

# Múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados para controle das oscilações induzidas pelo vento na Ponte Rio-Niterói

Ronaldo C. Battista<sup>1</sup>, Michele S. Pfeil<sup>2</sup>

Trabalho recebido em 27/10/2004 e aprovado para publicação em 03/03/2005.

## Resumo

Um novo sistema de múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados (MADS's) foi recentemente instalado na Ponte Rio-Niterói para evitar que grandes amplitudes de oscilações induzidas por desprendimento de vórtices sejam causadas por ventos com velocidades relativamente baixas. O impressionante comportamento aeroelástico dessa superestrutura de aço de notável esbeltez, composta por vigas-caixão geminadas com o maior vão do mundo, e os aspectos conceituais do sistema de controle passivo e suas principais características geométricas e físicas, são sucintamente descritas. Um curto relato é feito ainda sobre como um modelo matemático do problema aeroelástico, combinado com resultados de medições experimentais e técnicas de otimização, foi utilizado para assistir ao projeto de dispositivos mecânicos simples e robustos para o controle dinâmico e reabilitação da funcionalidade em serviço dessa ponte, além da melhoria da segurança e do conforto dos usuários. O desempenho do sistema de MADS é demonstrado através de resultados de medições experimentais e comparações de resultados numéricos obtidos para respostas da estrutura original e controlada.

Palavras-chave: pontes, dinâmica estrutural, sistemas de controle, aeroelasticidade.

<sup>1</sup> Ph.D, Professor Titular, Instituto Coppe-UFRJ. Coppe - Engenharia Civil, Cixa Postal 68506, cep 21945-970, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. E-mail: battista@coc.ufrj.br.

<sup>2</sup> D.Sc., Professor Adjunto Instituto COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro, RJ C. Postal 68506, CEP 21945-970. E-mail: battista@coc.ufrj.br.

## 1. Introdução

A Ponte Rio-Niterói tem 13,3 km de extensão e destes 8,8 km estão sobre a Baía de Guanabara no Rio de Janeiro. A maior parte da estrutura foi executada em concreto pretendido, mas seus três vãos centrais (200 - 300 - 200 metros) são vencidos por vigas gêmeas celulares de aço de notável esbeltez, tal como mostrado na Foto 1 e ilustrado nas Figs. 1 e 2. O vão central sobre o canal de navegação é o mais longo do mundo neste tipo de estrutura metálica e, junto com os vãos laterais e os de ligação com a estrutura em concreto, tem um peso em aço em torno de 130.000 kN e um comprimento total de 848 metros (Battista et al 1997; Upstone and Reily 1979).

A estrutura de aço dos três vãos centrais da ponte encontra-se a aproximadamente 65 m acima do nível do mar. O eixo dessa estrutura metálica se encontra numa direção cuja perpendicular passa pelo quadrante sudoeste (Fig. 3). Os ventos de mar-aberto provenientes de S-O entrando pela boca da baía são, nessa região, os mais fortes; com rajadas de 90 a 100 km/h e ventos com velocidades médias relativamente baixas, na faixa de 50 a 70 km/h, com alta probabilidade de ocorrência.

A inexistência de obstáculos suficientemente próximos capazes de gerar turbulência no vento incidente, aliada ao posicionamento bem acima de águas calmas, faz com que a ponte metálica seja submetida a forças aeroelásticas produzidas predominantemente por fluxo de ar suave, quase-laminar. É bem sabido que sob essas condições a estrutura da ponte é significativamente mais suscetível a fortes oscilações induzidas por desprendimento de vórtices do que se estivesse locada em terreno rugoso.

Para ventos com velocidades médias sustentadas em torno de 55 a 60 km/h (15 a 16,5 m/s) a ponte, de seção caixão não aerodinâmica, experimenta oscilações induzidas por desprendimento de vórtices no primeiro modo de flexão vertical da estrutura de aço levemente amortecida das vigas-caixão geminadas. Deve-se mencionar que o travejamento dessas vigas gêmeas confere rigidez torsional suficiente para impedir respostas dinâmicas no modo de torção axial para ventos com velocidades abaixo de 200 km/h.

Por causa do seu comportamento aeroelástico recorrente essa ponte metálica esbelta tinha, até recentemente, que ser fechada ao tráfego de qualquer veículo por razões de conforto dos usuários e de segurança global. O tráfego era interrompido sempre que a velocidade do vento se aproximava de 50 km/h (~14m/s). Entretanto, por causa das inerentes dificuldades operacionais, em alguns desses eventos a barreira de tráfego era fechada tarde demais e os usuários ficavam assustados ao passar sobre os vãos oscilantes.



Foto 1: Ponte vista da boca da baía de Guanabara.

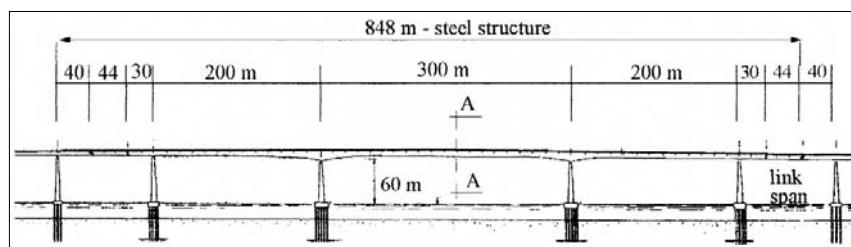


Figura 1: Elevação dos vãos centrais da ponte.

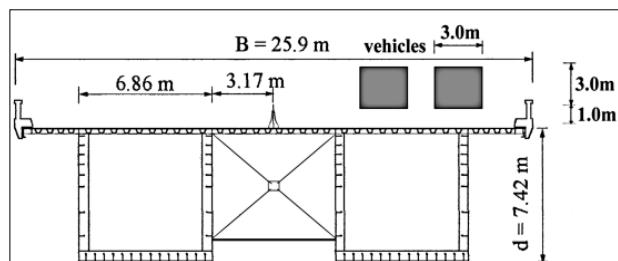


Figura 2: Seção transversal típica da ponte metálica.

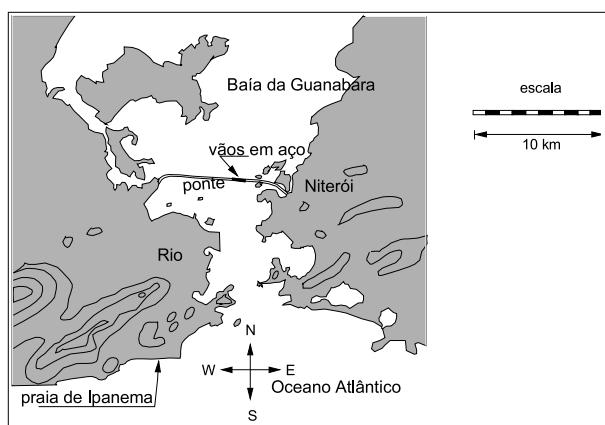


Figura 3: Locação dos vãos metálicos da Ponte Rio-Niterói.

Fortes oscilações verticais que causaram pânico as pessoas e levaram algumas a abandonarem seus carros foram pela primeira vez relatadas quando da ocorrência de uma tempestade em 17 de Agosto de 1980. Ventos transversais freqüentes com velocidades médias sustentadas em torno de 55 a 60 km/h têm causado a maioria dos subseqüentes eventos, os quais têm ocorrido uma ou duas vezes a cada dois anos desde 1974, quando a ponte foi posta em serviço. Nos últimos quatro eventos (ocorridos entre 1997 e 2002) esses ventos sopraram por 5 a 15 minutos nessa faixa crítica de velocidades e imagens impressionantes das oscilações induzidas foram capturadas por câmeras de vídeo instaladas na ponte para controle do tráfego. Nesses eventos as amplitudes de oscilação alcançaram valores de 25,0 a 60,0 cm. Esses vários últimos eventos registrados em filmes e por sinais de muitos sensores causaram, é claro, grande preocupação a administração da ponte, a especialistas em dinâmica estrutural e em aeroelasticidade e acima de tudo ao público em geral, com respeito à integridade da estrutura metálica, à sua funcionalidade em serviço e segurança global. Uma medida corretiva para este problema aeroelástico deveria, então, ser finalmente encontrada e aplicada (Battista et al 1997; Battista and Pfeil 1995; Battista and Pfeil 1996).

Dentre as medidas corretivas para atenuar as oscilações induzidas pelo vento uma usualmente adotada é algum tipo de acessório aerodinâmico fixado a estrutura para alterar a forma de sua seção transversal e com isso a resultante das forças aeroelásticas atuantes. Uma tentativa nessa direção foi feita durante os testes de um modelo reduzido seccional realizados num túnel de vento (Robinson and Savage 1989) cobrindo-se o vazio inferior entre as vigas-caixão geminadas, mas nenhuma diferença significativa foi observada na resposta do modelo da estrutura. Alguns outros acessórios aerodinâmicos poderiam ser imaginados na tentativa de melhorar essa seção transversal fortemente não-aerodinâmica, todos esses, entretanto, incorrendo em severa penalidade por adicionar uma substancial quantidade de massa à ponte. Um outro aspecto que, somado, inviabiliza esses acessórios é que o perfil aerodinâmico da seção é alterado desfavoravelmente pela presença de veículos longos e altos trafegando ao longo das faixas lentas (Fig. 2). Mais ainda, considerando que a carga devida ao tráfego de veículos pesados atravessando as juntas de expansão dos vãos de ligação é uma outra fonte importante de excitação da estrutura (Battista et al. 1997), no mesmo modo de flexão vertical excitado pelo desprendimento de vórtices, se é levado à conclusão que o procedimento mais apropriado para resolver o problema é aplicar dispositivos de controle.

Esses aspectos desconcertantes da estrutura de aço em vigas-caixão geminadas com o maior vão do mundo foram explorados para conceber e projetar dispositivos de controle passivo ou ativo (Battista et al 1997; Battista and Pfeil

1995; Battista and Pfeil 1996) para atenuar as amplitudes observadas de oscilação, devidas tanto as ações do vento quanto do tráfego de veículos pesados.

Um modelo matemático 3D via MEF calibrado em termos das freqüências medidas experimentalmente e dos modos de oscilação associados (Battista et al 1997) foi depois combinado com a técnica de otimização multi-objetivos (Battista and Pfeil 1996; Battista and Magluta 1994) para auxiliar na elaboração do projeto de um novo sistema de múltiplos atenuadores dinâmicos quase-sincronizados, simples e mecanicamente robustos, que foram recentemente instalados e postos em operação (setembro 2004) para reabilitar a funcionalidade em serviço dessa ponte, a qual tem hoje em dia uma média de tráfego diário em torno de 100.000 veículos.

## 2. Modelo matemático para respostas induzidas por desprendimento de vórtices

Grandes amplitudes de oscilações induzidas por desprendimento cadenciado de vórtices na esteira do fluxo de ar ocorrem dentro de uma faixa de freqüências de desprendimento englobando a primeira freqüência natural de oscilação por flexão vertical dessa ponte. Nessa faixa quase-resonante de freqüências sincronizadas, e para um fluxo incidente de baixa turbulência, a condição de vórtices alternados desprendidos na esteira das vigas-caixão que ocorre nesse fenômeno de interação fluido-estrutura é conhecido como “captura de vórtices”. As forças aeroelásticas assim induzidas dependem das amplitudes de resposta da estrutura e, na condição de “captura”, são auto-excitadas e auto-limitadas. As oscilações resultantes, por sua vez, são altamente sensíveis ao nível de amortecimento estrutural associado aos modos dominantes de vibração da estrutura.

Um modelo matemático simplificado (Simiu and Scalan 1996; Battista and Pfeil 2000) que descreve a resposta do modelo seccional da ponte ao fluxo transversal de ar nos ensaios em túnel de vento (Robinson and Savage 1989), toma a forma geral de um oscilador com um grau de liberdade,

$$\bar{m}_B(\ddot{y} + 2\xi_B\omega_B\dot{y} + \omega_B^2y) = \bar{F}(y, \dot{y}, U, t) \quad (1)$$

onde,

$\bar{m}_B$  = massa por unidade de comprimento do vão, relativa a uma fatia bi-dimensional do protótipo

$\omega_B$  = freqüência circular do modo de flexão

$\xi_B$  = taxa de amortecimento modal

$y = y(t)$  = deslocamento vertical modal, e  $\dot{y}, \ddot{y}$  as correspondentes velocidade e aceleração.

Na Equação (1)  $\bar{F}$  é a função de excitação induzida pela ação do fluido (Simiu and Scalan 1996; Ehsan and Scalan 1990; Battista and Pfeil 2000) por unidade de comprimento do vão, definida na condição de “captura” (onde  $\omega \equiv \omega_B$ ) como:

$$\bar{F} = \frac{1}{2} \rho U^2 (2D) Y_1(K) \left( 1 - \varepsilon \frac{y^2}{D^2} \right) \dot{y} \quad (2)$$

onde

$D$  = dimensão transversal ao fluxo (i.e. altura) das vigas-caixão geminadas

$\rho$  = massa específica do ar

$K = \omega D / U$  = freqüência reduzida de desprendimento de vórtices

$\omega$  = freqüência de desprendimento de vórtices que satisfaz a relação de Strouhal (fora da faixa de “captura”):  $\omega B / U = 2\pi S$

$S$  = número de Strouhal

$U$  = velocidade do fluxo laminar de vento

$Y_1$  e  $\varepsilon$  = respectivamente, parâmetros linear e não-linear representando os componentes da força de amortecimento aerodinâmico.

Os parâmetros  $Y_1$  e  $\varepsilon$  são determinados a partir de medições em túnel de vento para duas amplitudes de movimento harmônico livre, iniciadas em ressonância, relativas a dois valores distintos de amortecimento estrutural. Isto é feito através da equação quadrática em  $y$ ,

$$4\pi \bar{m}_B S \xi_B - \rho D^2 Y_1 + \rho Y_1 \varepsilon y^2 / 4 = 0 \quad (3)$$

resultante da condição de energia de dissipação com média nula para amplitudes de resposta em regime (movimento auto-limitado).

Para um modelo MEF das vigas-caixão adequadamente discretizadas com elementos de pórtico espacial (Battista et al. 1997), o vetor de forças nodais é obtido levando as forças por unidade de vão, expressas pela Equação (2), a cada nó (Battista and Pfeil 2000). Entende-se que os valores de  $Y_1$  e  $\varepsilon$  extraídos dos resultados dos ensaios do modelo seccional podem ser estendidos ao vão inteiro (Battista and Pfeil 2000). Para a análise modal o vetor deslocamento é transformado para um vetor de coordenadas generalizadas fornecendo um conjunto de equações modais de movimento escrito na seguinte forma para um modo de oscilação por flexão vertical.

$$m_B [\ddot{y}_B + 2\xi_B \omega_B \dot{y}_B + \omega_B^2 y_B] = f_B \quad (4)$$

onde, à parte dos parâmetros já definidos em relação a equação (1),  $m_B$  é a massa modal,  $y_B$  é o deslocamento generalizado e  $f_B$  é a força de vento generalizada relativa ao modo de oscilação considerado. Fazendo a operação matricial  $f_B = \phi_B^t \mathbf{F}$ , onde  $\phi_B$  é o auto-vetor normalizado e  $\mathbf{F}$  é o vetor de forças nodais,  $f_B$  é escrito como:

$$f_B = \frac{1}{2} \rho U^2 \frac{2D}{U} Y_1 \left[ \Psi_2 - \frac{\epsilon}{D^2} \Psi_4 y_B^2 \right] \ddot{y}_B \quad (5)$$

no qual,  
onde,

$$\Psi_n = \sum_{i=1}^N \phi_{Bi}^n l_i, \quad n=2 \text{ ou } 4 \quad (6)$$

$l_i$  é o comprimento de influência dos elementos adjacentes a cada nó  $i$ , e  $\phi_{Bi}$  é a amplitude do auto-vetor no nó  $i$  correspondente a direção vertical.

Na Equação (5) as somas modais  $\Psi_2$  e  $\Psi_4$  levam em conta o efeito da forma modal na força generalizada resultante  $f_B$ , considerando correlação completa no vão para a força aeroelástica. O efeito da correlação parcial, devido à característica tridimensional dos vórtices, pode ser considerado por meio de somas modais modificadas (Ehsan and Scalan 1996; Battista and Pfeil 2000).

### 3. Controle passivo das oscilações induzidas pelo vento

As aparentes dificuldades da aplicação de dispositivos mecânicos, distribuídos na estrutura, para controle passivo das oscilações induzidas pelo vento em pontes de grandes vãos foram contornadas com a utilização de um procedimento automático especialmente desenvolvido para assistir ao projeto de um sistema de múltiplos atenuadores dinâmicos quase-sincronizados (MADS's). Esse procedimento é aplicável às estruturas que mostram modos compostos ou isolados com freqüências bem espaçadas, sujeitas a forças de excitação com magnitudes, distribuição e freqüências variáveis (Battista and Pfeil, 1995; 1996; 2000).

Esse procedimento, para tratar sistemas estruturais com múltiplos graus de liberdade (MGL) (i.e. resultantes da discretização em elementos finitos), é baseado na concepção de subestruturas para análise dinâmica combinada com superposição modal e técnicas de otimização. A subestruturação dinâmica leva a um sistema com reduzidos graus de liberdade; por outro lado, chega-se a um problema de auto-valor complexo resultante de amortecimento não-proporcional. Esta técnica leva a valores otimizados de freqüências, fatores de amortecimento e massas para cada um dos atenuadores em diferentes locações na estrutura (Battista and Magluta 1994). Devido à falta de espaço neste artigo essa técnica de otimização não é discutida aqui; o leitor interessado a encontrará em trabalhos fundamentais anteriores (Ignizio 1982).

O comportamento dinâmico de uma estrutura com MADS's é descrito pelas equações diferenciais,

$$(T^T M_0 T + M_A) \ddot{X}_0 + (T^T C_0 T + C_A) \dot{X}_0 + (T^T K_0 T) X_0 = T^T F \quad (7a)$$

ou

$$M^* \ddot{X}_0 + C^* \dot{X}_0 + K^* X_0 = T^T F \quad (7b)$$

onde  $\mathbf{F}$  é o vetor de forças dinâmicas externas aplicadas,  $\mathbf{T}$  é a matriz de transformação usada para redução do número de GL's,

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ \phi_{st} & \phi_s \end{bmatrix} \quad (8)$$

e

$$\mathbf{U}_0 = \mathbf{T}_0 \mathbf{X}_0 \quad (9a)$$

$$\mathbf{X}_0 = (\mathbf{X}_m, \mathbf{X}_s)^T \quad (9b)$$

$$\mathbf{U}_0 = (\mathbf{U}_m, \mathbf{U}_s)^T \quad (9c)$$

onde os sub-índices  $( )_0$  e  $( )_A$  dizem respeito, respectivamente, aos sistemas estrutural e dos atenuadores, sendo  $\phi_s$  e  $\phi_{st}$  respectivamente as matrizes de auto-vetores e de modos estáticos da estrutura original.  $\mathbf{X}_0$  e  $\mathbf{U}_0$  são os vetores de deslocamento da subestrutura transformada e original; o último escrito em termos das coordenadas generalizadas, onde os sub-índices "s" e "m" denotam respectivamente os nós ordinários (ou escravos) e mestres (ou de conexão) onde os MADS's são ligados, tal como indicado na Fig. 4.

Tomando a forma harmônica de solução da parte homogênea da Equação (7b) tem-se o problema de auto-valores complexos (10),

$$\left( \begin{bmatrix} \mathbf{C}^* & \mathbf{M}^* \\ \mathbf{M}^* & 0 \end{bmatrix} \lambda + \begin{bmatrix} \mathbf{K}^* & 0 \\ 0 & -\mathbf{M}^* \end{bmatrix} \right) \Phi = \mathbf{0} \quad (10)$$

de onde  $\lambda$ ,  $\Phi$  são usados para derivar equações modais, nas quais uma técnica de otimização é aplicada para buscar as mais eficientes razões entre freqüências ( $\omega_A/\omega_0$ ), coeficientes de amortecimento ( $c_A/c_0$ ), e massas ( $M_A/M_0$ ), dos MADS's e da estrutura.

Considera-se o caso mais simples de uma estrutura de ponte com freqüências de oscilação bem espaçadas na qual são instalados N MSDA's (um conjunto de atenuadores similares quase-sintonizados e quase-sincronizados distribuídos num curto trecho longitudinal, em torno da seção transversal onde ocorrem as máximas amplitudes) para controlar as amplitudes de resposta no modo dominante de flexão. A dinâmica do sistema resultante com  $(N+1)GL's$  (ponte oscilando num único GL generalizado + um numero N de MADS's) é governado pelas seguintes equações diferenciais acopladas de segunda ordem , as quais podem ser escritas na forma simbólica

$$m_B (\ddot{y}_B + 2\xi_B \omega_B \dot{y}_B + \omega_B^2 y_B) - \sum_{i=1}^N (c_{Ai} \dot{v}_i + k_{Ai} v_A) = f_B \quad (11a)$$

$$m_{Ai} \ddot{v}_i + c_{Ai} \dot{v}_i + k_{Ai} v_i = -m_{Ai} \ddot{y}_B \quad ; i = 1, 2..N \quad (11b)$$

onde, à parte das variáveis e parâmetros já definidos em relação a Equação (4),  $m_A$ ,  $c_A$ ,  $k_A$  são respectivamente a massa, amortecimento e rigidez do sistema subsidiário dinâmico (MADS); e  $v(t)$  é o deslocamento vertical relativo entre a massa do atenuador e a estrutura, tal como indicado na Fig. 4.

As Equações (11) ou (4), relativas aos sistemas controlado e não-controlado são então resolvidas para  $y_B(t)$  através do esquema de integração numérica de 4<sup>a</sup> ordem de Runge-Kutta, para investigar o comportamento da estrutura sob movimento de flexão vertical induzido por desprendimento de vórtices e o desempenho dos MADS's na redução das amplitudes de oscilação.

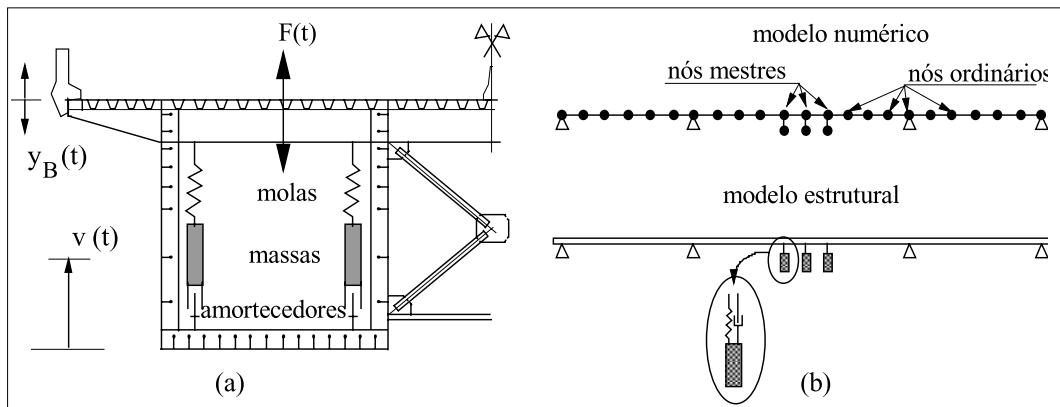


Figura 4: Atenuadores dinâmicos múltiplos quase-sintonizados e quase-sincronizados - ADS's.  
(a) vista numa seção transversal;(b) modelagem numérica da estrutura com MADS's.

#### 4. Respostas dinâmicas controlada e não-controlada

Com os resultados coletados do monitoramento de longo prazo realizado na estrutura metálica da ponte (Battista et al. 2001; Battista and Pfeil 2002), juntamente com os modelos matemáticos aqui descritos para as respostas não-controladas e controladas, modelagens numéricas calibradas e confiáveis do comportamento aeroelástico puderam ser desenvolvidas e usadas como uma ferramenta fundamental para conceber um sistema de 32 atenuadores dinâmicos quase-sincronizados, os quais foram recentemente instalados na ponte para atenuar as amplitudes das oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices.

Num estágio inicial do projeto, o desempenho do sistema de controle passivo foi examinado por meio do modelo numérico calibrado que inclui forças aeroelásticas correlacionadas ao longo dos vãos num modelo estrutural 3D MEF dos 3 vãos contínuos das vigas-caixão geminadas metálicas (Battista et al. 1997). Os parâmetros básicos foram extraídos dos desenhos “como construída” (“as built”) da estrutura da ponte. Um arranjo mecânico viável para esse tipo de

dispositivos de controle passivo foi concebido com a distribuição das pequenas massas dos atenuadores ao longo de um curto trecho central de 30 m do vão principal de 300 m. A Tabela 1 apresenta os parâmetros relativos ao primeiro modo de oscilação por flexão vertical juntamente com os correspondentes parâmetros dos MADS's.

Tabela 1: Parâmetros da estrutura e dos MADS'

Parâmetros	Estrutura ( ) <sub>B</sub>	32 ADS's ( ) <sub>A</sub>	Razões( ) <sub>A</sub> / ( ) <sub>B</sub>
Freqüência, f (Hz)	0,32	0,31	~ 0,97
Massa, m (ton)	~ 6,8 × 10 <sup>3</sup>	~ 70,0	~ 0,01
Amortecimento, ξ (%)	1,0	2,5*	2,5

\* Valores médios das taxas de amortecimento correspondentes ao valor de projeto do coeficiente  $c=0.55 \text{ kN.s/m}$  para cada atenuador com rigidez elástica  $k_A = 8.5 \text{ kN/m}$

Medições realizadas na estrutura real (Battista et al. 1997) mostraram que muitos modos de oscilação são excitados pelo tráfego de veículos pesados, tendo freqüências associadas na faixa de 0,32 a 0,77 Hz (Tabela 2). O modelo calibrado 3D-MEF da estrutura da ponte, incluindo os pilares e os apoios mecânicos (Fig. 1), fundações e a interação entre o solo e as fundações mostra esse mesmo comportamento multi-modos sob carga do tráfego de veículos. Mas, para carga de vento, o modelo mostra a resposta no primeiro modo dominante de flexão vertical, tal como experimentalmente medido (Battista et al. 2001; Battista and Pfeil 2002) e visualmente observado no comportamento da estrutura sob forças quase-resonantes de vento.

Tabela 2: Freqüências e formas modais de oscilação da estrutura

Freqüências (Hz)		Formas modais (modelo 3D-FEM)
Experimental ( $\pm 0,005 \text{ Hz}$ )	Teórica	
0,32 / 0,34*	0,32	1º flexão vertical
0,48	0,45	1º flexão lateral
0,55	0,55	2º flexão vertical
0,64	0,61	2º flexão lateral
0,70 / 0,77*	0,74	3º flexão vertical

\* relativo à estrutura alterada pelo tabuleiro misto com pavimento de concreto

Então, no que se segue, os resultados do modelo numérico para respostas no primeiro modo de oscilação por flexão da estrutura, com taxa de amortecimento de 1%, são mostrados para a condição de captura de vórtices para uma velocidade de vento de 60 km/h (~16,5 m/s), considerada constante. Respostas para ação do vento com velocidade variável no tempo, conforme medições realizadas no local por meio de anemômetros, serão apresentadas em um futuro

artigo técnico. As respostas controladas e não-controladas são mostradas em termos dos deslocamentos verticais versus tempo na seção média do vão central, cobrindo um intervalo de tempo de 240 s, pouco além da entrada em regime ser alcançada pela estrutura original da ponte.

As Figuras 5a e 6 mostram as respostas passivamente controladas e não-controladas da estrutura, respectivamente com o perfil da seção original e com um perfil da seção alterado pela presença de veículos longos e altos (Fig. 2). A Figura 5b mostra a variação da força total de controle  $f(t)$  produzida por molas elásticas e amortecedores e também a variação do deslocamento vertical relativo  $v(t)$  entre a massa dos atenuadores e a estrutura.

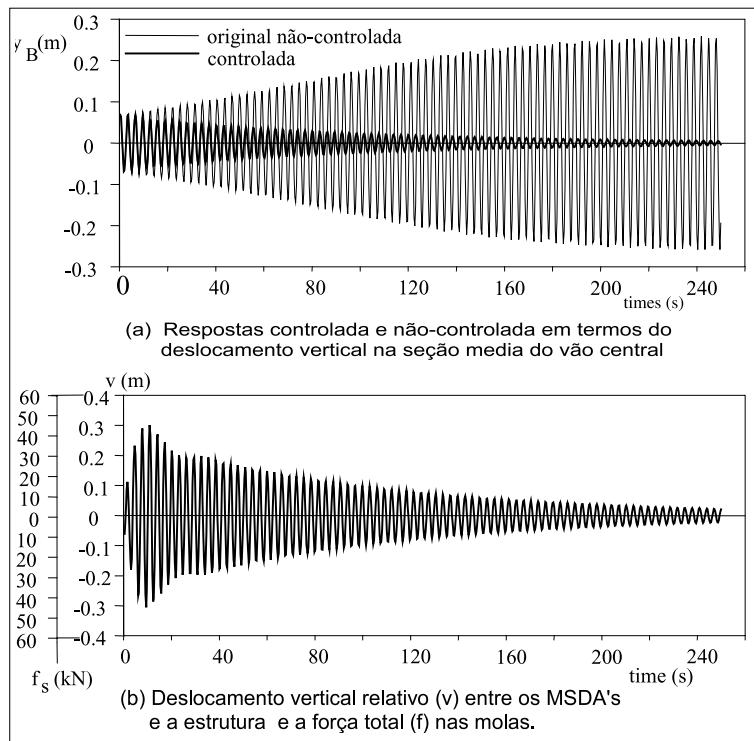
Os principais resultados teóricos para as respostas não-controladas e controladas em regime em termos dos deslocamentos verticais  $y_B$  no meio do vão central, são resumidas na Tabela 3 juntamente com os valores experimentais medidos (Battista and Pfeil 200, Battista et al. 2001; Battista and Pfeil 2002) para a ponte com e sem o sistema de controle.

Tabela 3: Amplitudes de resposta não-controlada e controlada da estrutura da ponte

Respostas dinâmicas	Perfil Aerodinâmico	Teórica $y_B$ (cm)	Experimental $y_B$ (cm)
Não-controlada	original	26,0	25,0 ( $\pm 5,0$ )
	alterado	60,0	58,0
Controlada	original	2,0 - 2,5*	-
	alterado	5,0 - 5,5*	-

\* Valores teóricos esperados a serem verificados por medições experimentais

Embora não haja ainda evidência experimental da atenuação das oscilações induzidas pelo vento, deve-se notar que o desempenho do recentemente instalado sistema de controle passivo de MADS's pode ser tomado como muito promissor já que produz uma redução teórica cerca de 85 a 90% das amplitudes da resposta não-controlada, mantendo pequeno os deslocamentos relativos entre as massas dos atenuadores e a estrutura, os quais são importantes parâmetros de projeto. Por enquanto, a evidência experimental do desempenho dos MADS's é dada pela grande redução em torno de 75% das amplitudes de deslocamento vertical, no meio do vão central, para as respostas não-controladas causadas pela ação normal do tráfego diário de veículos pesados (Fig. 7). Deve-se enfatizar que este é um índice de desempenho bastante relevante, pois os MADS's foram projetados para forças de excitação aeroelásticas quase-harmônicas induzidas por desprendimento de vórtices, e não para forças dinâmicas induzidas pelo tráfego de veículos, as quais têm características aleatórias.



Figuras 5: Respostas dinâmicas controladas em termos das amplitudes de deslocamento vertical da força de controle para a ponte com perfil da seção original da estrutura.

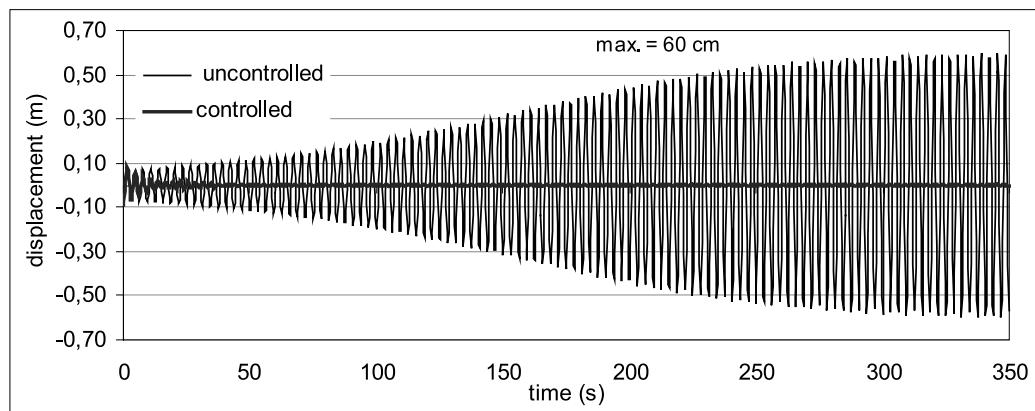


Figura 6: Variação do deslocamento vertical na seção média do vão central da ponte sob efeito do vento ( $U_{crit} = 60 \text{ km/h}$ ) para um perfil alterado pela presença de veículos.

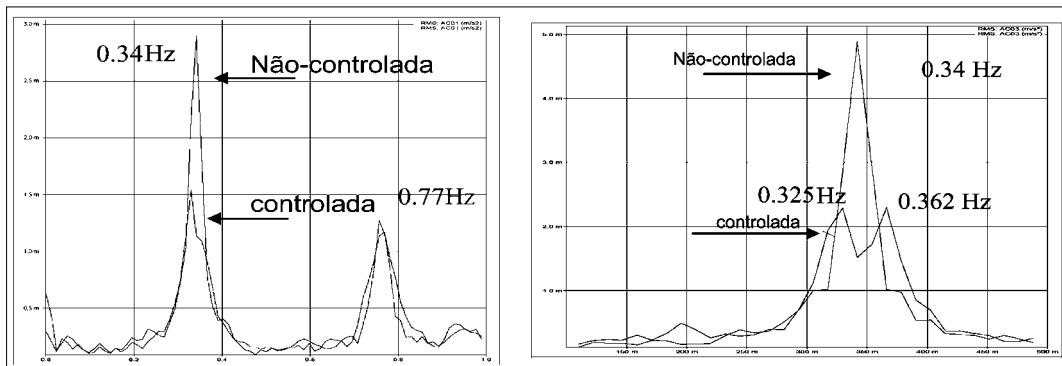


Figura 7: Espectros de freqüência das respostas controlada e não-controlada da estrutura da ponte para cargas dinâmicas produzidas pelo tráfego de veículos pesados.

### 5. Descrição do sistema de controle com Mads's

O sistema de controle passivo com MADS's tem projeto, construção e instalação muito simples, e sua robustez mecânica requere pouca manutenção. A massa de cada um dos 32 ADS's é apenas 2,2 t correspondendo a massa total a 1,0% da massa modal associada ao primeiro modo de oscilação por flexão da estrutura (i.e. estrutura de aço, pavimento, barreiras de concreto, etc.) ou a apenas 0,5% da massa total da estrutura de aço. Observa-se com isto que os MADS's pesam aproximadamente o mesmo que um caminhão de três eixos com carga plena. Na prática, entretanto, o projeto, fabricação e instalação de molas elásticas muito macias para acomodar o movimento vertical de baixa freqüência e grandes amplitudes de uma massa considerável não são tarefas fáceis. Embora as amplitudes dos deslocamentos dinâmicos relativos entre as massas dos atenuadores e a estrutura sejam mantidos dentro de uma faixa de valores práticos (Fig. 5b) por meio de amortecimento adequado, a amplitude do deslocamento estático da massa do atenuador ( $y_{st} = m_A g / k_A$ ) alcança valores próximos a 2,5 metros.

Mesmo assim, no caso da ponte Rio-Niterói as dimensões da seção transversal das vigas-caixão permitem acomodar com folga as amplitudes dos deslocamentos verticais estáticos e dinâmicos das massas dos atenuadores. Seis longas molas helicoidais ( $k_A = 8.5 \text{ kN/m}$ ) penduradas na trave superior do pórtico sustentam cada uma das caixas de massa ( $m_A = 2,2 \text{ t}$ ) dos atenuadores, a uma certa altura entre o topo e o fundo da viga-caixão, tal como mostrado na Foto 2 e ilustrado nas Figs. 8 e 9. Um total de 192 molas foi utilizado nos 32 ADS's.

Valores muito baixos para os coeficientes de rigidez e de amortecimento (vide notas no pé da Tabela 1) foram necessários para satisfazer três requisitos mecânicos dos atenuadores: redução dos deslocamentos da caixa de massas;

variação desprezível da rigidez elástica; e desempenho otimizado dos MADS's. Os amortecedores dos atenuadores são constituídos por pares de cabos extensores (Fig. 8) feitos com feixes de tiras de material visco-elástico, o qual produz o requerido ciclo histerético para dissipar energia cinética.



Foto 2: Unidade protótipo (Pórtico com 2 ADS's) para ensaios no LABEST-COPPE/UFRJ

## 6. Comentários finais

Grandes amplitudes de respostas dinâmicas, observadas em grandes estruturas submetidas a forças de excitação, as quais não foram levadas em conta no projeto original, podem ser substancialmente atenuadas por dispositivos de controle passivo. Este é o caso das oscilações induzidas por desprendimento de vórtices da Ponte Rio-Niterói – estrutura de aço em vigas-caixão geminadas com o maior vão do mundo – na qual um novo sistema de atenuadores dinâmicos múltiplos sincronizados (MADS's) foi recentemente instalado para reduzir efetivamente as amplitudes das oscilações.

Esse sistema de MADS's tem características mecânicas únicas, e os atenuadores muito simples e robustos operam efetivamente num modo quase-sintonizado e quase-sincronizado. Resultados de simulações numéricas deste problema aeroelástico, combinados com alguns aspectos práticos e resultados experimentais são usados para demonstrar que os MADS's satisfazem os requerimentos de projeto, dirigidos à substancial redução de deslocamentos e tensões induzidas pelas ações do vento e do tráfego de veículos pesados sobre a ponte. O monitoramento desta ponte num futuro breve permitirá que seja feita uma melhor avaliação do desempenho dos MADS's, por meio de comparações entre os valores medidos e calculados das amplitudes das oscilações.

Por outro lado, embora envolva uma maior complexidade no projeto e demande uma manutenção especial, um sistema de controle ativo pode ser idealizado como medida corretiva alternativa ao controle passivo, tanto para estruturas de pontes novas como para as existentes (Battista and Pfeil, 2000).

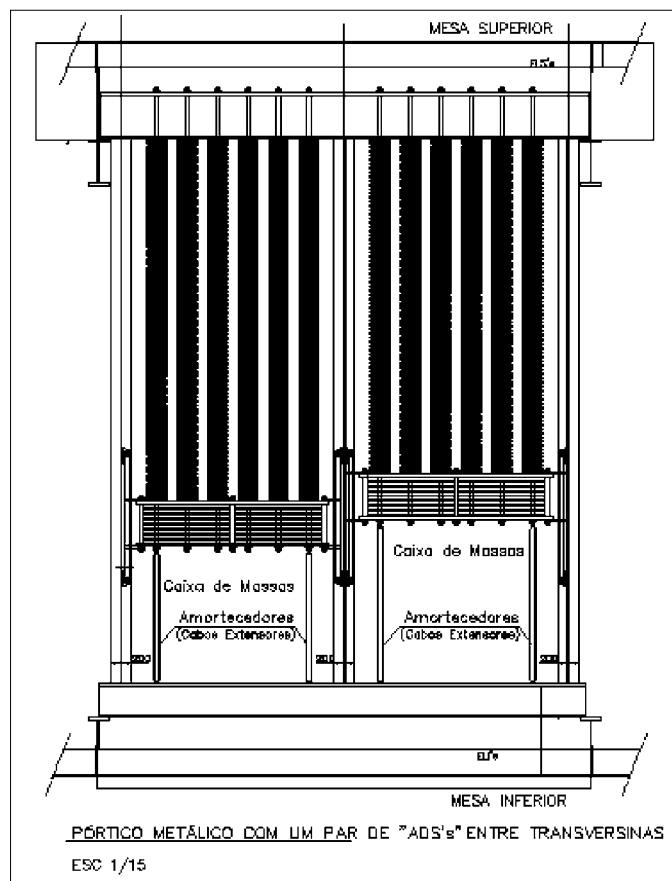


Figura. 8. Croqui de um pórtico típico de sustentação de 2 ADS's.



Figura 9: Ilustração vista em perspectiva dos MADS's dentro de uma das vigas-caixão.

## 7 Referências

- Battista R. and Magluta C. (1994). Optimized vibration absorbers for structures with non - proportional damping. *Proceeding of SPIE's Smart Structures & Materials Conference*. Passive Damping, n. 19, v. 2193, p. 202-212, Orlando, Fl., USA.
- Battista, R.C. and Pfeil, M.S. (1995). Passive damping of vortex-induced oscillations of Rio-Niterói bridge. *Proceedings of SPIE's Smart Structures & Materials Conference*. Passive Damping, v. 2445, p. 252-263, San Diego, Cal, USA.
- Battista, R.C. and Pfeil, M.S. (1996). Active-Passive control of vortex-induced oscillations of Rio-Niterói bridge. *Proceedings of the Third European Conference on Structural Dynamics - EUROT-DYN'96*. Structural Dynamics, v. 1, p. 561-567, Florence, Italy, Jun 1996, A.A.Balkema Publishers, Rotterdam.
- Battista, R.C. et al, (1997). *Análise global do comportamento estrutural dos vãos centrais da Ponte Rio-Niterói*. Contrato PONTE S.A, Relatório Técnico, v. 3, ET-150747 COPPETEC, Rio de Janeiro.
- Battista, R. C. and Pfeil, M. S. (2000). Reduction of vortex-induced oscillations of Rio-Niteroi bridge by dynamic control devices. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, n. 84, p. 273-288, JWEIA 2000, Elsevier Science Ltd, Netherland.
- Battista, R.C. et al. (2001). *Conceptual and preliminary design of a passive control system of multiple TMD's to attenuate wind-induced oscillations of the Rio-Niteroi bridge*. PONTE S.A Contract Report, v. 13, PEC 0685 COPPETEC, Rio de Janeiro, Jan.

- Battista, R.C. and Pfeil,M.S. (2002). Monitoring and control of wind-induced oscillations of a steel bridge. *Proceedings of the fourth European Conference on Structural Dynamics - EUROT-DYN'2002*. Munich, Germany, v. 2, p. 925-930, Balkema, Swets & Zeitlinger Publishers, Lisse, sept.
- Ignizio, J. P., (1982). *Linear programming in single and multiple objective system*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Robinson R. and Savage M.G. (1989). *Wind tunnel investigation of the President Costa e Silva bridge, Rio de Janeiro, Brazil*. Laboratory Technical Report LTR - LA - 311, National Aeronautical Establishment, National Research Council Canada, Ottawa.
- Simiu E. and Scanlan R. (1996). *Wind effects on structures*. 3rd. ed., Wiley & Sons, New York.
- Ehsan and Scanlan R.H. (1990). Vortex-induced vibrations of flexible bridges. *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE, v. 116, n. 6, p. 1392-1411.
- Upstone, J. and Reily, D. (1979). Construction of the navigation spans of the Rio - Niteroi bridge, Brazil. *Proceeding of Institution of Civil Engineers*. Part 1, v. 66, p. 227-246.

# Multiple synchronized dynamic attenuators of wind-induced oscillations of Rio-Niterói bridge

## Abstract

A new system of multiple synchronized dynamic attenuators (MSDA) was recently installed in the Rio-Niterói bridge to prevent that cross-winds of relatively low velocities set into vortex-induced oscillations the lightly damped and remarkably long three continuous spans of the steel twin-box-girder bridge. Design aspects of the world's largest steel box-girder bridge and the conceptual design of this passive control system, together with its main geometric and physical characteristics, are briefly described herein. An experimentally calibrated mathematical-numerical model for the aeroelastic problem, combined with optimization techniques, were used to assist in designing feasible mechanical and robust dynamic-control devices to upgrade the serviceability of this bridge and users' comfort. The performance of the MSDA system is demonstrated through experimental measurements and comparisons of numerical time responses of the original and the controlled structure.

The Rio-Niterói Bridge is 13.3 km long and spans 8.8 km across the Guanabara bay in Rio de Janeiro. Most of it is a pre-stressed concrete structure but its three central spans (200 - 300 - 200 meters) are bridged by remarkably slender continuous steel twin box girders, as seen in Photo 1 and illustrated in Figs. 1 and 2. The central span on the navigation channel is the largest steel girder span in the world. The total weight of the steel bridge is 13,100 tones and its total length reaches 848m.

The steel structure of the three central spans stand at around 65 m above sea level. It crosses the navigation channel coming from the mouth of the bay (Fig. 3). At that point the normal to the bridge axis lies in the southwest quadrant. Approaching S-W winds from the open ocean reach, in this region, 90 – 100 km/h gusts. Winds with relatively low speeds, in the range between 50-to 70 km/h have high probability of occurrence.

Having no upstream obstacles close enough to generate turbulence, and located well above calm waters, the bridge is subjected to aeroelastic forces produced predominantly by smooth quasi-laminar air-flow. It is known that under this smooth condition the bridge structure is significantly more susceptible to strong oscillations induced by vortex-shedding than if it were located on rougher terrain.

For sustained cross-winds velocities around 55 - 60 km/h (15 – 16.5 m/s) the bluff box section bridge experienced vortex-induced oscillations in the first vertical bending mode. It is worth mentioning that the braced twin-box-girders confer enough torsional stiffness to preclude torsional responses for wind speeds below 200 km/h.

Because of recurrent aeroelastic vibrations, the central span of the bridge had until recently to be closed to traffic, for the sake of users' comfort and overall safety, whenever cross winds reached velocities near 50 km/h (~14m/s). However, because of inherent operational difficulties, in some of these events the traffic barrier was closed too late and users were frightened when crossing the oscillating bridge. Strong vertical oscillations that left drivers panic-stricken and even led some drivers to abandon their cars were first reported after a storm that occurred in August 17, 1980. Cross winds of sustained velocity around 55 to 60 km/h have caused the majority of the subsequent events, which occurred about once per year since 1974 when the bridge was brought into service. In the last four events, between 1997 and 2002, the sustained critical wind speed lasted 5 to 15 minutes and astonishing images of the induced oscillations were captured by video-cameras installed on the bridge for traffic control. In these events the amplitudes of oscillation have reached values from 0.25 to 0.60 m. These recorded events caused, of course, much concern to bridge administration, to experts in structural dynamics and aeroelasticity and above all to the public in general, with respect to the integrity of the steel structure, serviceability and overall safety. A remedial measure to this aeroelastic problem should then be finally found and applied.

Among the remedial measures to attenuate wind-induced vibrations one usually adopted is some sort of aerodynamic appendages attached to the structure to change its cross-sectional shape and therefore the resultant aeroelastic forces on it. One attempt in this direction was made during tests of a sectional model in the wind tunnel (Battista and Pfiel 2000) by covering the void between the twin-box girders at the lower chord, but no significant difference in bridge model response was observed. Some other aerodynamic appendages could be envisaged in order to improve the shape of the section, all them having otherwise a severe penalty of adding substantial mass to the bridge. Another serious drawback to these geometric changes and appendages is that the aerodynamic section profile is unfavorably modified by the presence of long and tall vehicles traveling along the slow lanes (see Fig. 2). Moreover, considering that traffic loading due to heavy vehicles traversing the link spans' expansions joints is another important source of bridge oscillation (Battista and Magluta 1994) in the same vertical bending mode excited by wind vortex-shedding, one is led to the conclusion that the most appropriate approach to solve the problem is to apply control devices.

This last alternative was explored to conceive and design feasible passive and active control devices to attenuate the observed oscillation amplitudes due to the action of winds as well as traffic loading.

A mathematical 3D FEM model calibrated in terms of experimentally measured frequencies and associated oscillation modes was further combined with a multi-objective optimization technique to assist in designing a new system of multiple simple mechanical and robust quasi-synchronized dynamic attenuators, that have recently been installed and set into service (September 2004) to upgrade the serviceability of this bridge, that has nowadays an average daily traffic of around 100,000 vehicles.

Large amplitude vortex-shedding-induced oscillations occur within a range of shedding frequencies bracketing this bridge's first natural bending frequency. In this near-resonant range of synchronized frequencies, and for low turbulence incident flow, the condition of alternating vortices shed in the natural frequency of the excited mode is known as "lock-in". Vortex-induced oscillations depend on the structure's response amplitudes and, at "lock-in", conditions are found to be self-excited and self-limiting oscillations that are highly sensitive to the structural damping level associated with the dominant modes of vibration.

An empirically derived simplified mathematical model describing the across-flow response of the *sectional model* of the bridge for wind-tunnel tests, takes the general form of the one-degree of freedom oscillator. The basic apparent difficulties of applying distributed passive devices to control the wind-induced motion of large bridge structure were avoided by using a specially developed general automatic procedure to assist designing a system of multiple quasi-synchronized dynamic attenuators (MSDA's) or of ordinary tuned-mass-dampers (TMD's) to structures displaying either well spaced or compound modes, subjected to frequency varied forcing functions.

This procedure, intended to deal with multiple degree of freedom (MDOF) structural systems (i.e. resulting from the discretization in finite elements), is based on the conception of substructures for dynamic analysis combined with modal superposition and goal programming optimization techniques. The former conception leads to a reduced degree-of-freedom system having a complex eigenvalue problem resulting from non-proportional damping. The latter technique leads to optimized values of frequency, damping factor and mass for each of the attenuators at different locations on the structure. Due to lack of space this optimization technique is not discussed herein; the interested reader shall find it in previous references.

By using the experimental results gathered from the long-term monitoring carried out on the bridge steel structure, together with the mathematical models (for uncontrolled and controlled vortex-induced responses) outlined herein, reliable calibrated numerical modeling of the aeroelastic behavior could be developed and used as a fundamental tool to conceive a system of 32 close synchronized dynamic attenuators, which have been installed in the bridge to control and attenuate the amplitudes of wind-induced oscillations.

In the design stage the performance of the added passive control system was examined by using the calibrated numerical model, which includes correlated aeroelastic forces along the spans in a 3D finite element structural model of the 3 spans continuous steel twin box girders. The parameters employed in the model were extracted from "as built" drawings of the bridge. A feasible mechanical arrangement for this sort of passive control devices was conceived by distributing the attenuators small masses along a short 30 m sector of the center span. Table 1 presents the modal parameters related to the first vertical bending mode, together with the corresponding MSDA's parameters.

Experimental measurements on the actual bridge showed that many oscillation modes are excited by the traffic of heavy vehicles, with main frequencies ranging from 0.32 – 0.70 Hz (see Table 2). The calibrated 3D-FEM-model of the bridge structure - including its piers and mechanical bearings (see Fig. 1), foundations and interaction between piles and soil strata - displays this same multi-mode behavior under traffic loading. But, for wind loading it displays a response in the dominant first vertical bending mode, as experimentally measured and visually observed in the bridge under near-resonant wind forces.

Then, in what follows, numerical results for vortex-induced responses in the first vertical bending mode of the structure, with damping ratio of 1%, are shown for lock-in condition at a wind velocity of 60 km/h (~16.5 m/s). The controlled and uncontrolled responses are shown herein in terms of vertical displacement vs. time at the middle section of the center span; they are shown over a period of time of 240sec, shortly beyond which steady state is reached for the original bridge.

Figures 5a and 6 show the passively controlled and uncontrolled vortex-induced responses of the bridge, respectively, with its original section profile and with a section profile altered by the presence of long and tall vehicles (Fig. 2). Figure 5b shows the variation of the total control force  $u(t)$  produced by the elastic springs and dampers and also the variation of the relative vertical displacement between the attenuators masses and the structure.

The main theoretical results for the uncontrolled and controlled steady-state responses, in terms of the vertical displacement  $y_B$  at the middle of the

center span, are summarized in Table 3 together with measured values for the bridge without the control system.

Although experimental records of wind-induced oscillations of the bridge provided with MSDA's are not yet available, it should be noted that the performance of the recently installed passive control system is very promising. In fact, a theoretical reduction of about 85-90% of the uncontrolled displacement amplitudes has been computed, keeping the relative displacements between the attenuators masses and the structure, which is an important design parameter, within allowable limits. Meanwhile, experimental evidence of the MSDA's performance is given by the great reduction of about 75% of the uncontrolled vertical displacement amplitudes at the middle of the central span caused by the normal daily traffic of heavy vehicles on the bridge (see Fig. 7). It must be emphasized that this is a quite relevant performance index, as the MSDA's were designed for quasi-harmonic vortex-induced aeroelastic excitation forces, and not for vehicles-induced dynamic forces, which have random characteristics.

The passive control with MSDA's is simple to design, construct and install, and its mechanical robustness demands low maintenance.

The mass of each one of these 32 SDA's is only 2.2 ton and the entire system correspond to 1.0% of the modal mass associated with the first bending mode of the bridge (i.e. steel structure, pavement, concrete barriers, etc.) or to only 0.5% of the total mass of the steel structure. By any of these figures, the proposed MSDA's weighs less than an ordinary five-axles loaded truck. In practice, however, designing, fabrication and installation of soft elastic springs to accommodate low frequency large amplitudes of vertical motion of a considerable mass are not easy tasks. Although amplitudes of the relative dynamic displacements between attenuators masses and the bridge structure are kept well within practical values (see Fig. 5b) by using adequate damping, the amplitude of the static displacement of the attenuator's mass ( $Y_{st} = m_A g/k_A$ ) reaches a value close to 2.5 meters.

Even so, in the case of the Rio-Niterói bridge the overall dimensions of the cross-section of its box girders may well accommodate both static plus dynamic vertical displacement amplitudes of the auxiliary masses. Six long helical springs hanging from the top beam of the portal frame sustain each attenuator's mass (2.2 ton), somewhere between top and bottom of the box girder, as illustrated in Figs. 8 and 9. A total of 192 springs were used in the 32 SDA's.

Very low damping and elastic coefficients (see footnotes of Table 1) were needed to fulfill three mechanical aspects: reduction of the attenuator's mass displacement; negligible increase in the attenuator's elastic stiffness; and optimized performance of the MSDA's control system. Dampers of the attenuators

are constituted by pairs of extensor cables (see Fig. 8) made of bundles of strips of visco-elastic material, which perform the required histeresis loops to dissipate kinetic energy.

Large amplitudes of dynamic responses of existing structures to excitation forces, which were not envisaged or accounted for in their original design, may be substantially attenuate by passive control devices. This is the case of the vortex-induced oscillations of the world largest span steel box girders bridge: the Rio-Niterói bridge, in which a new system of multiple synchronized dynamic attenuators (MSDA's) has been installed to reduce effectively the oscillation amplitudes.

This system of MSDA's has unique mechanical characteristics, and its very simple and robust attenuators carry into effect their task in a quasi-tuned and quasi-synchronized operational mode. Numerical results for the aeroelastic problem combined with some practical aspects and experimental results are used to demonstrate that the MSDA's system fulfill the designing requirements of substantial reduction of displacements and stresses amplitudes induced by wind and traffic of heavy vehicles on the bridge. Future monitoring of the bridge will allow for better comparisons between measured and calculated amplitudes of the controlled vortex-induced oscillations.