21	4,82	70,22	66,18		Flexão no eixo forte (eixo x)

4.1 Critérios de projeto

Para a análise dinâmica são analisadas as repostas da estrutura para deslocamentos, velocidades e acelerações. Os resultados apresentados nesse estudo são referentes a um dos vértices do topo da estrutura, na direção do eixo fraco da estrutura (eixo Y).

Para o Modelo com amortecedores foram analisados os resultados considerando a constante dos amortecedores igual a 40% da constante de amortecimento crítico da estrutura, $C_{cr} = 4\pi f_1 M$, sendo M a massa modal e f_1 a frequência natural em Hz do primeiro modo de vibração de cada modelo estudado. Para cada uma dessas respostas, são analisados os valores máximos, a média dos picos ao longo do período estudado, e os valores RMS. Além disso, é analisado o deslocamento médio da estrutura, que no caso de aceleração e velocidade é zero. Os resultados para cada constante são comparados com os resultados para a constante $C=0$ (sem amortecedores), sendo assim possível avaliar o efeito dos amortecedores na resposta dinâmica da estrutura.

Conforme apresentado na Tabela C.1 da NBR 8800 (2008), os deslocamentos entre o topo e a base do pilar não devem ultrapassar $H/400$. Portanto, o deslocamento máximo permitido no topo é de 432 mm. Em relação ao conforto do usuário, considera-se que acelerações abaixo de 50 mm/s^2 não são perceptíveis aos seres humanos, no entanto, acelerações de até 250 mm/s^2 são aceitáveis, se forem consideradas acelerações de pico, conforme apresentado no item 2.4.

Todas as hipóteses apresentadas neste estudo consideram um amortecimento inerente à estrutura de 1%, valor indicado na tabela 19 da NBR 6123 (1988) para edifícios de estrutura metálica. Nos casos em que há acréscimo de amortecedores fluidos associados à estrutura, os efeitos são somados.

Para a análise dinâmica da estrutura, o programa utiliza o método de integração de Newmark. Por este método, segundo o manual do programa Autodesk Robot Structural Analysis (2014), podemos definir o amortecimento inerente à estrutura através das constantes α e β , definidas a seguir:

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (7)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (8)$$

onde ω_1 e ω_2 são as frequências referentes aos dois primeiros modos de vibração e ξ é o coeficiente de amortecimento da estrutura.

A matriz de amortecimento C é calculada então em função das matrizes de rigidez K e de massa M , considerando os parâmetros definidos acima, através da equação:

$$C = \beta \times K + \alpha \times M \quad (5)$$

4.2 Modelo inicial

Apresenta-se na Tabela 3 e nas Figuras 12 a 14 uma comparação da resposta da estrutura de referência para os espectros de Davenport e de Kaimal.

Tabela 3. Comparação da resposta no topo da estrutura submetida aos esforços de vento definidos pelos espectros de potência de Davenport e Kaimal

	Uy (mm)		Vy (mm/s)		Ay (mm/s ²)	
	Davenport	Kaimal	Davenport	Kaimal	Davenport	Kaimal
Máximos	600,39	608,84	366,24	375,25	379,23	365,63
Média Picos	507,93	458,35	256,78	196,29	332,63	255,39
Média geral	281,90	284,76				
RMS	167,94	131,66	188,97	146,35	217,95	169,02

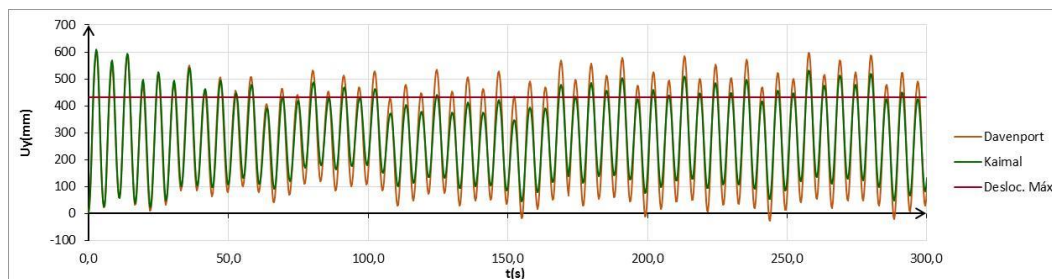


Figura 12. Comparação do deslocamento sofrido pela estrutura em seu topo submetida aos esforços de vento definidos pelos espectros de potência de Davenport e Kaimal

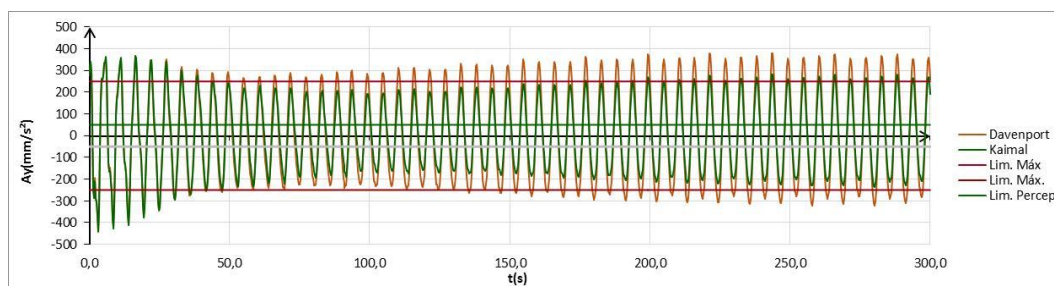


Figura 14. Comparação da aceleração apresentada no topo da estrutura submetida aos esforços de vento definidos pelos espectros de potência de Davenport e Kaimal

É interessante observar que o deslocamento no topo do edifício cresce 65% com a inclusão da parcela flutuante da carga de vento. A Tabela 3 indica que deslocamento máximo desejável é ultrapassado tanto no seu deslocamento máximo, de 600,39 mm, quanto na média dos picos que é de 509,61mm. O deslocamento médio, que representa a parcela do deslocamento referente à força média do vento, no entanto, está dentro deste limite com um valor de 281,90mm.

Nos resultados acima, a aceleração máxima alcançada é de 379,23mm/s², enquanto a média dos picos é de 333,43mm/s², ambas ultrapassando o limite máximo aceitável. O valor RMS representa a intensidade média de um fenômeno, temos o valor de 167,94mm/s² para aceleração média, valor superior ao limite de percepção dos usuários. Verifica-se, portanto, que a estrutura, em virtude da sua esbeltez e flexibilidade, não atende os critérios impostos de conforto e segurança, sendo necessárias modificações de projeto ou o uso de mecanismos de controle de vibrações.

4.3 Modelo com amortecedores

Foram introduzidas diagonais nos três vãos de cada uma das fachadas paralelas ao eixo Y, representadas em vermelho na Figura 15. A essas diagonais foram associados amortecedores fluidos, que são introduzidos no modelo através da definição de liberação graus de liberdade das barras. Neste caso, libera-se o deslocamento axial da barra e associa-se a esse deslocamento uma constante de amortecimento. Esta constante de amortecimento só é considerada na análise

dinâmica, e não altera os modos de vibração da estrutura. Para esse caso, com inclusão de amortecedores, foi feita uma análise linear para obter a resposta da estrutura.



Figura 15. Disposição dos amortecedores na fachada

Para reduzir os deslocamentos excessivos, optou-se por enrijecer a estrutura. Portanto, foram retiradas as rótulas das vigas referentes aos pórticos principais do eixo y. Na Figura 16, as vigas em vermelho foram alteradas, as ligações com rótulas foram substituídas por ligações resistentes a momento.

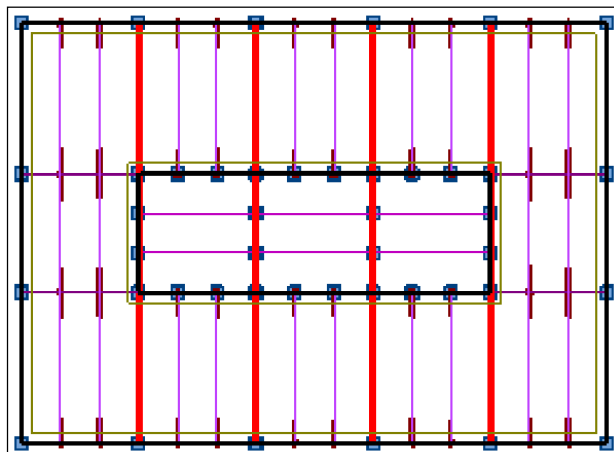


Figura 16. Vigas com ligações por rótula substituídas por ligações resistentes a momento

Na Tabela 4 são apresentados os resultados considerando o carregamento definido pelo espectro de potência de Davenport, com os resultados para a constante $C = 0$ e $C = 40\%C_{cr}$.

Tabela 4. Resposta no topo da estrutura com amortecedores com 40% Ccr submetida a cargas de vento definidas pelo espectro Davenport

	Uy(mm)		Vy(mm/s)		Ay(mm/s ²)	
	C=32560	C=0	C=32560	C=0	C=32560	C=0
Máximos	436,93	503,73	274,52	307,19	283,05	400,53
Média Picos	301,49	411,29	66,60	211,57	107,57	272,93
Média	242,61	242,56				
RMS	43,64	115,70	44,94	138,94	61,80	175,12

	Uy(mm)	Vy(mm/s)	Ay(mm/s ²)
Máximos	13,26%	10,63%	29,33%
Média Picos	26,70%	68,52%	60,59%
Média			
RMS	62,28%	67,65%	64,71%

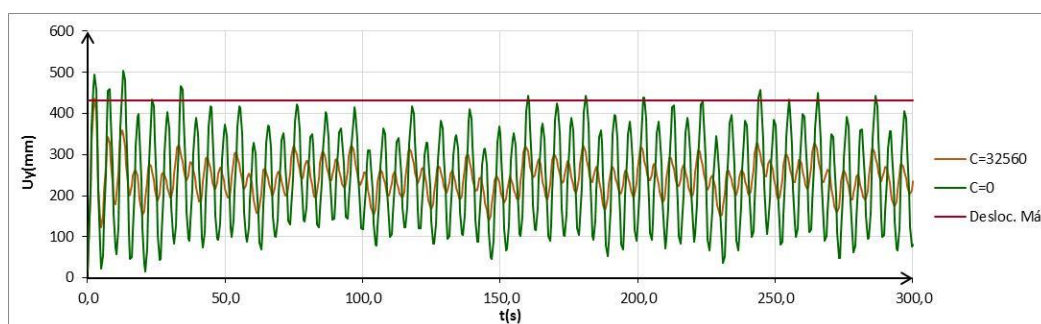


Figura 17. Deslocamento no topo da estrutura com amortecedores com 40% Ccr submetida a cargas de vento definidas pelo espectro Davenport

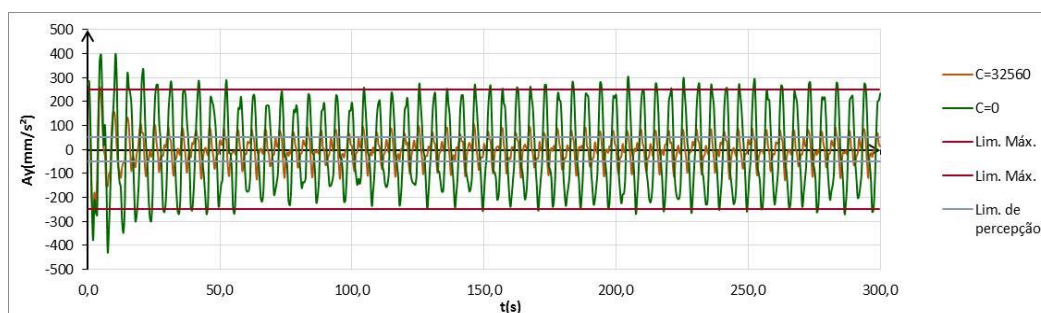


Figura 19. Aceleração no topo da estrutura com amortecedores com 40% Ccr submetida a cargas de vento definidas pelo espectro Davenport

Neste modelo, o deslocamento máximo chega a 436,93 mm, aproximadamente igual ao limite da norma de 432,00 mm. A média dos picos e a média geral também reduzem para 301,49 mm e 242,61 mm respectivamente.

A aceleração máxima chega a 283,05 mm/s² com a introdução dos amortecedores, mas ainda é ligeiramente superior ao que o limite recomendável de 250 mm/s². No entanto, após 4,0 s se alcança o limite desejável. A média dos picos é de 107,57 mm/s², nível perceptível, porém não incômodo aos usuários, e menor do que o limite de 250 mm/s². A magnitude média da aceleração é de 61,80 mm/s², ligeiramente superior ao limite para a percepção humana.

Vale ressaltar ainda que, segundo a NBR 6123 (1988), para a análise do conforto dos usuários, é indicado um período de recorrência da velocidade do vento de 10 anos, enquanto nesta análise considerou-se uma velocidade definida para um período de 50 anos. Portanto, os

valores alcançados para a aceleração da estrutura podem ser considerados aceitáveis em relação ao conforto dos usuários.

Na Tabela 5 são apresentados os resultados considerando o carregamento definido pelo espectro de potência de Kaimal, comparando os resultados para a constante $C = 0$ e $C = 40\%C_{cr}$.

Tabela 5. Resposta no topo da estrutura com amortecedores com $C = 40\% C_{cr}$ submetida a cargas de vento definidas pelo espectro de Kaimal

	Uy(mm)		Vy(mm/s)		Ay(mm/s ²)	
	C=0	C=32560	C=0	C=32560	C=0	C=32560
Máximos	519,01	448,79	314,78	281,57	425,52	287,52
Média Picos	360,87	296,54	188,50	56,00	252,84	82,69
Média	245,09	244,89				
RMS	106,24	39,15	123,22	36,29	152,44	48,88

	Uy(mm)	Vy(mm/s)	Ay(mm/s ²)
Máximos	13,53%	10,55%	32,43%
Média Picos	17,82%	70,29%	67,30%
Média			
RMS	63,15%	70,55%	67,94%

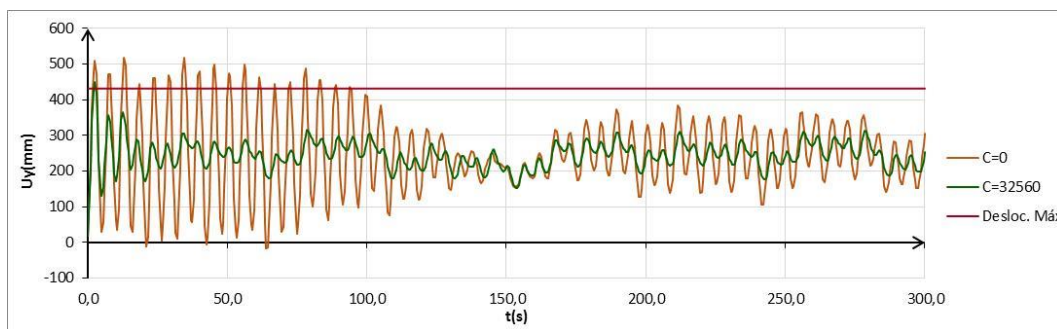


Figura 20. Deslocamento no topo da estrutura com amortecedores com $C = 40\% C_{cr}$ submetida a cargas de vento definidas pelo espectro de Kaimal

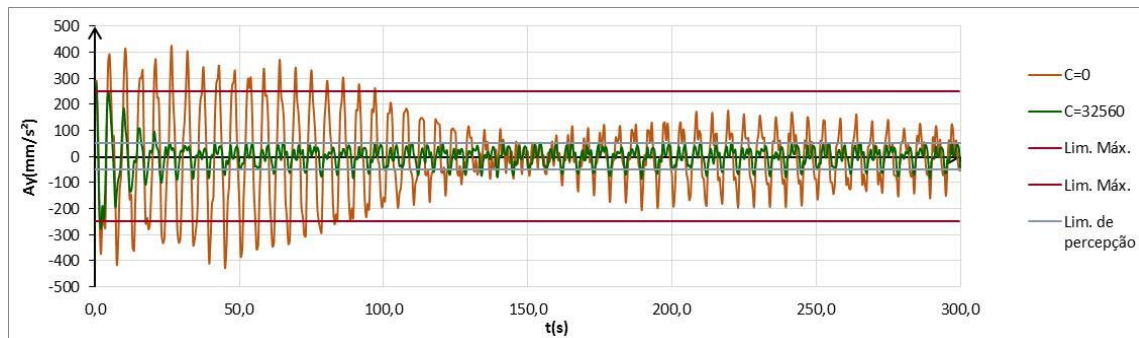


Figura 22. Aceleração no topo da estrutura com amortecedores com $C = 40\% C_{cr}$ submetida a cargas de vento definidas pelo espectro de Kaimal

4.1. Crescimento gradual do carregamento

A grande dificuldade é controlar o deslocamento inicial da estrutura, que, por sofrer um carregamento abrupto, apresenta uma resposta muito elevada. Foi feita então uma análise do crescimento gradual da carga, multiplicando-se a função obtida pelo método dos ventos sintéticos pela seguinte função:

$$g(t) = \frac{t}{t+2}. \quad (10)$$

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6 e nas Figuras 23 a 24. Percebe-se que o deslocamento máximo se reduz em 35%, enquanto a aceleração máxima chega a ser 1/3 da anterior, concluindo que a dificuldade em alcançar os valores limites ocorre apenas em função da aplicação brusca da carga, o que nem sempre acontece. Cabe ressaltar que, mesmo considerando o mesmo espectro de potência, a força é aleatória em função dos ângulos de fase.

Tabela 6. Resposta no topo da estrutura com amortecedores com 40% Ccr e carga com crescimento gradual

	Uy(mm)		Vy(mm/s)		Ay(mm/s ²)	
	C=32560	C=0	C=32560	C=0	C=32560	C=0
Máximos	325,22	471,36	112,66	233,87	103,54	355,76
Média Picos	267,44	338,41	45,23	133,18	82,32	182,10
Média	234,10	234,05				
RMS	41,85	111,44	35,55	131,51	50,03	164,89

	Uy(mm)	Vy(mm/s)	Ay(mm/s ²)
Máximos	31,00%	51,83%	70,90%
Média Picos	20,97%	66,04%	54,79%
Média			
RMS	62,45%	72,97%	69,66%

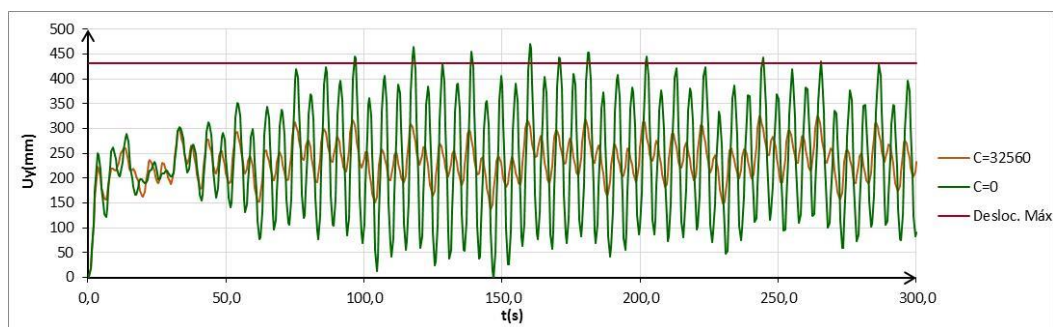


Figura 23. Deslocamento no topo da estrutura do Modelo 5.1 com amortecedores com 40% Ccr com a carga com crescimento gradual

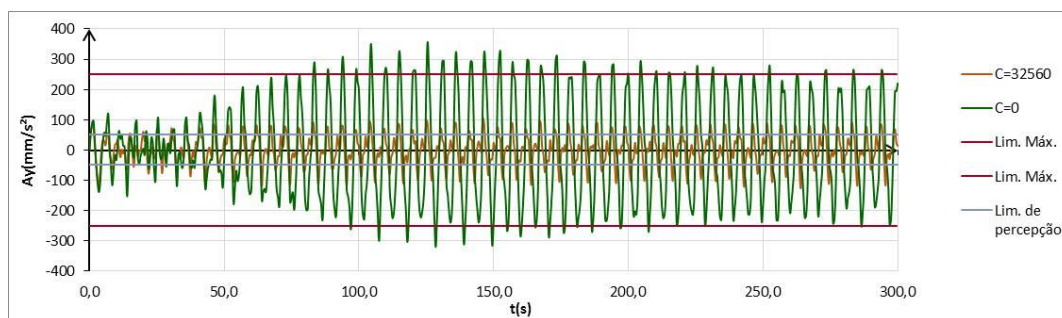


Figura 25. Aceleração no topo da estrutura do Modelo 5.1 com amortecedores com 40% Ccr com a carga com crescimento gradual

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Existem diversos edifícios no mundo em que foram aplicados amortecedores de forma a reduzir os efeitos de sismos na estrutura. Quando se trata de cargas de vento, no entanto, as principais aplicações são em pontes e estádios. Neste estudo foi analisada a aplicação de

amortecedores fluidos, conforme sugerido por Soong & Dargush (1997), em um edifício alto como forma de reduzir os efeitos das cargas de ventos.

No caso estudado, para que se alcançassem os valores desejáveis de deslocamento e aceleração que garantissem o conforto dos usuários, foi necessário um total de 288 amortecedores com uma constante equivalente a 40% da constante de amortecimento crítico da estrutura. Esses dispositivos foram associados a três barras diagonais, dispostas nos vãos dos pórticos das fachadas paralelos ao eixo y.

Observou-se que a resposta nos primeiros segundos de aplicação da carga apresenta resultados elevados, reduzindo-se ao longo do tempo, com a entrada em funcionamento dos amortecedores. Isto ocorre pela característica das cargas de vento, em que há uma variação brusca de velocidade, portanto, o período de duração do carregamento não altera a resposta máxima da estrutura. Quando se aplica uma carga com crescimento gradual, os valores máximos alcançados pela estrutura reduzem consideravelmente.

Na análise dos esforços das barras de contraventamento, observou-se uma redução da ordem de 30% no esforço normal com a introdução dos amortecedores, permitindo assim a redução na quantidade de aço do projeto estrutural.

A quantidade de amortecedores necessária para se alcançar valores desejáveis para o conforto do usuário, em relação tanto a deslocamento quanto aceleração, ainda se mostrou bastante alta. No entanto, é inegável que os amortecedores são capazes de reduzir a resposta dinâmica da estrutura. Isto ocorre pela dificuldade em se reduzir os picos iniciais. Caso estes picos sejam desconsiderados, é possível reduzir o número de amortecedores empregados na estrutura.

REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- Blessmann, J. Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento. 2.ed. Porto Alegre: Ed. Da UFRGS, 1998.
- Chien, E.Y.L.; Ritchie, J.K. Design and Construction of Composite Floor Systems. CISC Publications. 1984. Disponível em: <http://www.cisc-icca.ca/solutions-centre/publications/publications>. Acesso em 20 jan. 2015.
- Franco, M. Direct along-wind dynamic analysis of tall structures, 1993. *Boletim técnico da Escola Politécnica*, Universidade de São Paulo.
- Kareem, A.; Kijewski T.; Tamura, Y. Mitigation of Motion of Tall Buildings with Specific Examples of Recent Applications. *Wind and Structures*, v. II, n. III, p. 201-251. 1999.
- Morais, V.C. Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento, 2014. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, área de concentração: Estruturas*, Universidade Estadual do Rio de Janeiro.
- Soong, T.T.; Dargush, G.F. Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering. Baffins Lane, England: Ed. John Wiley & Sons Ltda, 1997.