2 Estudos complementares

A caracterização dos efeitos mecânicos devidos ao vento sobre estruturas treliçadas esbeltas vem preocupando profissionais de diversos setores e, apesar do grande número de trabalhos de pesquisa realizados, ainda há vários aspectos em aberto, reclamando uma contínua evolução dos procedimentos para avaliação desse fenômeno natural que traz em si, além de características associadas as incertezas, os desafios derivados dos caprichos que lhe são característicos. Reúnem-se assim, alguns tópicos sugestivos a seguir.

2.1. Efeitos do vento

Simiu e Scanlan [38] relatam que o principal efeito do vento natural (ou movimento do ar) é devido ao aquecimento na atmosfera terrestre, e inicia pela diferença de pressão entre pontos de mesma elevação. Tais diferenças acontecem sob o efeito de fenômenos termodinâmicos e mecânicos que ocorrem na atmosfera não uniforme. Acarretam, como conseqüência, o surgimento de diversas manifestações naturais induzidas pelo vento como a formação de ciclones, anticiclones, tormentas elétricas, tornados, tempestades, etc.

Davenport classifica o vento em função de sua velocidade conforme mostrado na Tabela 2.1.

Classificação	Velocidade (km/h)	
Fraco	0 – 9	
Moderado	10 - 40	
Forte (Vendaval)	41 - 60	
Muito forte (Ventania)	61 – 90	
Muito forte (Tempestade)	Acima de 91	
Furacão	Acima de 115	

Tabela 2.1 - Escalas de intensidade da velocidade do vento. (www.blwtl.uwo.ca)

2.1.1. Consideração de ações dinâmicas do vento

As ações dinâmicas do vento trazem conseqüências consideráveis na resposta das estruturas; entre os principais desses efeitos, citam-se:

- Energia cinética das rajadas;

- Martelamento;
- Desprendimento de vórtices;
- Instabilidade aerodinâmica por galope.

Energia cinética das rajadas

Talvez o primeiro método para determinar os efeitos dinâmicos das rajadas do vento seja o apresentado por Rausch. Baseado num estudo estatístico de Föppl, foi incorporado à norma alemã da época. Rausch apresenta em seu trabalho, gráficos reproduzindo a variação da pressão dinâmica do vento ao longo do tempo. Conforme esse estudo, quando surge uma rajada de vento a pressão dinâmica média, \overline{q} , cresce subitamente a um certo valor, permanece constante em um pequeno intervalo de tempo, e volta a cair. Com o passar do tempo, surgem outras rajadas que aumentam ou diminuem o valor da pressão dinâmica, mas sempre voltando a \overline{q} [8].

Rausch afirma não existir uma periodicidade das rajadas, nem que sua duração seja sempre a mesma. Ou seja, o vento não pode ser considerado como originando uma força periódica, que possa causar efeitos perigosos de ressonância, trata-se de uma série de cargas e descargas com valores e durações variáveis por intervalos desiguais de tempo.

Davenport [24], semelhante ao estudo de Rausch, separa o vento natural em uma parte média e outra flutuante; os esforços pseudo-estáticos, correspondem à parte média do vento e os esforços dinâmicos correspondente à parte flutuante do vento, Figura 2.1 (a); também é relatado que os esforços dinâmicos podem ser predominantemente não ressonantes, quando a maior parte da energia contida no espectro de resposta está abaixo da menor freqüência de vibração natural da estrutura, e podem ser ressonantes quando a parte maior dessa energia contiver as freqüências naturais de vibração da estrutura, Figura 2.1 (b).



Figura 2.1 – (a) Resposta da estrutura; (b) espectro de potência dos esforços devidos à ação de rajadas do vento [8].

Martelamento

Segundo Simiu e Scanlan [38], é definido como a excitação da estrutura pela flutuação da velocidade do vento. Já Blessmann [8] define dois tipos de martelamento, o de *esteira* e o *devido à turbulência atmosférica*, para descrever a excitação de uma estrutura pelas rajadas de vento.

Desprendimento de vórtices

Dependendo da forma da estrutura surge um desprendimento alternado de vórtices, com uma freqüência bem definida. São os chamados vórtices de Karman, que originam forças periódicas, oblíquas em relação à direção do vento médio.

Cilindros de seção retangular (incluindo a quadrada), triangular ou com outras formas de cantos vivos estão sujeitas a excitações mais fortes, por desprendimento de vórtices, que o próprio cilindro circular, que é geralmente o mais citado e, sem duvida, o mais estudado segundo Blessmann [8]

Labegalini et al [27], define de forma sucinta os vórtices de Karman: ocorrem quando um fluido escoa em torno de um obstáculo, sendo que a esteira atrás do obstáculo não é regular, apresentando vórtices em sentidos alternados, como mostra a Figura 2.2.



Figura 2.2 - Vórtice de Karman numa esteira. (Labegalini et al [27])

Esse fenômeno, estudado experimentalmente, mostra que há uma relação definida entre a freqüência de formação de vórtices, f_s , uma dimensão linear característica, L, da seção transversal do corpo e a velocidade do vento, V, conhecido como número de Strouhal, *St*:

$$St = \frac{f_s L}{V} \tag{2.1}$$

O número de Strouhal depende também da forma da seção, da oscilação do corpo cilíndrico, de seu acabamento superficial, das características do escoamento e do número de Reynolds.

Instabilidade aerodinâmica por galope

Esse fenômeno pode acontecer em estrutura ou elementos estruturais leves e flexíveis, com pequeno amortecimento. O nome galope foi sugerido por Den Hartog, ao estudar fenômeno deste tipo que ocorre em linhas de transmissão de energia elétrica, cuja seção transversal é alterada pela formação de gelo. Esse movimento tem freqüência muito baixa e grande amplitude nas linhas de transmissão.

Instabilidade por desprendimento de vórtices e galope são mais preocupantes em linhas aéreas de transmissão porém, no Brasil, a incidência da instabilidade aerodinâmica por galope raramente ocorre, devido às condições climáticas. O que acontece, no Brasil, é uma vibração por alta freqüência e pequena amplitude, que é exclusivamente provocada pelos vórtices de Karman.

Entretanto, para o tipo de estrutura a que é estudado, o fenômeno mais importante na resposta do sistema é devido à excitação provocada por rajadas de vento.

Nos diversos casos estudados [8], entre eles edifícios, torres e mastros, conclui-se que a vibração em geral é causada por mais de uma causa: vórtices de

Karman, galope, martelamento, e energia cinética das rajadas. Isso aumenta, e muito, a dificuldade de uma representação em um modelo computacional de todas essas excitações.

A consideração das rajadas de vento altera a resposta do sistema. Para uma estrutura rígida, não há necessidade de considerar o efeito de rajadas do vento.

Loredo-Souza e Davenport [28] estudam o efeito do carregamento do vento em torres de linhas de transmissão e concluem que a resposta da estrutura depende fortemente da intensidade no nível de turbulência.

Hirsch e Bachmann (apud [8]) fazem um estudo com base no "Eurocode Wind (EC9/1990)", com a finalidade de responder as essas questões, e chegam à conclusão que, edifícios com altura acima de 50 m podem ser considerados como flexíveis. Para alturas maiores, entre 50 e 100 m, recomendam o cálculo por método probabilístico e, para alturas ainda maiores, estudos mais apurados podem ser necessários, especialmente em túneis de vento.

A NBR 6123 em item 9 trata de cálculo dos efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica, baseado no método de Davenport, e classifica as estruturas quanto à sua rigidez.

2.1.2. Determinação da velocidade do vento

Basicamente há duas maneiras de se determinar a velocidade do vento nas estruturas: o método estatístico ou probabilístico e o método direto ou gráfico. O primeiro método é aconselhável que só seja empregado quando se tenha um número grande de anos de observação, no mínimo de 10 anos. Já no segundo, pode ser obtida diretamente das curvas de isótacas, encontradas nas normas (Anexo A), com base em observações ao longo dos anos.

A velocidade do vento que atua nas estruturas é simplesmente medida por meio de aparelhos conhecidos como *Anemômetros* (Figura 2.3), que são equipamentos específicos para esse fim.



Figura 2.3 - Anemômetro (model 200-ws-02). (internet)

A altura de instalação dos anemômetros é padronizada em 10 m acima do terreno. Dados obtidos em alturas diferentes podem igualmente ser corrigidos.

Porém, para análise de campo em uma estrutura, a melhor forma de efetuarem-se medidas de velocidade e direção do vento, para fins normativos, é a fixação dos anemômetros no topo de mastros estaiados ou torres metálicas, todos com a mesma altura, a de referência. Preferencialmente, são escolhidos os mastros, por duas razões: a reduzida área de sombra e a facilidade na montagem.

No Brasil, a norma NBR 6123, incorpora resultados de estudos desenvolvidos no Laboratório de Aerodinâmica das Construções do Curso de Pósgraduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul -UFRGS. São considerados os registros das velocidades máximas do vento em 49 estações do Serviço de Proteção ao Vôo do Ministério da Aeronáutica [9]. Para tal, considera-se a velocidade média medida durante 3 segundos, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno.

Usualmente, a velocidade do vento considerada é a média durante 10 minutos. Como forma de tornar compatível a grande maioria dos códigos internacionais, algoritmos numéricos são disponíveis para tratamento dos dados. Entretanto, os dados já obtidos e publicados não são perdidos, pois é possível convertê-los todos à mesma base de tempo. A NBR 6123 adota parâmetros para ajuste dessas velocidades, localizados no seu Anexo A.

2.1.3. Parâmetros do vento

Estudos levam ao reconhecimento de fatores de importância fundamental na escolha do chamado vento de projeto.

O cálculo de cargas de vento é um assunto sempre em discussão, pelo fato de ser um fenômeno da natureza e possuir diversos fatores para consideração no cálculo; dentre os fatores principais deve-se notar:

- a ação do vento depende da rugosidade do solo; quão maior for essa rugosidade maior será a turbulência do vento e menor será sua velocidade;

- devido a uma maior turbulência próxima à superfície do solo, a sua velocidade aumenta com a altura acima do solo;

- os ventos, em geral, apresentam-se na forma de rajadas;

 - os diferentes alvos que se antepõem ao vento possuem tempos de resposta diferentes à sua solicitação; assim, sobre um determinado elemento estrutural, ventos de intensidades elevadas e curta duração podem ter efeitos menores do que outros, menos intensos, porém de maior duração.

Entretanto, esses fatores, se devidamente considerados, permitem maior segurança e economia no dimensionamento das estruturas.

De uma forma geral, as normas adotam os mesmos critérios para cálculo da ação do vento, diferenciando-se apenas nos parâmetros de cálculo para cada país ou região. Sendo assim, as forças de arrasto do vento são consideradas levando em conta a energia cinética, Equação (2.2), e a lei da energia potencial, Equação (2.3), essa considerada, para o ajuste da velocidade com a altura sobre o terreno.

$$q = \frac{1}{2}\mu \cdot V^2 \tag{2.2}$$

$$V(z_{g1}) = V(z_{g2}) \left(\frac{z_{g1}}{z_{g2}}\right)^{\alpha}$$
(2.3)

Onde, q é a pressão do vento, μ é a densidade do ar ($\mu = 1,225 kg/m^3$), α é o expoente que depende da rugosidade do terreno e z_{g1} e z_{g2} denotam a altura acima do terreno.

A diferença no cálculo, entre as normas utilizadas internacionalmente, são apenas nos valores dos parâmetros usados que variam de acordo com a localidade, e outras condições.

O estudo desses parâmetros, geralmente, é realizado em túneis do vento, e pode ser encontrado, com detalhe, nas referências de Simiu Scanlan[38], Blesmmann [8] e Davenport [15,16].

2.2. Modelagem computacional

As análises computacionais das torres metálicas em questão são realizadas através do programa comercial de elementos finitos SAP 2000[®] V.9.0. Mediante relações entre as equações de equilíbrio, equações constitutivas e equações de compatibilidade, chegam-se às matrizes de rigidez e de massa da estrutura, podendo-se obter os resultados referentes ao seu comportamento estático e dinâmico.

• Consideração de análise

As torres treliçadas de aço assumem comportamento simples de treliça, ou seja, possuem ligações rotuladas e seus elementos estão sujeitos somente a esforços axiais. Um dos problemas de modelagem em estruturas treliçadas é a questão de qual análise considerar para os elementos da estrutura; a principal indagação é: considerar o elemento sendo de treliça ou elemento de viga espacial.

O elemento de treliça é o mais simples elemento estrutural de análise, não possui rigidez à flexão, apenas a rigidez axial da barra. Já o elemento de viga possui todas as forças agindo no elemento: esforço axial, cortante, de torção e flexão.

O principal motivo desse questionamento é evitar possíveis ocorrências de instabilidades, ao trabalhar com o modelo da estrutura, pois podem ocorrer mecanismos estruturais incluindo nós livres que comprometam a estabilidade. Sendo assim, pode ocorrer instabilidade numérica acarretando erros de convergência na análise.

O que se faz, geralmente, quando ocorre instabilidade ao se modelar uma estrutura de treliça, é acrescentar elementos de barra estabilizantes na estrutura, cuja funcionalidade é travar a estrutura ligando os nós livres; essas barras são chamadas de "dummy". A Figura 2.4. ilustra um exemplo de aplicação desses elementos em uma seção transversal de uma torre qualquer.



Figura 2.4 – Seção transversal de uma torre qualquer: (a) seção original, (b) seção com elementos de barra fictícios (Dummy).

Geralmente, na literatura, encontra-se que as estruturas treliçadas esbeltas são modeladas como pórtico. A seguir é realizada uma comparação entre as duas análises.

Elemento de viga (pórtico) x elemento de treliça

Na prática é mais usual considerar elemento de pórtico (viga) para uma análise de torres treliçadas, evitando assim os problemas citados anteriormente. Essa consideração não acarreta erros severos, visto que os esforços de cortantes, momentos e flexão são irrelevantes na estrutura conforme ilustra a Tabela 2.2.

Realizam-se comparações entre o elemento de pórtico e de treliça para uma torre, com um carregamento arbitrário, sendo assim, as barras foram selecionadas aleatoriamente para ambos os modelos, para efeito de comparação.

Elemento	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
274	-802.95	-1.72	0.54	-0.03	0.74	-3.62
437	-2.36	-0.80	0.01	0.00	0.03	-0.61
703	-28.99	-0.78	-0.14	0.12	-0.25	-0.94
174	-515.05	-1.41	0.05	0.28	-0.48	-1.44
915	-3.03	-0.88	0.09	0.04	0.16	-0.62
1409	-5.84	0.26	-0.49	0.24	-2.19	1.42

Tabela 2.2 – Esforços solicitantes de cálculo para um elemento de pórtico.

Onde: P é o esforço axial; V2 e V3 são esforços cortantes em relação aos eixos 2 e 3 da seção; T momento torçor; M2 e M3 são momentos fletores em relação aos eixos 2 e 3 da seção.

Conforme mencionado anteriormente, observa-se na Tabela 2.2 que o dominante esforço solicitante é axial na barra. Na Tabela 2.3, apresentam-se os esforços considerando um elemento de treliça.

Elemento	Identificação	P (kN)	
274	Perna	-801,42	
437	Horizontal	-2,35	
703	diagonal	-29,53	
174	Perna	-513,95	
915	Horizontal	-2,81	
1409	diagonal	-6,22	

Tabela 2.3 - Esforços solicitantes de cálculo para elemento de treliça.

Observa-se, com os resultados acima, uma coerência entre os mesmos, podendo assim admitir uma análise como elemento de pórtico sem que comprometa a resposta do sistema.

Um estudo mais detalhado sobre esse assunto pode ser encontrado no trabalho de Da Silva [18]

Análise estática linear

Na análise estática linear considera-se a proporcionalidade entre os deslocamentos e as forças atuantes na estrutura. O material segue a lei de Hooke em que as tensões são proporcionais às deformações. A resolução desses problemas é feita escrevendo-se as equações de equilíbrio para a estrutura indeformada, como apresenta a expressão.

$$\mathbf{P} = \mathbf{K}\mathbf{D} \tag{2.4}$$

Onde: P é o vetor de forças, K é a matriz de rigidez e D o vetor de deslocamentos da estrutura.

• Análise estática não-linear P-delta

Dois tipos de não linearidade ocorrem em problemas estruturais. O primeiro tipo refere-se à não linearidade física (ou do material), e é devida ao comportamento da não linearidade elástica, plástica ou visco-elástica do material estrutural. O segundo tipo é referido à não linearidade geométrica, e ocorre quando as deflexões são suficientemente grandes para causar mudança significativa na geometria da estrutura e, em consequência, introduzir esforços relevantes.

Na análise não-linear física, o material deixa de seguir a lei de Hooke, não havendo mais proporcionalidade entre tensões e deformações. A análise nãolinear geométrica é realizada incluindo os efeitos de segunda ordem. Esses efeitos são analisados, simplificadamente, através de um método chamado P-Delta.

Assim, na análise de 1^a ordem a equação de equilíbrio é escrita na configuração indeformada, Figura 2.5 (a). Para a análise de 2^a ordem, a resolução do problema é realizada na configuração deformada, Figura 2.5 (b). Por exemplo, para essa barra engastada e livre, a equação de equilíbrio que rege o problema para análise de 2^o ordem é dada por:

$$Mr = Hh + P\delta \tag{2.5}$$



Figura 2.5 – Barra engastada: (a) configuração indeformada; (b) configuração deformada.

A solução da equação linear (2.4) não pode mais ser usada para o efeito de mudanças na geometria; sendo assim, o carregamento aplicado é aumentado e se pode obter o deslocamento **D**, tratando o problema não-linear em uma seqüência de passos lineares, cada passo representando um incremento de carga.

Entretanto, por causa da presença de grandes deflexões, a equação contém termos não lineares, que devem ser incluídos no cálculo da matriz de rigidez **K**. Assim, a matriz de rigidez elástica e geométrica é calculada para cada elemento da estrutura e acumulada dentro de uma matriz de rigidez total.

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_{\mathbf{E}} + \mathbf{K}_{\mathbf{G}} \tag{2.6}$$

Onde: K_E é a matriz de rigidez elástica e K_G é a matriz de rigidez geométrica da estrutura.

• Análise dinâmica

As propriedades atribuídas a um sistema mecânico são: massa, rigidez e amortecimento, respectivamente responsáveis pelas forças inerciais, elásticas e dissipativas.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{F}(x).f(t)$$
(2.7)

Onde: M é a matriz de massa, C é a matriz referente ao amortecimento, K é a matriz de rigidez da estrutura. \ddot{x} , \dot{x} e x são os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento, respectivamente. $\mathbf{F}(x)$ é o vetor de força e f(t) é uma função do tempo.

De um modo geral, as estruturas contínuas são descritas por modelos de massas concentradas com múltiplos graus de liberdade. Portanto, a análise dos sistemas sempre leva a uma aproximação que consiste em definir seu comportamento através de um número finito de graus de liberdade, escolhidos de modo a descrever com precisão suficiente seu movimento vibratório.

Para a solução do problema dinâmico representado pela Equação de Movimento (2.7), dois métodos de solução são usados; o método de superposição modal e o método de integração direta. O segundo é o mais utilizado por ser mais versátil.

Existem diversos métodos numéricos de integração disponíveis à solução do sistema de equações de movimento. No presente desenvolvimento, utiliza-se o método de integração de Newmark para a solução da equação de movimento do sistema.

As expressões do método de integração de Newmark, são as seguintes:

$$x_{t+\Delta t} = x_t + \dot{x}_t \Delta t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}_t + \beta \ddot{x}_{t+\Delta t} \right]$$
(2.8)

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \dot{x}_t + \Delta t \left[(1 - \gamma) \ddot{x}_t + \gamma \ddot{x}_{t+\Delta t} \right]$$
(2.9)

Onde, os valores $\beta = \frac{1}{4} e \gamma = \frac{1}{2} são adotados a seguir.$

O intervalo de tempo deve ser suficientemente pequeno para ser capaz de representar a excitação, e todos os parâmetros de resposta do sistema: rigidez,

amortecimento e o período fundamental. Em geral, $\Delta t = T_o/50$, conduz a bons resultados e por essa razão é o valor adotado neste estudo.

- Análise modal

O problema da identificação das freqüências de vibração de um determinado sistema é resolvido com base na análise do movimento em regime livre e sem amortecimento. Nestas condições as equações de equilíbrio dinâmico adquirem uma forma mais simplificada

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \{0\}$$
(2.10)

Admite-se que o movimento da estrutura é harmônico traduzido por uma equação do tipo:

$$x(t) = \Phi \cos\left(\omega \cdot t - \phi\right) \tag{2.11}$$

Onde: Φ é um vetor que representa a configuração deformada da estrutura (não varia com o tempo); ω é a freqüência de vibração; e ϕ é a fase.

Derivando duas vezes a Equação (2.11) em relação ao tempo, obtém-se a expressão das acelerações em função do tempo.

$$\ddot{\mathbf{x}}(\mathbf{t}) = -\omega^2 \Phi \cos(\omega \cdot t - \phi)$$
(2.12)

Substituindo-se, as Equações (2.11) e (2.12), na Equação (2.10) resulta:

$$-\omega^{2}\mathbf{M}\boldsymbol{\Phi}\cos(\boldsymbol{\omega}\cdot\boldsymbol{t}-\boldsymbol{\phi}) + \mathbf{K}\boldsymbol{\Phi}\cos(\boldsymbol{\omega}\cdot\boldsymbol{t}-\boldsymbol{\phi}) = \{0\}$$
$$-\omega^{2}\mathbf{M}\boldsymbol{\Phi} + \mathbf{K}\boldsymbol{\Phi} = \{0\}$$
$$[\mathbf{K}-\omega^{2}\mathbf{M}]\boldsymbol{\Phi} = \{0\}$$
(2.13)

Para que o sistema da Equação (2.13) tenha uma solução não trivial (esta seria $\mathbf{\Phi} = \{0\}$) é necessário que se anule o determinante da matriz $[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}]$. Logo, a determinação de freqüências e modos de vibração resulta num problema tradicional de determinação de autovalores e autovetores, em que os autovalores representam as freqüências e os autovetores os modos de vibração. Assim, cada freqüência ω_n corresponde a um modo de vibração $\mathbf{\Phi}_n$.

2.3. Controle de vibração em estruturas

A amplitude de oscilações causadas pelo vento em estruturas pode ser reduzida por algumas modificações internas: enrijecendo a estrutura, aumentando o amortecimento, ou alterando a forma.

Enrijecendo a estrutura: o aumento da rigidez pode ser obtido com enrijecimento dos seus elementos ou se acrescentando cabos ou barras de contraventamento.

A ressonância pode ser evitada por um aumento ou diminuição conveniente de freqüência natural fundamental.

Aumentando o amortecimento: o aumento de amortecimento do sistema pode ser conseguido tanto internamente, como se empregando absorsores ou atenuadores de massa auxiliar, também designados como Absorsores de Massa Sintonizados (AMS).

Como exemplo de amortecimento interno da estrutura, pode-se citar:

- incorporação de elementos visco-elásticos;

- substituindo uma estrutura de aço por uma de concreto armado.

Alterar a forma: modificando-se a configuração da estrutura é possível, em certos casos, controlar a ação do vento. Por exemplo, alterando-se a conformação externa de uma torre cilíndrica pode-se intervir no mecanismo de formação de vórtices e assim por diante.

Para controle de vibração em estruturas submetidas a carregamentos dinâmicos, vêm sendo utilizados com freqüência os AMS, especialmente para aquelas estruturas das quais não se pode alterar a arquitetura.

O AMS é um sistema vibratório secundário ligado à estrutura que tem como principal função dissipar energia. Consiste em uma massa ligada à estrutura por um sistema mola-amortecedor, como ilustrado na Figura 2.5 (a). Quando há um movimento relativo entre a massa e a estrutura, a energia é dissipada. Podem-se também utilizar AMS múltiplos (AMSM) como ilustrado na Figura 2.6 (b).



Figura 2.6- Absorsor de massa sintonizado em uma estrutura: (a) AMS1; (b) AMSM.

Existem também absorsores do tipo pendular nos quais o princípio de funcionalidade é o mesmo.

Lima [19] apresenta em estudo teórico, a simulação numérica e experimental de absorsores dinâmicos pendulares (ADP), usando uma estrutura bidimensional, constituída por um pórtico simulado por elementos finitos, onde é computada resposta com e sem ADP, e conclui que o ADP constitui uma forma eficiente de controle dos níveis de vibração para esse tipo de estrutura, além de reduzir os níveis de vibração do sistema, o absorsor faz surgir uma anti-ressonância na freqüência na qual foi sintonizado.

Beneveli [10], estuda a aplicação do controle de vibração nas estruturas submetidas a carregamentos dinâmicos; 3 tipos de controle estrutural são estudados: passivo, ativo e híbrido. É concluido que o uso de controles híbridos é o mais eficiente entre eles. Porém, em muitos casos, os amortecedores passivos são os mais indicados, pelo fato de não requererem manutenção permanente e de gerarem menor custo, enquanto que o controle ativo apesar, de ter apresentado boa eficiência no controle dos níveis de vibração, requer uma demanda grande de energia, perdendo sua utilidade, se acaso ocorrer falta de energia.