



COMPARAÇÃO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO  
DINÂMICO DE UMA PONTE ESTAIADA SOB AÇÃO DE VENTO TURBULENTO

Arthur Peixoto Curi

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil  
Ronaldo Carvalho Battista

Rio de Janeiro  
Abril de 2018

COMPARAÇÃO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO  
DINÂMICO DE UMA PONTE ESTAIADA SOB AÇÃO DE VENTO TURBULENTO

Arthur Peixoto Curi

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof<sup>a</sup>. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

---

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.

---

Prof. Acir Mércio Loredo-Souza, Ph.D.

---

Prof. Marcelo Maia Rocha, Dr. techn.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2018

Peixoto Curi, Arthur

Comparação teórico-experimental do comportamento dinâmico de uma ponte estaiada sob ação de vento turbulento / Arthur Peixoto Curi. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

VIII, 100 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 91-94.

1. Análise Dinâmica 2. Aerodinâmica estrutural 3. Pontes Estaiadas. I. Pfeil, Michèle Schubert *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço à professora Michèle Pfeil, por sua orientação atenciosa e incansável desde a minha graduação até a conclusão do mestrado, pela sua paciência e gentileza, pelos ensinamentos, idéias e enorme incentivo.

Ao professor Ronaldo Battista, pela confiança em dividir seus projetos comigo, pela motivação no estudo da dinâmica estrutural e pelos inúmeros ensinamentos que acumulei no dia a dia do seu escritório.

Ao professor Acir Loredou-Souza e todos os engenheiros, professores e técnicos da Vento-S e do LAC/UFRGS, que realizaram os ensaios em túnel de vento que serviram de base a este trabalho.

À minha família e amigos que, de perto ou de longe, me apoiam em toda dificuldade.

Aos colegas do Programa de Engenharia Civil e, em especial, à Marcela Santos e à Andréa Araújo, com quem dividi os estudos sobre a ação de vento em estruturas.

À COPPE / UFRJ e seus professores e funcionários que contribuíram na minha formação.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

COMPARAÇÃO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO  
DINÂMICO DE UMA PONTE ESTAIADA SOB AÇÃO DE VENTO TURBULENTO

Arthur Peixoto Curi

Abril/2018

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil  
Ronaldo Carvalho Battista

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho investiga diferentes ferramentas de modelagem teórica e física de uma ponte estaiada, com o intuito de estimar sua resposta dinâmica sob ação de vento turbulento. Um modelo numérico-computacional da ponte foi construído e submetido a diferentes tipos de carregamento – estáticos e dinâmicos – considerando as condições de escoamento representativas do vento no local da obra. O cálculo das forças aplicadas sobre o modelo numérico-computacional e a comparação teórico-experimental dos resultados em termos de acelerações e deslocamentos foram conduzidos com base em resultados de ensaios em túnel de vento, obtidos de um modelo seccional do tabuleiro da ponte e de um modelo físico aeroelástico completo. A correlação dos resultados permitiu validar a formulação teórica de análise aerodinâmica da ponte completa e o método de estimativa de resposta do tabuleiro.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

COMPARISON BETWEEN THEORETICAL AND EXPERIMENTAL  
APPROACHES ON THE DYNAMIC BEHAVIOUR OF A CABLE-STAYED  
BRIDGE UNDER TURBULENT WIND ACTION

Arthur Peixoto Curi

April/2018

Advisors: Michèle Schubert Pfeil  
Ronaldo Carvalho Battista

Department: Civil Engineering

This work investigates different methods to theoretical and physical modelling of a cable-stayed bridge, with the purpose of estimating its dynamic response under turbulent wind action. A theoretical-computational model was built and undergone to different kinds of loads – static and dynamic – considering wind flow conditions that represent the bridge's site. The calculation of the loads applied on the theoretical-computational model, as well as the theoretical-experimental comparison of the responses in terms of accelerations and displacements were based on wind tunnel tests data, taken from a sectional model of the bridge deck and a full 3D aeroelastic model. Correlation between results enabled the validation of the full bridge aerodynamic analysis theory and the estimation method of the bridge deck response.

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
<b>1.1. SOBRE O PROJETO AERODINÂMICO DE PONTES</b>	<b>1</b>
<b>1.2. MOTIVAÇÃO, TRABALHOS ANTERIORES E OBJETIVOS</b>	<b>3</b>
<b>1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO</b>	<b>5</b>
<b>2. FORÇAS DE VENTO E FENÔMENOS AEROELÁSTICOS EM PONTES</b>	<b>7</b>
<b>2.1. CONCEITOS GERAIS</b>	<b>7</b>
<b>2.2. AÇÃO ESTÁTICA DE VENTO</b>	<b>9</b>
<b>2.3. INSTABILIDADE AEROELÁSTICA E FORÇAS DE AUTO-EXCITAÇÃO</b>	<b>10</b>
<b>2.4. VIBRAÇÕES DEVIDAS À TURBULÊNCIA</b>	<b>14</b>
<b>2.4.1. MODELO TEÓRICO BASEADO NA HIPÓTESE QUASE-ESTÁTICA</b>	<b>15</b>
<b>2.4.2. SOLUÇÃO COM CARGAS EQUIVALENTES E ESTIMATIVA DE RESPOSTA DA PONTE COMPLETA A PARTIR DO MODELO SECCIONAL DINÂMICO COM FATORES DE CORREÇÃO</b>	<b>24</b>
<b>3. PONTE ESTAIADA DE LAGUNA</b>	<b>31</b>
<b>3.1. APRESENTAÇÃO DO PROJETO</b>	<b>31</b>
<b>3.2. DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA ESTRUTURA</b>	<b>33</b>
<b>4. ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO</b>	<b>37</b>
<b>4.1. FUNDAMENTOS DA MODELAGEM FÍSICA</b>	<b>38</b>
<b>4.1.1. SEMELHANÇA DO ESCOAMENTO DO VENTO</b>	<b>38</b>
<b>4.1.2. SEMELHANÇA AEROELÁSTICA</b>	<b>39</b>
<b>4.2. ENSAIOS REALIZADOS PARA A PONTE DE LAGUNA (LOREDO-SOUZA,2014-2015)</b>	<b>42</b>
<b>4.2.1. DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE MÉDIA</b>	<b>42</b>
<b>4.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO ESCOAMENTO E DOS EFEITOS TOPOGRÁFICOS</b>	<b>42</b>
<b>4.2.3. DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES AERODINÂMICOS A PARTIR DO MODELO SECCIONAL RÍGIDO</b>	<b>50</b>

4.2.4. DETERMINAÇÃO DAS VELOCIDADES CRÍTICAS DE <i>FLUTTER</i> E DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES A PARTIR DO MODELO SECCIONAL SOBRE APOIOS ELÁSTICOS	53
4.2.5. ANÁLISE DINÂMICA DO MODELO FÍSICO AEROELÁSTICO COMPLETO	55
5. <i>COMPARAÇÃO TEÓRICO-EXPERIMENTAL</i>	59
5.1. CORRELAÇÃO EM VIBRAÇÕES LIVRES E DETERMINAÇÃO DA TAXA DE AMORTECIMENTO	60
5.2. CARACTERÍSTICAS DOS CENÁRIOS DE ESCOAMENTO DE REFERÊNCIA, INSTRUMENTAÇÃO E RESULTADOS DO MODELO FÍSICO AEROELÁSTICO COMPLETO	63
5.3. CARREGAMENTO DINÂMICO DO MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL (CORRELAÇÃO EM TERMOS DE ACELERAÇÕES)	70
5.4. ANÁLISE COMPARATIVA E TENTATIVA DE COMPATIBILIZAÇÃO DOS MODELOS	75
5.5. ESTIMATIVA DIRETA A PARTIR DO MODELO SECCIONAL SOBRE APOIOS FLEXÍVEIS COM FATORES DE CORREÇÃO (CORRELAÇÃO EM TERMOS DE DESLOCAMENTOS)	77
6. <i>COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES</i>	86
<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	91
<i>ANEXO A – Parâmetros estatísticos e propriedades de turbulência</i>	95
<i>ANEXO B – Coeficientes aeroelásticos <math>H1^*</math> e <math>H4^*</math> aplicados à ponte de Laguna</i>	100



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Sobre o projeto aerodinâmico de pontes

Compreender o comportamento dinâmico de pontes sob ação do vento não é uma preocupação recente da engenharia. O avanço da construção de pontes de vãos muito longos, suspensos ou estaiados, sempre constituiu um combate contínuo contra os efeitos do vento e muitas estruturas construídas durante o século XIX foram à ruína ou foram severamente danificadas por tais ações dinâmicas. O colapso extensivamente documentado da ponte de Tacoma Narrows na década de 40 foi o evento fundador de uma linha de pesquisa especializada e definiu a necessidade de novos métodos e técnicas de dimensionamento, análise, monitoração e controle de pontes resistentes ao vento. Desde então, a concepção e a análise estrutural de novas pontes suspensas e estaiadas consideram o comportamento dinâmico e a verificação da estabilidade da estrutura diante da ação de forças induzidas por vento como aspectos importantes do projeto.

O problema fundamental da concepção dessas estruturas está em estimar as respostas induzidas pelos fenômenos aeroelásticos, a fim de se produzir uma obra que atenda aos critérios de segurança, na qual os esforços, deslocamentos, acelerações e resistência à fadiga estejam dentro dos limites aceitáveis. Entende-se que os principais efeitos aeroelásticos a serem considerados no projeto de novas pontes de grandes vãos são (SIMIU e SCANLAN, 1996): a divergência torcional, a vibração por desprendimento de vórtices, o *flutter* e a vibração induzida por vento turbulento. Para tanto, engenheiros e pesquisadores dispõem de diferentes técnicas para construir modelos representativos da interação entre os sistemas estruturais e o escoamento do vento.

As investigações de F.B. FARQUHARSON (1949-1954, *apud* SIMIU e SCANLAN, 1996) na Universidade de Washington a partir do colapso da ponte de Tacoma Narrows dão início ao desenvolvimento de procedimentos de ensaio em túnel de vento de modelos físicos completos em escala reduzida como uma das ferramentas para a concepção de pontes de grandes vãos. Mais tarde, o mesmo Farquharson passa a utilizar modelos seccionais para definir os parâmetros aerodinâmicos do tabuleiro da ponte – método mais aplicado nos projetos atuais. No entanto, ensaios de modelos aeroelásticos completos voltam a ser aplicados sempre que o projeto apresenta alguma característica especial, seja a forma dos elementos estruturais, o escoamento do vento local ou

simplesmente pela necessidade de prever o comportamento dinâmico de vãos cada vez mais longos. Diferentemente dos trabalhos de Farquharson, onde os ensaios eram realizados em escoamento suave, os ensaios atuais simulam as diversas condições de escoamento turbulento da camada limite atmosférica. Muitos outros pesquisadores contribuíram no desenvolvimento de procedimentos de ensaio de modelos físicos para o projeto de pontes, entre os quais devem ser mencionados os modelos de faixa estendidos (*taut-strip models*), propostos por A. G. DAVENPORT (1972; LAROSE, 1992).

As ferramentas teóricas/analíticas de estudo do comportamento aerodinâmico das pontes também têm início com o incidente de Tacoma Narrows, em paralelo com as investigações experimentais. Os primeiros trabalhos (BLEICH, 1948; ROCARD, 1954) se concentraram na estabilidade do tabuleiro diante dos fenômenos aeroelásticos, a partir de uma apropriação da teoria do aerofólio de T. THEODORSEN (1934, *apud* ROCARD, 1954) aplicada à seção transversal dos tabuleiros de pontes, especialmente para determinar valores de velocidade crítica. No entanto, são os trabalhos de R.H. SCANLAN (1971) que vão estabelecer os modelos analíticos que são considerados atualmente na descrição das forças aeroelásticas sobre tabuleiros de ponte. A diferença fundamental dos modelos descritos por Scanlan para a engenharia estrutural, com relação aos da teoria do aerofólio, é que eles dependem sempre de parâmetros obtidos experimentalmente da seção em estudo.

Apenas alguns anos mais tarde, durante os anos 60, que começam os estudos da resposta estrutural dinâmica sob ação de vento turbulento. A natureza estocástica do vento próximo ao solo fez da teoria de vibrações aleatórias uma ferramenta importante na estimativa de resposta de estruturas civis à turbulência e as primeiras aplicações dessa teoria às pontes foram realizadas por DAVENPORT (1962). Sua abordagem consiste em analisar o efeito da turbulência (caracterizada por funções de densidade espectral) como um carregamento estocástico que provoca na estrutura o fenômeno de ressonância e, associado a esse princípio, considera-se que a estrutura possui um amortecimento de Rayleigh. Esta última hipótese permite desacoplar as equações de movimento num conjunto de equações modais independentes e, portanto, de avaliar separadamente a densidade espectral e as faixas de frequência de resposta de cada modo de vibração.

Estes dois aspectos da ação do vento (o estudo da estabilidade e a avaliação da resposta à turbulência) se desenvolveram de maneira independente e a interação entre os dois fenômenos permaneceu por muito tempo negligenciada. Apesar disso, na maior parte

das estruturas, as equações modais são acopladas pelos termos de amortecimento e, no caso de grandes pontes, pelos termos aeroelásticos. Nos últimos trinta anos, diversos métodos foram propostos para considerar de maneira mais realista os efeitos de interação fluido-estrutura em resposta à ação de vento turbulento, seja no domínio da frequência, seja no domínio do tempo.

Das contribuições mais recentes, deve-se mencionar também o desenvolvimento das técnicas de modelagem fluidodinâmica computacional (CFD), muito embora os modelos tridimensionais ainda não tenham se provado suficientemente confiáveis para tratar de tais problemas aeroelásticos em pontes. A aplicação de modelos bidimensionais pode ser considerada na investigação de padrões de escoamento do ar, de distribuição de pressões e desprendimento de vórtices em seções transversais de tabuleiros e torres. Ainda assim, considera-se que tais modelos computacionais não substituem modelos seccionais físicos reduzidos em testes em túnel de vento. Por esse motivo, pode-se afirmar que a análise do comportamento dinâmico e a verificação da estabilidade de novas pontes só podem ser devidamente conduzidas com o auxílio associado de modelos experimentais físicos e modelos matemático-numéricos aeroelásticos (BATTISTA *et al.*, 2015).

Finalmente, deve-se lembrar que a análise do comportamento mecânico das estruturas foi enormemente beneficiada pelo desenvolvimento das ferramentas computacionais baseadas no método dos elementos finitos. É muito raro recorrer a ensaios de laboratório durante estudos de concepção e os métodos analíticos “à mão” são utilizados apenas em estudos preliminares. Em suma, modelos físicos tridimensionais e modelos matemático-numéricos aeroelásticos continuam a ser aperfeiçoados, graças a capacidade das ferramentas computacionais e softwares de análise estrutural. Avanços também podem ser destacados nos estudos experimentais, através de melhorias na sensibilidade e na precisão de micro sensores, junto dos sistemas eletrônicos de aquisição e processamento de sinais em múltiplos canais simultâneos, utilizados nos ensaios em túnel de vento de modelos físicos reduzidos.

## **1.2. Motivação, trabalhos anteriores e objetivos**

O presente trabalho foi motivado pela análise de uma ponte estaiada real e pelos modelos físicos e teóricos que serviram de base ao seu projeto aerodinâmico. Os primeiros estudos sobre os efeitos do vento nesta ponte foram realizados em 2014 pelo escritório Controllato Ltda., contratado pelo consórcio construtor Ponte de Laguna

(Camargo Corrêa, Aterpa M. Martins e Construbase). Tais estudos tiveram também o suporte do escritório VENTO-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda., de Porto Alegre, que conduziu uma série de ensaios em túnel de vento, no laboratório da Faculdade de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em Porto Alegre, e no laboratório da Faculdade de Engenharia da *Universidad Nacional del Nordeste*, em Resistencia, Argentina.

Posteriormente, estas análises foram aprofundadas na elaboração do artigo de BATTISTA *et al.* (2015), apresentado na 14ª Conferência Internacional de Engenharia do Vento (ICWE14, Porto Alegre).

Dos resultados apresentados por BATTISTA *et al.* (2015), constatou-se uma boa correlação entre valores obtidos por meio de ensaios sobre o modelo físico e por solução do modelo teórico da ponte para diferentes cenários de características de vento e de parâmetros de projeto. Especialmente com relação aos parâmetros de projeto, destacou-se a influência fundamental da taxa de amortecimento. No modelo físico em escala reduzida, a taxa de amortecimento não tem como ser definida a priori e não há garantia de que a taxa do modelo corresponderá àquela da estrutura a ser construída.

Já o modelo teórico permite a solução para diferentes taxas de amortecimento e o estudo de sensibilidade do parâmetro na resposta dinâmica da estrutura. Este obstáculo da taxa de amortecimento pode ser contornado utilizando como referência os valores medidos em estruturas reais semelhantes, que devem ser continuamente coletados e documentados para contribuir no projeto estrutural de novas pontes (BATTISTA *et al.*, 2015). Outras considerações destacadas no artigo:

- \* Modelos teórico-computacionais aeroelásticos 3D de estruturas como a ponte em questão (que se servem de coeficiente aerodinâmicos e aeroelásticos de ensaios em modelos seccionais em túnel de vento) atendem adequadamente ao desenvolvimento do projeto estrutural e apresentam diversas vantagens práticas sobre os modelos físicos aeroelásticos 3D, uma vez que estes últimos podem exigir túneis de vento de dimensões muito grandes para respeitar às condições de semelhança física;
- \* As recomendações das normas de projeto são insuficientes e podem levar a valores errados de forças aerodinâmicas (muito conservadores ou contra a segurança) e, portanto, das amplitudes de resposta estrutural;

- \* Na ausência de medições locais de perfis de velocidade de vento e intensidade de turbulência, modelos topográficos da área onde será construída a ponte são essenciais para descrever as características de escoamento, tanto para o modelo físico quanto o teórico, sempre que houver dificuldade em utilizar as recomendações das normas de projeto.

Neste contexto, o principal objetivo do trabalho é dar continuidade às investigações apresentadas no trabalho de BATTISTA *et al.* (2015) na validação dos modelos teóricos de estimativa do comportamento estrutural de pontes estaiadas sob ação de vento turbulento (desde a formulação dos componentes de forças aerodinâmicas, até solução do modelo computacional em elementos finitos). Esta validação será conduzida por meio de comparação com dados adquiridos nos ensaios do modelo físico aeroelástico da ponte completa em túnel de vento e pretende servir de contribuição às práticas de projeto e verificação estrutural de novas pontes estaiadas. Apresenta-se uma investigação do comportamento aeroelástico e da correlação entre as amplitudes de aceleração e de esforços em pontos e direções características com o modelo experimental correspondente ensaiado em túnel de vento, concebido e construído em escala reduzida para ser acomodado no interior do túnel.

Finalmente, apresenta-se a aplicação de um método descrito por DAVENPORT e KING (1984), que estima a resposta do tabuleiro do protótipo, usando como referência os resultados dos ensaios do modelo seccional sobre apoios elásticos. O método é baseado na determinação de fatores que corrigem as discrepâncias entre o modelo testado em túnel de vento e a estrutura completa.

### **1.3. Organização do trabalho**

Este trabalho é composto de 6 capítulos, incluindo este introdutório.

O capítulo 2 apresenta os conceitos que serviram de premissa à construção do modelo teórico. São descritos os fenômenos aeroelásticos de interesse neste trabalho (em especial sob ação de vento turbulento), a formulação dos vetores de força e os procedimentos de solução do problema dinâmico para estimativa das respostas estruturais.

O capítulo 3 descreve o projeto da ponte que serviu de base ao estudo comparativo entre a formulação teórica e as técnicas de modelagem física. Apresenta-se o modelo

computacional elaborado para a determinação das características dinâmicas necessárias para a construção dos modelos físicos e para a solução numérica.

O capítulo 4 é dedicado à apresentação dos ensaios realizados em túnel de vento pela VENTO-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda. São descritos os fundamentos de modelagem física da estrutura e do escoamento de vento, as características de um túnel de vento, as leis de semelhança que determinam as escalas, as boas práticas de construção dos modelos reduzidos, as propriedades simuladas pelo túnel de vento e os parâmetros obtidos dos ensaios, que fornecem informações fundamentais para a solução analítica do problema. São apresentados o modelo topográfico para determinação das características do escoamento do vento no local de construção da ponte; o modelo seccional aeroelástico, fabricado para determinação dos coeficientes aerodinâmicos que servem na formulação dos vetores de força, e para avaliação da susceptibilidade da seção do tabuleiro a outros fenômenos aeroelásticos; e o modelo da ponte completa, que avalia o comportamento global do conjunto do tabuleiro, torres, estais e fundações, a partir do qual foram coletados valores de amplitudes de aceleração para diferentes condições de escoamento de vento.

No capítulo 5, são descritas a solução do modelo numérico-computacional – construído a fim de se aproximar das condições ensaiadas no modelo físico aeroelástico completo no túnel de vento – e as ferramentas de estimativa de resposta do tabuleiro. Os resultados obtidos dos modelos são tratados e comparados. Discute-se novamente a influência de cada um dos parâmetros de projeto e as limitações impostas pelos modelos.

Finalmente, o capítulo 6 reúne uma síntese dos resultados, conclusões e define sugestões para a continuidade da linha de pesquisa.

## 2. FORÇAS DE VENTO E FENÔMENOS AEROELÁSTICOS EM PONTES

### 2.1. Conceitos gerais

O vento<sup>1</sup> tem velocidade caracterizada por flutuações aleatórias ao longo do tempo e suas maiores amplitudes estão associadas a baixas frequências (abaixo de 1Hz). As flutuações são devidas à presença de turbilhões, movimentos de ar formados pelo atrito do escoamento com o terreno, que podem ter dimensões da ordem de milímetros a centenas de metros. Considerando um intervalo de tempo suficientemente longo (de 10 minutos, por exemplo), a velocidade das flutuações tem valor médio nulo e pode-se admitir uma velocidade média constante (Figura 2.1).

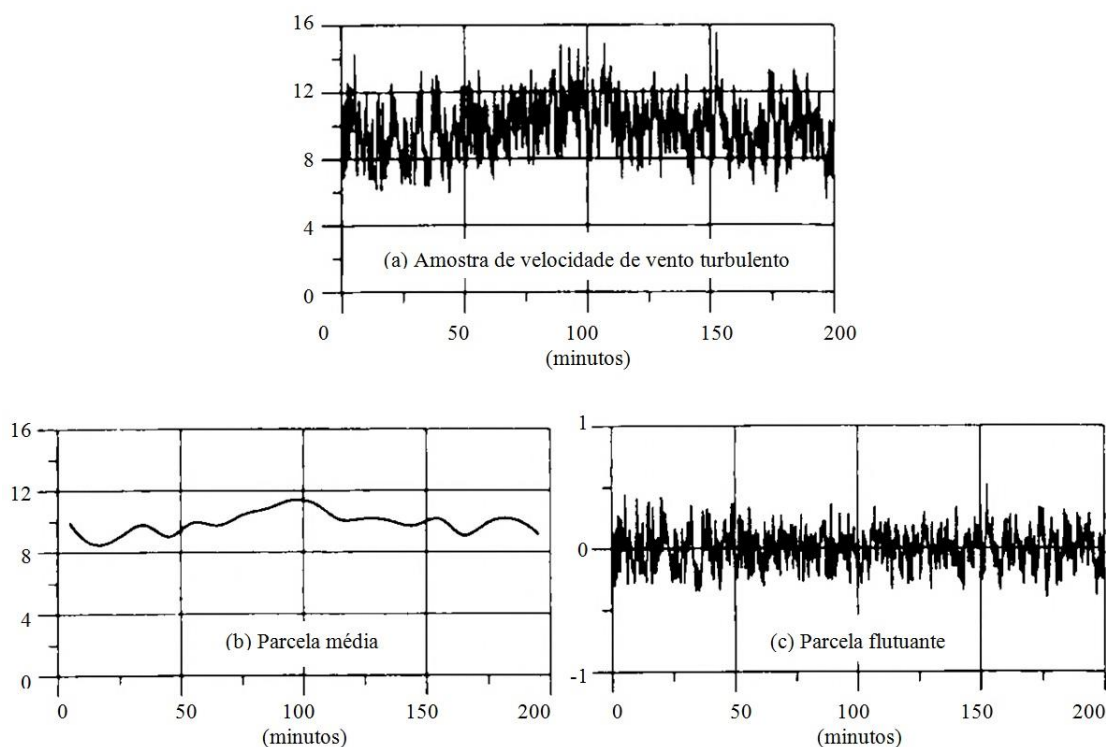


Figura 2.1 – Histórico de velocidade de vento turbulento (a), separado em parcela média (b) e flutuante (c) (adaptado de DYRBYE & HANSEN, 1997).

Considerando separadamente a parcela média e as flutuações, o vetor velocidade de vento pode ser descrito conforme ilustra a Figura 2.2, em componentes orientados segundo os eixos cartesianos. O vetor é constituído de uma componente longitudinal – igual a soma da velocidade média  $\bar{U}(z)$  e a parcela flutuante  $u(x, y, z, t)$  incidindo

<sup>1</sup> Este trabalho não apresenta uma descrição detalhada: para formação dos ventos naturais e fundamentos de fluidodinâmica, recomendam-se os trabalhos do Prof. J. BLESSMANN (2005, 2011, 2013). O Anexo resume algumas propriedades estatísticas da turbulência do vento enquanto processo aleatório.

perpendicularmente sobre o eixo da ponte – e das componentes flutuantes nas outras duas direções, lateral  $v(x, y, z, t)$  e vertical  $w(x, y, z, t)$ .

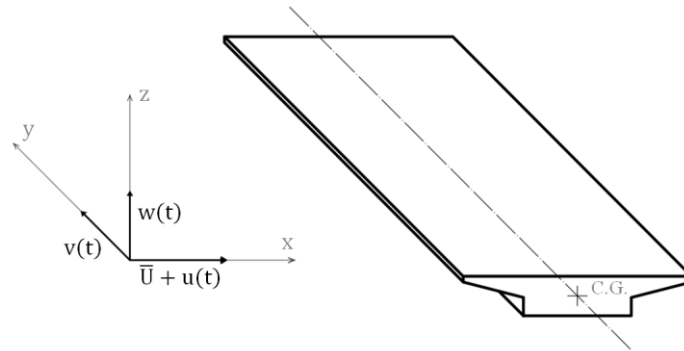


Figura 2.2 - Sistema de coordenadas para a formulação das forças de vento sobre o tabuleiro.

A ação da velocidade do vento sobre as estruturas se dá na forma de pressões de superfície e as forças resultantes são denominadas forças aerodinâmicas. Na presença de turbulência, as pressões variam no tempo colocando a estrutura em movimento (i.e., deflexões também variantes no tempo) e este movimento pode alterar as condições do escoamento ao seu redor, interferindo nas velocidades, na distribuição das pressões e conseqüentemente nas próprias deflexões induzidas. Esta interação entre as forças aerodinâmicas e o movimento estrutural é denominada aeroelasticidade.

A força total de vento sobre um tabuleiro de ponte pode ser descrita como o somatório de uma parcela média de ação estática, uma parcela proporcional às flutuações devidas à turbulência e as forças induzidas pelo movimento da própria estrutura, quando aplicáveis (DYRBYE e HANSEN, 1997):

$$F_{total} = F_{estática} + F_{turbulência} + F_{aeroelástica} \quad (2.1)$$

A grande flexibilidade das pontes de vãos muito longos, suspensas ou estaiadas, faz com que a parcela aeroelástica possa desempenhar um papel importante neste somatório. As características dinâmicas da estrutura, como frequências de vibração e amortecimento, podem ser fortemente afetadas pela velocidade do vento e, em alguns casos, o vento pode levar a estrutura a uma condição de instabilidade. Se o fenômeno ocorre devido ao escoamento apenas, considerando a estrutura fixa, a instabilidade é aerodinâmica. Entretanto, caso o movimento do sistema seja importante o suficiente para alterar as características do escoamento e levar a estrutura a oscilações de caráter divergente, a instabilidade é aeroelástica. Neste capítulo são apresentadas as formulações que descrevem cada uma das parcelas da força total e as condições que podem levar a estrutura à uma condição de instabilidade aeroelástica por *flutter*. Vibrações induzidas



por desprendimento de vórtices, divergência torcional e o fenômeno de galope no tabuleiro não são abordados neste trabalho.

## 2.2. Ação estática de vento

As forças estáticas de vento são proporcionais à pressão de velocidade incidente sobre a superfície  $\rho \bar{U}^2 / 2$  e à dimensão do tabuleiro  $B$ . A Figura 2.3 ilustra os três graus de liberdade da seção transversal no plano: deslocamento na direção horizontal  $x$ , deslocamento vertical  $z$  e rotação  $\theta$  no plano  $xz$ .

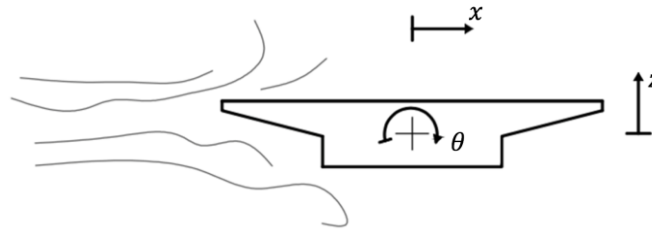


Figura 2.3 – Sistema de três graus de liberdade da seção transversal do tabuleiro.

Considerando os graus de liberdade, as parcelas estáticas de força podem ser escritas em termos das componentes correspondentes: força de arrasto  $F_a$ , de sustentação  $F_s$  e momento  $M_t$ .

$$F_a(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \ell C_a(\alpha) \quad (2.2.a)$$

$$F_s(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \ell C_s(\alpha) \quad (2.2.b)$$

$$M_t(t) = \frac{1}{2} \bar{U}^2 B^2 \ell C_m(\alpha) \quad (2.2.c)$$

onde  $\rho$  é massa específica do ar;

$\bar{U}$  é a velocidade média do escoamento;

$B$  é a largura do tabuleiro;

$\ell$  é o comprimento do trecho;

$\alpha$  é o ângulo de ataque.

Os coeficientes aerodinâmicos médios  $C_a$ ,  $C_s$  e  $C_m$  são parâmetros que descrevem a perturbação do escoamento de ar causada pela geometria (com cantos vivos) da seção transversal do tabuleiro. A Figura 2.4 (WALTHER, 1994) ilustra exemplos de coeficientes aerodinâmicos em três pontes existentes em função do ângulo de ataque  $\alpha$ .

Os valores dos coeficientes aerodinâmicos são determinados por meio dos ensaios com modelos seccionais em túnel de vento e constituem valores médios das forças aerodinâmicas adimensionalizadas  $F_a$ ,  $F_s$  e  $M_t$  (Eq. 2.3).

$$C_a = \frac{F_a}{\frac{1}{2}\rho\bar{U}^2B} \quad C_s = \frac{F_s}{\frac{1}{2}\rho\bar{U}^2B} \quad C_m = \frac{M_t}{\frac{1}{2}\rho\bar{U}^2B^2} \quad (2.3)$$

Atenção deve ser tomada para algumas características que podem influenciar significativamente os coeficientes aerodinâmicos da seção transversal, como barreiras de segurança ou presença de veículos altos sobre a ponte.

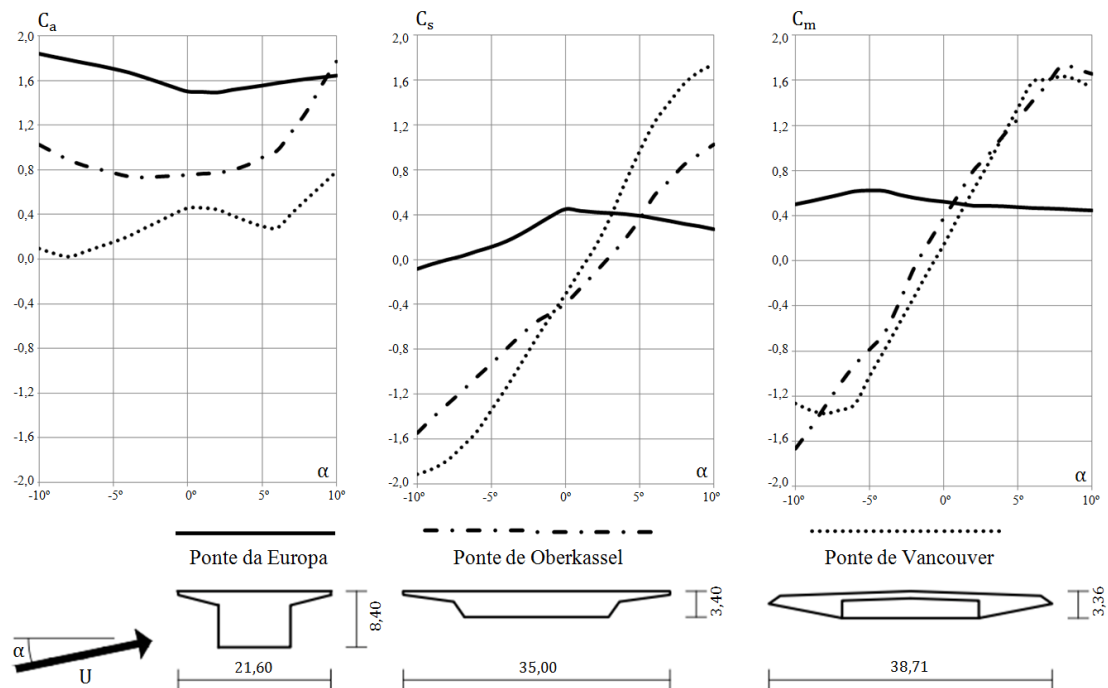


Figura 2.4 – Coeficientes aerodinâmicos  $C_a$ ,  $C_s$  e  $C_m$  em função do ângulo de ataque  $\alpha$  para as pontes da Europa, de Oberkassel e de Vancouver (adaptado de WALTHER, 1994).

### 2.3. Instabilidade aeroelástica e forças de auto-excitação

O *flutter* é um fenômeno de instabilidade aeroelástica caracterizado por oscilações torcionais. Quando o movimento torcional é acoplado à flexão vertical ou horizontal, é chamado *flutter* clássico; embora apenas o grau de liberdade torcional possa ser mobilizado (*stall flutter*). O modelo matemático que descreve este fenômeno foi formulado originalmente por T. Theodorsen para a engenharia aeroespacial e foi mais tarde adaptado para o estudo de pontes por R.H. SCANLAN (1971).

As oscilações por *flutter* são provocadas por forças chamadas aeroelásticas ou de auto-excitação, onde a energia do escoamento do vento é transferida para o sistema

estrutural, em função das deflexões e de suas derivadas no tempo. Dada uma perturbação inicial no sistema estrutural, o movimento pode decair ou divergir (i.e., pode ser amortecido ou pode aumentar indefinidamente), dependendo da relação entre a energia extraída do escoamento e a energia que a estrutura é capaz de dissipar por amortecimento mecânico. Ou seja, caso não seja capaz de dissipar esta energia, a estrutura apresentará oscilações contínuas até o colapso. A situação limite entre os casos de decaimento ou de aumento das amplitudes de oscilação é chamada condição crítica de *flutter*.

A Figura 2.5 ilustra a seção transversal de uma ponte em escoamento suave, onde dois graus de liberdade são considerados: o deslocamento vertical ( $z$ ) e a rotação ( $\theta$ ), funções da coordenada  $y$  do eixo da ponte e do instante de tempo  $t$ .

As equações de movimento para esta seção são escritas abaixo:

$$m\ddot{z} + S\ddot{\theta} + c_z\dot{z} + k_z z = F_z \quad (2.4.a)$$

$$S\ddot{z} + I\ddot{\theta} + c_\theta\dot{\theta} + k_\theta\theta = M_\theta \quad (2.4.b)$$

onde  $m$  é a massa por unidade de comprimento;

$S$  é um termo de acoplamento inercial entre os movimentos de rotação e deslocamento vertical, igual ao produto da massa  $m$  e a distância  $a$ , entre o centro de massa e o centro elástico de torção);

$I$  é o momento de inércia de massa polar por unidade de comprimento;

$c_z$  e  $c_\theta$  são coeficientes de amortecimento viscoelástico;

$k_z$  e  $k_\theta$  são constantes elásticas;

$F_z$  e  $M_\theta$  são as forças aeroelásticas (de sustentação e o momento, respectivamente), por unidade de comprimento.

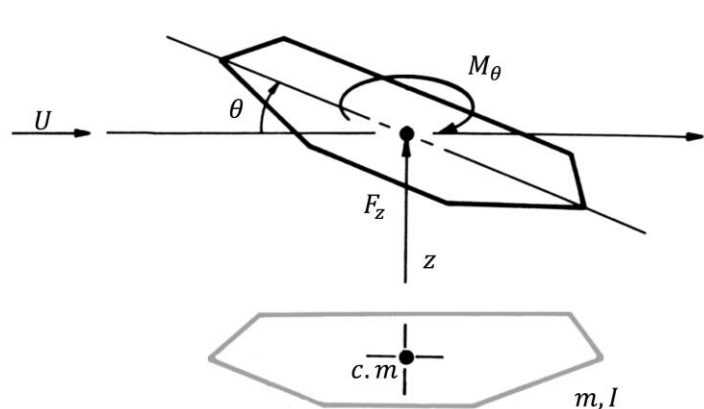


Figura 2.5 - Notação das deflexões e forças aeroelásticas (adaptado de DYRBYE e HANSEN, 1997).

As expressões podem ser reescritas em termos das taxas de amortecimento  $\zeta_z$  e  $\zeta_\theta$  e das frequências angulares  $\omega_z$  e  $\omega_\theta$  (os índices  $z$  e  $\theta$  referentes aos graus de liberdade vertical e torcional, respectivamente):

$$m[\ddot{z} + a\ddot{\theta} + 2\zeta_z\omega_z\dot{z} + \omega_z^2z] = F_z \quad (2.5.a)$$

$$I\left[\frac{a}{r_g^2}\ddot{z} + \ddot{\theta} + 2\zeta_\theta\omega_\theta\dot{\theta} + \omega_\theta^2\theta\right] = M_\theta \quad (2.5.b)$$

onde  $r_g$  é o raio de giração da seção transversal ( $r_g = \sqrt{I/m}$ ).

As expressões teóricas para as forças de auto-excitação, considerando vibrações harmônicas com frequência  $f$ , podem ser escritas conforme as Eq. 2.6.

$$F_z = \frac{1}{2}\rho U^2 B \left[ KH_1^*(K)\frac{\dot{z}}{U} + KH_2^*(K)\frac{B\dot{\theta}}{U} + K^2H_3^*(K)\theta + K^2H_4^*\frac{z}{B} \right] \quad (2.6.a)$$

$$M_\theta = \frac{1}{2}\rho U^2 B^2 \left[ KA_1^*(K)\frac{\dot{z}}{U} + KA_2^*(K)\frac{B\dot{\theta}}{U} + K^2A_3^*(K)\theta + K^2A_4^*\frac{z}{B} \right] \quad (2.6.b)$$

onde  $U$  é a velocidade do vento;

$B$  é a largura do tabuleiro;

$K$  é a frequência reduzida:  $K = B\omega/U = B(2\pi f)/U$ ;

$\omega$  é a frequência angular de oscilação;

$H_i^*$  e  $A_i^*$  ( $i = 1,2,3,4$ ) são coeficientes aeroelásticos.

Os coeficientes aeroelásticos  $H_i^*$  e  $A_i^*$  ( $i = 1,2,3,4$ ) são funções adimensionais dependentes da frequência reduzida  $K$  – também denominados derivadas aerodinâmicas ou derivadas de *flutter* – e podem ser estimados experimentalmente através de ensaios em túnel de vento de modelos seccionais ou através de fluidodinâmica computacional (CFD).  $H_1^*$  e  $A_2^*$  representam, respectivamente, o amortecimento aerodinâmico nas oscilações verticais e torcionais. Lembrando que o *flutter* é caracterizado pelos movimentos torcionais, fica clara a importância do termo  $A_2^*$  na determinação da condição crítica. Quando seu valor é positivo, é indicativo de que as oscilações ocorrem apenas no grau de liberdade torcional. Para o *flutter* clássico, caracterizado pelas oscilações rotacionais acopladas à flexão vertical ou horizontal, os coeficientes  $H_2^*$  e  $A_1^*$  são determinantes. A Figura 2.6 ilustra alguns exemplos de curvas obtidas de ensaios em túnel de vento para determinação dos coeficientes aeroelásticos em diferentes seções transversais, comparadas à curva referente ao aerofólio (SARKAR, 1992 *apud* SIMIU e SCANLAN, 1996).

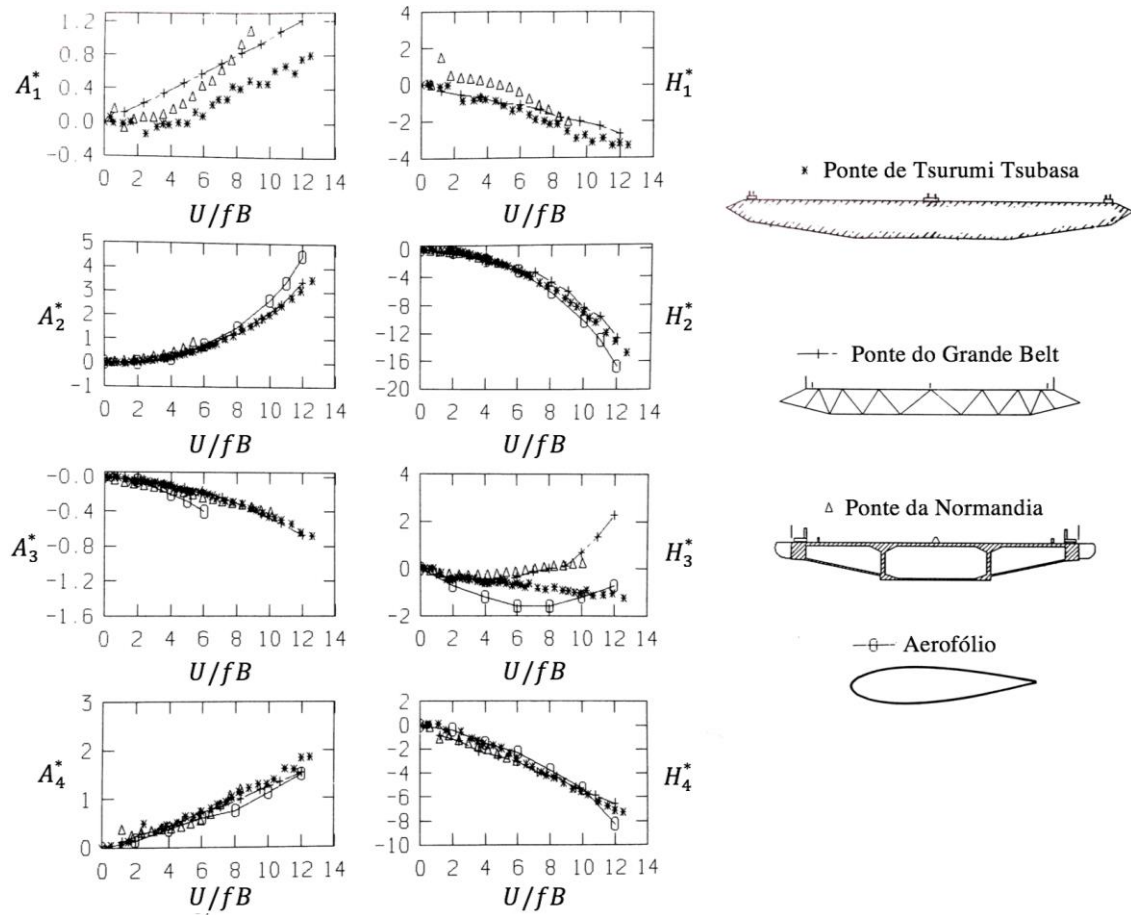


Figura 2.6 - Coeficientes aeroelásticos  $H_i^*$  e  $A_i^*$  para diferentes tabuleiros de ponte e para o aerofólio (SARKAR, 1992 *apud* SIMIU e SCANLAN, 1996).

### a) Determinação da velocidade crítica de flutter

As Eq. 2.5 e 2.6 podem ser reduzidas a:

$$\ddot{z} + 2\zeta_z \omega_z \dot{z} + \omega_z^2 z = \frac{\rho U^2 B}{2m} \left[ KH_1^*(K) \frac{\dot{z}}{U} + KH_2^*(K) \frac{B\dot{\theta}}{U} + K^2 H_3^*(K) \theta + K^2 H_4^*(K) \frac{z}{B} \right] \quad (2.7.a)$$

$$\ddot{\theta} + 2\zeta_\theta \omega_\theta \dot{\theta} + \omega_\theta^2 \theta = \frac{\rho U^2 B}{2I} \left[ KA_1^*(K) \frac{\dot{z}}{U} + KA_2^*(K) \frac{B\dot{\theta}}{U} + K^2 A_3^*(K) \theta + K^2 A_4^*(K) \frac{z}{B} \right] \quad (2.7.b)$$

A determinação da velocidade crítica de flutter segundo a formulação teórica descrita por Scanlan consiste em resolver o sistema de equações acopladas (Eq. 2.7) assumindo  $z$  e  $\theta$  proporcionais a  $e^{i\omega t}$  para diferentes valores de frequência reduzida  $K$  – e conhecidos os valores correspondentes dos coeficientes aeroelásticos  $H_i^*$  e  $A_i^*$ , a partir dos ensaios experimentais. Em seguida, o determinante das amplitudes de  $z$  e  $\theta$  no sistema é igualado a zero, como condição básica de estabilidade, o que dá origem a uma

equação quadrática complexa em termos da frequência de *flutter*  $\omega$ . A solução tem a forma  $\omega = \omega_1 + i\omega_2$ , onde:

- \*  $\omega_2 > 0$  representa o sistema estrutural estável;
- \*  $\omega_2 < 0$  representa o sistema estrutural instável (divergência);
- \*  $\omega_2 \cong 0$  (ou seja,  $\omega \cong \omega_1$ ) representa a condição crítica de *flutter*.

Definindo  $K_c$  como o valor da frequência reduzida  $K$  para a qual  $\omega \cong \omega_1$ , a velocidade crítica de *flutter* é:

$$U_c = B\omega_1/K_c \quad (2.8)$$

Alternativamente, a velocidade crítica pode ser estimada pela fórmula empírica de SELBERG (1963, *apud* HOLMES, 2015):

$$U_c = 0,44d \sqrt{(\omega_T^2 - \omega_V^2) - \frac{\sqrt{v}}{\mu}} \quad (2.9)$$

onde  $v = 8(r_g/d)^2$  e  $\mu = \pi\rho B^2/2m$ ;

$\omega_T = 2\pi f_T$  e  $\omega_V = 2\pi f_V$  são as frequências angulares no primeiro modo torcional e no primeiro modo de flexão vertical, respectivamente.

Entretanto, WARLDAW (1971, *apud* HOLMES, 2015) indica que a fórmula empírica de Selberg pode superestimar os valores de velocidade crítica para pequenos ângulos de ataque em algumas seções transversais. Não se recomenda, portanto, basear a verificação do fenômeno de *flutter* apenas pela fórmula empírica, sem validação experimental.

#### 2.4. Vibrações devidas à turbulência

A turbulência é caracterizada por funções de densidade espectral de baixas frequências e seu efeito é modelado como um carregamento estocástico que pode provocar uma resposta ressonante da estrutura. Esta abordagem clássica do problema de turbulência foi desenvolvida por DAVENPORT (1962) e é baseada no princípio de que a velocidade do vento é um processo aleatório estacionário. Ou seja, apesar de seu valor não poder ser estimado deterministicamente para cada instante de tempo, considera-se que os parâmetros estatísticos são invariantes para qualquer amostra tomada sobre um intervalo de tempo representativo. Os parâmetros estatísticos (ver Anexo A), ajudam a descrever as principais características das forças de excitação e da resposta estrutural.

A resposta estrutural será mais sensível na medida em que as frequências fundamentais se encontrarem dentro do intervalo do espectro de ação do vento, o que é frequente em pontes suspensas e estaiadas, cujos tabuleiros costumam ter inércia reduzida e grandes vãos, resultando em primeiras frequências naturais inferiores a 1Hz. A Figura 2.7 ilustra uma função de densidade espectral de resposta típica para uma estrutura com pelo menos dois modos de vibração importantes (cujos picos foram hachurados no diagrama). A área abaixo da curva representa a variância da resposta flutuante. A contribuição da resposta de *background*, que ocorre em frequências inferiores às frequências naturais da estrutura, corresponde à maior parcela da resposta total no caso ilustrado – e na maioria dos casos de resposta na direção longitudinal do vento. As parcelas ressonantes se tornam mais importantes e podem vir a contribuir mais que a componente de *background* quando as frequências são mais baixas. Em pontes, quando os vãos são mais longos.

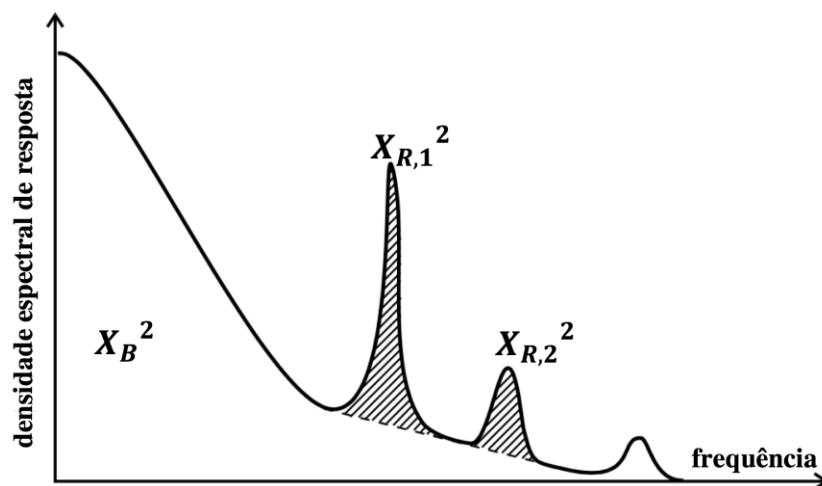


Figura 2.7 - Espectro de resposta de uma estrutura com componentes ressonantes importantes (adaptado de HOLMES, 2015).

#### 2.4.1. Modelo teórico baseado na hipótese quase-estática

As expressões que descrevem as forças aerodinâmicas apresentadas a seguir são baseadas na hipótese quase-estática, segundo a qual as flutuações de pressão sobre a estrutura acompanham as flutuações da velocidade do vento. Esta consideração permite que os coeficientes aerodinâmicos médios  $C_a$ ,  $C_s$  e  $C_m$  (aplicados na determinação das forças estáticas) sejam também utilizados no cálculo das forças instantâneas de vento ao longo do tempo, muito embora as forças sejam variáveis e as flutuações de pressão não acompanhem as flutuações de velocidade. A hipótese só é verdadeira para intensidades de turbulência não muito altas, i.e.,  $\sigma_u^2 \ll \bar{U}^2$ .

Assim, as parcelas flutuantes de força podem ser escritas segundo as expressões 2.10 (SIMIU E SCANLAN, 1996), considerando as três componentes: na direção do vento em  $x$  (força de arrasto  $F_a$ ), na direção perpendicular ao vento  $z$  (força de sustentação  $F_s$ ), e no plano  $xz$  (momento  $M_t$ ):

$$F_a(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \ell \left[ 2C_a \frac{u(t)}{\bar{U}} + \left( \frac{\partial C_a}{\partial \alpha} - C_s \right) \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \quad (2.10.a)$$

$$F_s(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \ell \left[ 2C_s \frac{u(t)}{\bar{U}} + \left( \frac{\partial C_s}{\partial \alpha} + C_a \right) \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \quad (2.10.b)$$

$$M_t(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B^2 \ell \left[ 2C_m \frac{u(t)}{\bar{U}} + \frac{\partial C_m}{\partial \alpha} \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \quad (2.10.c)$$

Lembrando que  $C_a$ ,  $C_s$  e  $C_m$  são os coeficientes aerodinâmicos médios de arrasto, sustentação e momento determinados a partir dos ensaios em modelos seccionais.

Os efeitos da componente flutuante  $v$  (na direção  $y$ ) costumam ser desconsiderados na análise da superestrutura, embora possam ser importantes na determinação das forças atuantes sobre as torres.

#### a) Solução modal no domínio do tempo

Para um tabuleiro discretizado em  $n$  nós, as componentes flutuantes de força de vento sobre cada nó  $k$  podem ser escritas segundo seguintes expressões, que correspondem às equações (2.10) já mencionadas:

$$\hat{F}_{a,k}(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \ell_k \left[ 2C_a \frac{u_k(t)}{\bar{U}} + \left( \frac{\partial C_a}{\partial \alpha} - C_s \right) \frac{w_k(t)}{\bar{U}} \right] \quad (2.11.a)$$

$$\hat{F}_{z,k}(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \ell_k \left[ 2C_s \frac{u_k(t)}{\bar{U}} + \left( \frac{\partial C_s}{\partial \alpha} + C_a \right) \frac{w_k(t)}{\bar{U}} \right] \quad (2.11.b)$$

$$\hat{M}_{t,k}(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B^2 \ell_k \left[ 2C_m \frac{u_k(t)}{\bar{U}} + \frac{\partial C_m}{\partial \alpha} \frac{w_k(t)}{\bar{U}} \right] \quad (2.11.c)$$

Estas forças se somam às forças de autoexcitação discretizadas obtidas a partir das equações 2.6 (escritas por unidade de comprimento para  $F_z$  e  $M_\theta$ , e a correspondente expressão para  $F_x$ ).

Será considerada a resposta do tabuleiro segundo um grau de liberdade, mas a solução pode ser estendida aos demais graus. No domínio do tempo, o sistema de equações de movimento pode ser resolvido por métodos de integração direta ou superposição modal. Valendo-se da consideração de que a estrutura possui um amortecimento de Rayleigh, o sistema pode ser descrito em equações desacopladas para cada modo de vibração  $j$ , na forma:



$$\bar{m}_j \ddot{a}_j(t) + \alpha_j \bar{m}_j \dot{a}_j(t) + \bar{k}_j a_j(t) = \bar{p}_j(t) \quad (2.12)$$

onde  $a_j(t)$  é a amplitude de resposta do modo de vibração  $j$ ;

$\alpha_j$  é o coeficiente de proporcionalidade entre o amortecimento e a massa;

$\bar{m}_j$ ,  $\bar{k}_j$  e  $\bar{p}_j$  são, respectivamente, massa modal, rigidez modal e força modal.

O coeficiente  $\alpha_j$  é composto da soma de um coeficiente de amortecimento estrutural  $\alpha_{est,j}$  e de um coeficiente de amortecimento aerodinâmico  $\alpha_{aer,j}$ .

$$\alpha_j(t) = \alpha_{est,j} + \alpha_{aer,j} = 2\omega_j(\zeta_{est,j} + \zeta_{aer,j}) \quad (2.13)$$

onde  $\omega_j = 2\pi f_j$  é a frequência do modo de vibração  $j$ .

O amortecimento aerodinâmico está associado a alterações na velocidade relativa do ar em relação às oscilações da estrutura em torno de sua posição deformada média. Desse modo, é um parâmetro que configura uma força aeroelástica e sua consideração no cálculo pode implicar em reduções significativas nas amplitudes de resposta (caso o sinal seja positivo) ou incremento das oscilações (caso o sinal seja negativo). Seu valor pode ser determinado em função dos coeficientes aeroelásticos  $H_1^*$ ,  $A_2^*$ ,  $H_4^*$  e  $A_3^*$ , como na expressões de DYRBYE e HANSEN (1997).

$$\zeta_{aer,s} = -\frac{\rho B^2}{4m} H_1^* \left( \frac{U}{f_{est,z,vento} B} \right), \text{ em flexão vertical} \quad (2.14)$$

$$\zeta_{aer,m} = -\frac{\rho B^4}{4I_m} A_2^* \left( \frac{U}{f_{est,\theta,vento} B} \right), \text{ em torção} \quad (2.15)$$

onde  $m$  é massa por unidade de comprimento e  $I_m$  é o momento de inércia de massa;

$f_{est,vento}$  são as frequências naturais da estrutura afetadas pela ação do vento:

$$f_{est,z,vento} = f_{est,z} \sqrt{1 - \frac{\rho B^2 f_{est,z,vento}^2}{2m f_{est,z}^2} H_4^* \left( \frac{U}{f_{est,z,vento} B} \right)} \approx f_{est,z} \sqrt{1 - \frac{\rho B^2}{2m} H_4^* \left( \frac{U}{f_{est,z} B} \right)} \quad (2.16)$$

$$f_{est,\theta,vento} = f_{est,\theta} \sqrt{1 - \frac{\rho B^4 f_{est,\theta,vento}^2}{2I_m f_{est,\theta}^2} A_3^* \left( \frac{U}{f_{est,\theta,vento} B} \right)} \approx f_{est,\theta} \sqrt{1 - \frac{\rho B^4}{2I_m} A_3^* \left( \frac{U}{f_{est,\theta} B} \right)} \quad (2.17)$$

Os coeficientes aeroelásticos podem ser determinados experimentalmente, como ilustrado na Figura 2.6.

Já GIMSING e GEORGAKIS (2012) propoem as expressões abaixo:

$$\zeta_{aer,j,a} = \frac{\rho C_a B \bar{U}}{4\pi f_j m} \quad \zeta_{aer,j,s} = \frac{\rho \frac{\partial C_s}{\partial \alpha} B \bar{U}}{8\pi f_j m} \quad \zeta_{aer,j,m} = \frac{\rho \frac{\partial C_m}{\partial \alpha} B \bar{U}}{8\pi f_j I_m} \quad (2.18)$$

A força modal correspondente, associada a um modo de vibração  $j$ , pode ser escrita numa única expressão:

$$\bar{p}_{k,j}(t) = \sum_k \frac{1}{2} \rho \bar{U} B \ell_k \left\{ 2(C_a \phi_{xk,j} + C_s \phi_{zk,j} + B \cdot C_m \phi_{\theta k,j}) \cdot u_k(t) + \left[ \left( \frac{\partial C_a}{\partial \alpha} - C_s \right) \phi_{xk,j} + \left( \frac{\partial C_s}{\partial \alpha} + C_a \right) \phi_{zk,j} + B \cdot \frac{\partial C_m}{\partial \alpha} \phi_{\theta k,j} \right] \cdot w_k(t) \right\} \quad (2.19)$$

$$\text{ou apenas } \bar{p}_{k,j}(t) = \sum_k \frac{1}{2} \rho \bar{U} B \ell_k [C_{uk,j} u_k(t) + C_{wk,j} w_k(t)] \quad (2.20)$$

com  $C_{uk,j} = 2(C_a \phi_{xk,j} + C_s \phi_{zk,j} + B \cdot C_m \phi_{\theta k,j})$  e

$$C_{wk,j} = \left( \frac{\partial C_a}{\partial \alpha} - C_s \right) \phi_{xk,j} + \left( \frac{\partial C_s}{\partial \alpha} + C_a \right) \phi_{zk,j} + B \cdot \frac{\partial C_m}{\partial \alpha} \phi_{\theta k,j}.$$

Substituindo a expressão (2.20) na equação de movimento desacoplada (2.12), determina-se a amplitude de resposta do modo  $j$ . O deslocamento total num nó  $k$  qualquer do tabuleiro discretizado pode ser determinado por superposição modal com:

$$x_k(t) = \sum_j \phi_{k,j} a_j \quad (2.21)$$

## b) Solução modal no domínio da frequência

A solução espectral é aquela concebida Davenport, como foi mencionado no início do item 2.4. A Figura 2.8 ilustra a relação entre o carácter aleatório do fenómeno e as funções de densidade espectral que dão base às estimativas de resposta no domínio da frequência. Cada um dos gráficos apresentados na segunda linha do esquema representa uma função de densidade espectral e a área abaixo da curva consiste no valor de variância (de velocidade, de força ou de resposta).

A partir dos espectros de potência de velocidades (ver Anexo A), a função de forças é determinada por meio da função de admitância aerodinâmica.

Dependendo das dimensões da estrutura, as velocidades flutuantes não ocorrem simultaneamente em toda a superfície de incidência e esta correlação espacial reduzida deve ser ponderada na determinação das forças. A relação entre velocidades flutuantes e forças flutuantes de vento são normalmente consideradas por meio desta função denominada admitância aerodinâmica  $\chi^2$ . Para tabuleiros de ponte, a função de

admitância aerodinâmica considera a mudança na função de densidade espectral de potência provocada pela forma não linear do tabuleiro e sua influência sobre a correlação de pressões no entorno do tabuleiro. Seu valor é igual ou inferior a 1, sendo 1 referente à situação de correlação total das velocidades flutuantes. Em frequências muito baixas, o comprimento dos turbilhões será geralmente muito maior que a largura do tabuleiro e a admitância aerodinâmica se aproxima de 1. Já para frequências mais altas, que correspondem a comprimentos de onda menores, espera-se valores também cada vez menores de admitância aerodinâmica (DYRBYE e HANSEN, 1997).

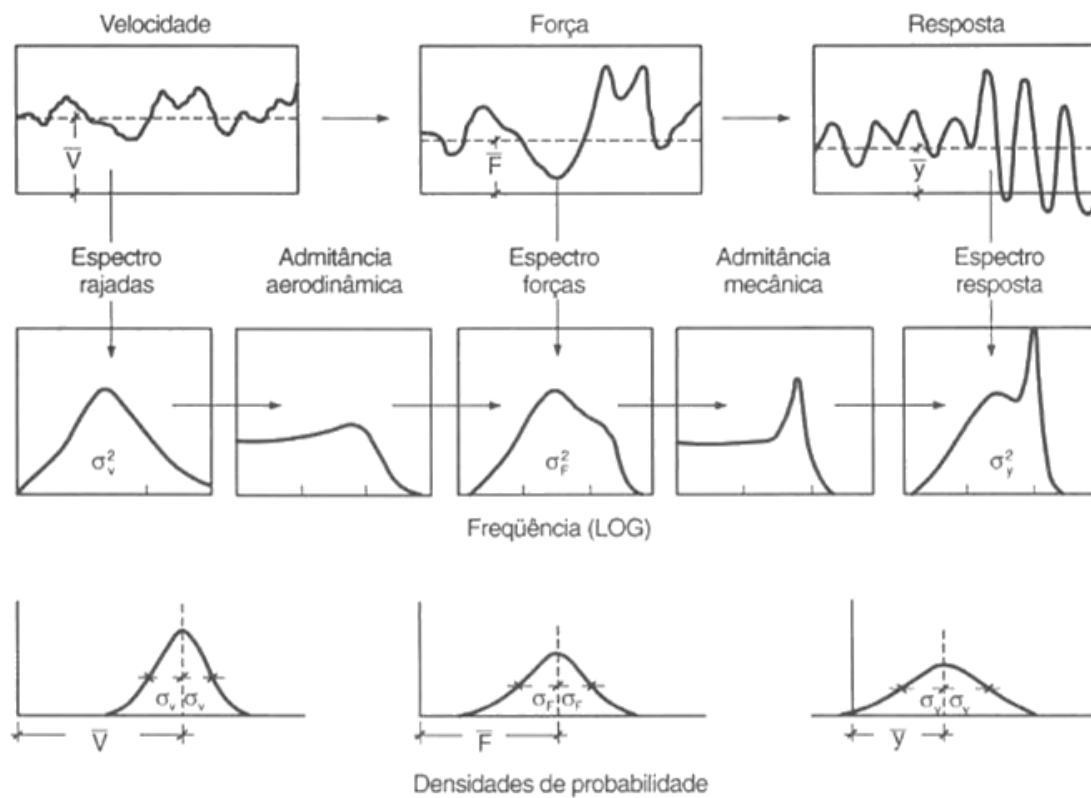


Figura 2.8 – Abordagem por vibrações aleatórias (domínio da frequência) para determinação da resposta dinâmica ressonante de DAVENPORT (1962, apud BLESSMANN, 2013).

O espectro de resposta é obtido em seguida com a consideração de uma função chamada admitância mecânica que, em função da frequência natural da estrutura, qualifica sua susceptibilidade em responder dinamicamente ao espectro de forças aplicado.

A equação de movimento desacoplada para um modo de vibração  $j$  pode ser escrita na forma:

$$\ddot{a}_j(t) + \alpha_j \dot{a}_j(t) + \omega_j^2 a_j(t) = \frac{p_j(t)}{m_j} \quad (2.22)$$

Considerando a função de admitância mecânica, a função de densidade espectral da amplitude da resposta em deslocamento pode ser expressa como se segue:

$$S_{a,j}(f) = \frac{1}{m_g^2 (2\pi f_r)^4} |H(f)|^2 S_{p,j}(f) \quad (2.23)$$

com  $S_{a,j}(f)$  função da densidade espectral da amplitude  $a_j$ , no modo  $j$ ;

$S_{p,j}(f)$  função de densidade espectral da força modal  $\bar{p}_j$ , no modo  $j$ ;

$|H(f)|^2$ , função de admitância mecânica, é dada pela equação (2.24). A raiz da função de admitância mecânica  $|H(f)|$  pode ser encarada como um fator de amplificação dinâmica, que considera o sistema em oscilação harmônica segundo um grau de liberdade.

$$|H(f)|^2 = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{f}{f_j}\right)^2\right]^2 + 4\zeta_j^2 \left(\frac{f}{f_j}\right)^2} \quad (2.24)$$

onde  $f_j$  é a frequência natural de vibração do modo  $j$ ;

$\zeta_j$  é a razão de amortecimento crítico, composto pela soma do amortecimento estrutural  $\zeta_{est,j}$  e do amortecimento aerodinâmico  $\zeta_{aer,j}$ .

A função de densidade espectral da força modal para o tabuleiro discretizado em  $n$  nós fica:

$$S_{p,j}(f) = \sum_k \sum_l \left(\frac{1}{2} \rho \bar{U} B\right)^2 \ell_k \ell_l [C_{uk,j} C_{ul,j} S_{uk,ul}(f) + C_{uk,j} C_{wl,j} S_{uk,wl}(f) + C_{ul,j} C_{wk,j} S_{ul,wk}(f) + C_{wk,j} C_{wl,j} S_{wk,wl}(f)] \quad (2.25)$$

onde  $S_{uk,ul}$ ,  $S_{uk,wl}$ ,  $S_{ul,wk}$  e  $S_{wk,wl}$  são funções de densidade espectral cruzadas das componentes flutuantes de vento  $u$  e  $w$  em dois nós  $k$  e  $l$  do tabuleiro. Os espectros cruzados  $S_{uk,wl}$  e  $S_{ul,wk}$  podem ser desprezados, enquanto os espectros  $S_{uk,ul}$  e  $S_{wk,wl}$  são dados por:

$$S_{uk,ul}(f) = \sqrt{S_{uk}(f)} \sqrt{S_{ul}(f)} \psi_u(y, f) \quad (2.26.a)$$

$$S_{wk,wl}(f) = \sqrt{S_{wk}(f)} \sqrt{S_{wl}(f)} \psi_w(y, f) \quad (2.26.b)$$

onde  $S_{uk}$ ,  $S_{ul}$ ,  $S_{wk}$  e  $S_{wl}$  são os espectros de turbulência sobre  $k$  e  $l$ ;

$\psi_u(y, f)$  e  $\psi_w(y, f)$  são os co-espectros normalizados (Eq. 2.23).

$$\psi_u(\Delta y, f) = \exp\left(\frac{-f}{\bar{U}_{med}} \sqrt{C_y^2 (y_l - y_k)^2}\right), \text{ com } C_y = 16 \quad (2.27.a)$$

$$\psi_w(\Delta y, f) = \exp\left(\frac{-f}{\bar{U}_{med}} \sqrt{C_y^2 (y_l - y_k)^2}\right), \text{ com } C_y = 8 \quad (2.27.b)$$

Estas funções descrevem a correlação espacial das componentes flutuantes nas três direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ . No entanto, admite-se que a dimensão dos turbilhões é bastante superior à altura e à largura do tabuleiro, o suficiente para que apenas a correlação segundo a direção  $y$ , na qual está orientado o eixo do tabuleiro, seja considerada. Os coeficientes de decaimento  $C_y$  para cada componente são obtidos experimentalmente, embora na ausência de ensaios possam ser adotados os valores conservadores acima (SIMIU e SCANLAN, 1996).

Alternativamente, pode ser utilizada a expressão proposta por Roberts e Surry aplicada na análise da ponte Lions Gate (IRWIN, 1997 *apud* FUJINO, 2012):

$$\psi_u(\Delta y, f) = \frac{2^{1/6}}{\Gamma(5/6)} \left[ \eta^{5/6} K_{5/6}(\eta) - \frac{\eta^{11/6}}{2} K_{1/6}(\eta) \right] \quad (2.28)$$

onde  $\eta = \frac{y_l - y_k}{L_3} B_1 \sqrt{1 + \left(\frac{2\pi}{B_1}\right)^2 \left(\frac{fL_3}{U}\right)^2}$ ,  $B_1 = \sqrt{\pi} \frac{\Gamma(5/6)}{\Gamma(1/3)}$ .

$\Gamma$  é a função gama,  $K_{5/6}$  e  $K_{1/6}$  são funções de Bessel modificadas da segunda espécie e  $L_3$  é duas vezes o comprimento de turbulência da componente longitudinal na direção transversal.

Substituindo a equação 2.25 na equação 2.23, obtém-se a densidade espectral da amplitude de resposta do tabuleiro. A variância da amplitude de resposta do modo é então obtida por integração de  $S_{a,j}$ :

$$\sigma_{a,j}^2 = \int_0^\infty S_{a,j} df = \int_0^\infty \frac{1}{m_j^2 (2\pi f_j)^4} |H(f)|^2 S_{p,j}(f) df \quad (2.29)$$

Para  $m$  modos de vibração, a variância de um deslocamento  $x$  é dada por:

$$\sigma_x^2 = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \phi_i \phi_j \sigma_{a,i} \sigma_{a,j} \quad (2.30)$$

Considerando modos com frequências suficientemente afastadas. Introduzindo o fator de pico  $g$ , o deslocamento máximo pode ser finalmente estimado pela expressão:

$$x_{m\acute{a}x} = \bar{x} + g\sigma_x \quad (2.31)$$

onde  $\bar{x}$  é o deslocamento sob ação da velocidade média  $\bar{U}$ ;

$$g = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(vT)}}, \quad v = \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} = \sqrt{\frac{\int f S_a df}{\int S_a df}} \quad (2.32)$$

Devido a turbulência, que torna o escoamento em torno da estrutura muito complexo a ser descrito analiticamente, a função de admitância aerodinâmica é também baseada em medições em modelos seccionais em túnel de vento, mas algumas expressões são propostas para ajustar as curvas experimentais.

Admite-se estimar a admitância aerodinâmica através da função de Sears (Eq. 2.33), derivada da descrição teórica da admitância aerodinâmica do aerofólio. A curva se ajustou bem às medições realizadas no modelo seccional da ponte do Grande Belt (DAVENPORT *et al.*, 1992, *apud* DYRBYE e HANSEN, 1997), embora tenha apresentado diferenças consideráveis com as medições no modelo da ponte de Akashi-Kaikyo (FUJINO, 2012).

$$\chi_{Sears}^2(f) = \frac{J_0(k)K_1(ik) + iJ_1(k)K_0(ik)}{K_1(ik) + K_0(ik)} \quad (2.33)$$

onde  $k = B\pi f/\bar{U}$ ;

$J_0$  e  $J_1$  são funções de Bessel da primeira espécie e  $K_0$  e  $K_1$  são funções modificadas de Bessel da segunda espécie.

Uma expressão simplificada da função de Sears proposta por LIEPMANN (1952, *apud* DYRBYE e HANSEN, 1997) prescinde das funções de Bessel:

$$\chi_{Sears}^2(f) \approx \frac{1}{1 + 2\pi^2(fB/\bar{U})} \quad (2.34)$$

As Eq. 2.34 e 2.35 se referem às recomendações dos guias de dimensionamento elaborados para as pontes de Honshu-Shikoku (FUJINO, 2012) e consistem em adaptações da função de Sears (Eq. 2.33), para a admitância aerodinâmica das forças de sustentação para as flutuações verticais, e de uma função ajustada por Davenport, para a admitância aerodinâmica das forças de arrasto para as flutuações longitudinais:

$$|\chi_s^w(f)|^2 = \frac{0,1811 + (fB/\bar{U})}{0,1811 + (0,1811\pi + 1)(fB/\bar{U}) + 2\pi(fB/\bar{U})^2} \quad (2.35)$$

$$|\chi_a^u(f)|^2 = \frac{2}{[k_z(fB/\bar{U})]^2} [k_z f B/\bar{U} - 1 + e^{-k_z(fB/\bar{U})}] \quad (2.36)$$

A solução em frequência é frequentemente apresentada na literatura separando a resposta estrutural em duas parcelas típicas, como já ilustrado na Figura 2.7, onde:

- \* a componente de *background* cobre a faixa de frequência abaixo da frequência natural da estrutura;
- \* a componente ressonante é caracterizada por um pico no valor da frequência natural, sendo sua magnitude controlada pelo amortecimento do sistema.

Retomando a Eq. 2.29:

$$\sigma_{a,j}^2 = \int_0^\infty \frac{1}{m_j^2(2\pi f_j)^4} |H(f)|^2 S_{p,j}(f) df \cong \frac{1}{m_j^2(2\pi f_j)^4} [B + R] \quad (2.37)$$

Cada uma das parcelas  $B$  e  $R$  pode ser determinada com as Eq. 2.38 e 2.39. Formulações análogas costumam ser adotadas em normas de projeto, quando o problema pode ser descrito em apenas um modo de vibração importante.

$$B = \int_0^\infty S_{p,j}(f) df \quad (2.38)$$

$$R = S_{p,j}(f_j) \int_0^\infty |H(f)|^2 df \quad (2.39)$$

Deve-se lembrar que tabuleiros reais frequentemente apresentarão oscilações acopladas e a aplicação da solução modal deve ser avaliada pelo projetista, pois a simples combinação das respostas em cada modo de vibração pode não ser evidente. Um tabuleiro que apresenta oscilações verticais combinadas a torcionais, por exemplo, pode ter o primeiro modo de flexão vertical simétrico acoplado ao primeiro modo torcional também simétrico, mas não ao primeiro modo torcional antissimétrico, uma vez que os máximos da flexão vertical vão ocorrer onde a rotação é pequena.

DAVENPORT e KING (1984) sugerem que os termos de acoplamento aerodinâmico são normalmente desprezíveis e os termos de rigidez aerodinâmica em geral são pequenos comparados a rigidez da própria pontes. Essas considerações fazem do amortecimento aerodinâmico a mais importante força induzida pelo movimento do tabuleiro, principalmente se o seu valor for negativo e superar o amortecimento estrutural.

Com o valor de pico da amplitude modal ( $g\sigma_{aj}$ ) da resposta flutuante pode-se determinar a distribuição das forças estáticas equivalentes, ou seja, aquela que aplicada estaticamente ao modelo reproduzirá o máximo deslocamento da resposta associada ao modo considerado:

$$\tilde{F}_{eq,j} = \tilde{F}_j \phi_j \quad (2.40)$$

sendo  $\tilde{F}_j = g\sigma_{aj}m_j\omega_j^2$ , o módulo de força equivalente estática e  $\phi_j$  a forma modal.

Separando a resposta em deslocamento nas parcelas quase-estática ( $B$ ) e ressonante ( $R$ ), tem-se:

$$\tilde{F}_j = g\sqrt{\sigma_{aB}^2 + \sigma_{aR}^2}m_j\omega_j^2 = g\sqrt{\sigma_{FBj}^2 + \sigma_{FRj}^2} \quad (2.41)$$

sendo

$$\sigma_{FBj}^2 = \int_0^\infty S_{pj}(f) df \quad (2.42.a)$$

$$\sigma_{FRj}^2 = S_{pj}(f_j) \int_0^\infty H(f)^2 df \cong \frac{\pi f_j}{4\xi} S_{pj}(f_j) \quad (2.42.b)$$

O espectro da força modal  $S_{pj}$  é apresentado na Eq. (2.25) para o modelo da estrutura discretizada. Cada uma das 4 parcelas dessa equação pode ser escrita de forma a se isolar os termos dependentes da forma modal. Por exemplo, tomando-se um modo com componentes de movimento apenas na direção  $x$  e considerando-se somente a componente  $u$  de velocidade flutuante de espectro  $S_u(f)$ , tem-se:

$$S_{p,j}(f) = S_{Fx}(f)|U_x(f)|^2$$

sendo  $S_{Fx}(f) = (\rho\bar{U}BC_a)^2\chi^2(f)S_u(f)$  o espectro da força  $F_x$ ;

$|U_x(f)|^2 = \sum \sum \phi_{xk}\phi_{xl}\psi_u(y_k, y_l, f)l_k l_l$ , denominada *joint acceptance function*, que envolve a correlação espacial das forças ao longo da estrutura e a forma modal.

#### **2.4.2. Solução com cargas equivalentes e estimativa de resposta da ponte completa a partir do modelo seccional dinâmico com fatores de correção**

Este método foi proposto por DAVENPORT e KING (1984) e adota a formulação no domínio da frequência, com aplicação de carregamentos estáticos equivalentes de vento sobre o tabuleiro da ponte, semelhante à apresentada no item anterior. O método parte do princípio de que esta formulação se aplica tanto ao protótipo quanto ao modelo seccional. A partir dos resultados dos ensaios em túnel de vento em escoamento turbulento do modelo seccional sobre apoios elásticos de uma pode-se estimar a resposta do protótipo ou do modelo completo, aplicando-se fatores de correção. O método foi validado com sucesso no projeto da Ponte de Sunshine Skyway (DAVENPORT e KING, 1984), estimando-se a resposta do modelo reduzido aeroelástico completo a partir dos resultados do modelo seccional dinâmico.

Os fatores de correção consideram as discrepâncias entre o modelo seccional ensaiado no túnel de vento e o protótipo: intensidades de turbulência e espectros de



potência das componentes flutuantes de velocidade, taxa de amortecimento, e da forma modal para o modo de vibração.

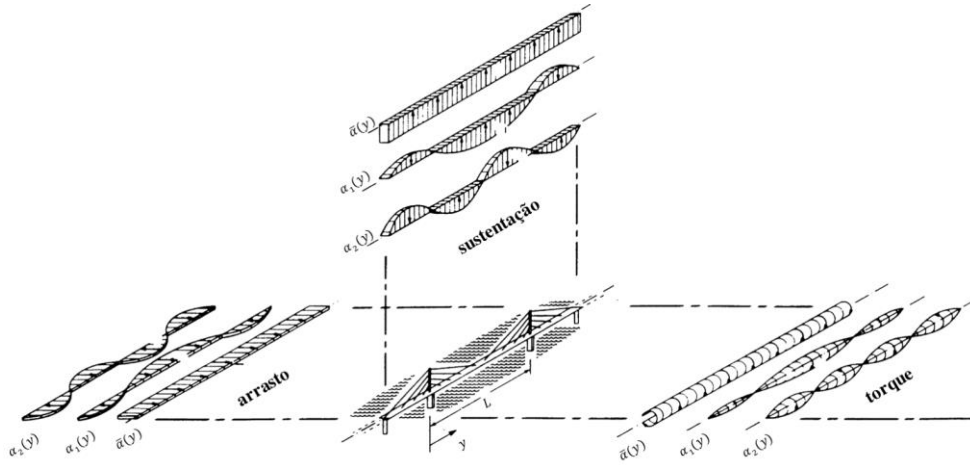


Figura 2.9 - Componentes de forças de vento distribuídas (DAVENPORT e KING, 1984).

O objetivo do método é utilizar parâmetros e resultados colhidos dos ensaios do modelo seccional para calcular o conjunto de forças estáticas equivalentes para a elaboração do projeto da estrutura protótipo. A análise considera as respostas dinâmicas em dois modos fundamentais para cada direção de vibração vertical: um simétrico e outro antissimétrico – além da resposta média. A descrição do carregamento estático equivalente no tabuleiro da ponte é ilustrada na Figura 2.9 e dada por:

$$F_x(f) = \bar{F}_x \bar{\alpha}(y) \pm \gamma_1 \tilde{F}_{1_x} \alpha_1(y) \pm \gamma_2 \tilde{F}_{2_x} \alpha_2(y) \quad (2.43.a)$$

$$F_z(f) = \bar{F}_z \bar{\alpha}(y) \pm \gamma_1 \tilde{F}_{1_z} \alpha_1(y) \pm \gamma_2 \tilde{F}_{2_z} \alpha_2(y) \quad (2.43.b)$$

$$M_\theta(\theta) = \bar{M}_\theta \bar{\alpha}(y) \pm \gamma_1 \tilde{M}_{1_\theta} \alpha_1(y) \pm \gamma_2 \tilde{M}_{2_\theta} \alpha_2(y) \quad (2.43.c)$$

onde os índices  $x$ ,  $z$  e  $\theta$  se referem às componentes horizontal (na direção longitudinal); vertical e torcional, respectivamente;

$\bar{F}$ ,  $\tilde{F}_1$  e  $\tilde{F}_2$  são a componente média e as componentes simétrica e antissimétrica de força flutuante associadas a modos de vibração por unidade de comprimento do tabuleiro;

$\bar{\alpha}(y)$ ,  $\alpha_1(y)$  e  $\alpha_2(y)$  são as funções média e modais de distribuição de forças (ver Figura 2.9); as funções modais correspondem às formas modais  $\phi_j$ ;

$\gamma_1$  e  $\gamma_2$  são fatores estatísticos de combinação de forças, tomados como  $\pm 1,0$  se apenas um termo modal for considerado,  $\pm 0,8$  para dois termos modais,  $\pm 0,7$  para três e  $\pm 0,6$  para quatro ou mais.

A amplitude de pico da força equivalente associada a cada modo é dada por:

$$\tilde{F} = g \sqrt{\sigma_{F_B}^2 + \sigma_{F_R}^2} \quad (2.44)$$

onde  $g$  é o fator de pico;  $\sigma_{F_B}^2$  é a variância da parcela quase-estática (*background*) da força e  $\sigma_{F_R}^2$  é a variância da parcela ressonante.

A formulação no domínio da frequência é apresentada para um modelo contínuo e em função das frequências reduzidas  $f^*$  e  $f_j^*$  dadas por:

$$f^* = fB/U \text{ e } f_j^* = f_j B/U$$

$$\sigma_{F_{B,x,z,\theta}}^2 = \int_0^\infty f^* S_{F_{x,z,\theta}}(f^*) \cdot |J_{x,z,\theta}(f^*)|^2 \cdot d(\ln f^*) \quad (2.45.a)$$

$$\sigma_{F_{R,x,z,\theta}}^2 = \frac{(\pi/4)}{[\zeta_{est} + \zeta_{aer}(f_j^*)]} \cdot f_j^* S_{F_{x,z,\theta}}(f_j^*) \cdot |J_{x,z,\theta}(f_j^*)|^2 \quad (2.45.b)$$

onde  $f^*$  e  $f_j^*$  são frequências reduzidas  $fB/U$  e  $f_j B/U$ , sendo  $f_j$  a frequência no pico;

$\zeta_{est}$  e  $\zeta_{aer}(f_j^*)$  são as taxas de amortecimento estrutural e aerodinâmica em  $f_j^*$ ;

$f^* S_{F_{x,z,\theta}}(f^*)$  é a densidade espectral de potência das componentes externas induzidas sobre o tabuleiro da ponte na frequência reduzida  $f^*$ ;

$|J_{x,z,\theta}(f^*)|^2$  é a “função de recepção conjunta” (*joint acceptance function*).

As duas parcelas do espectro de força são ilustradas na Figura 2.10.

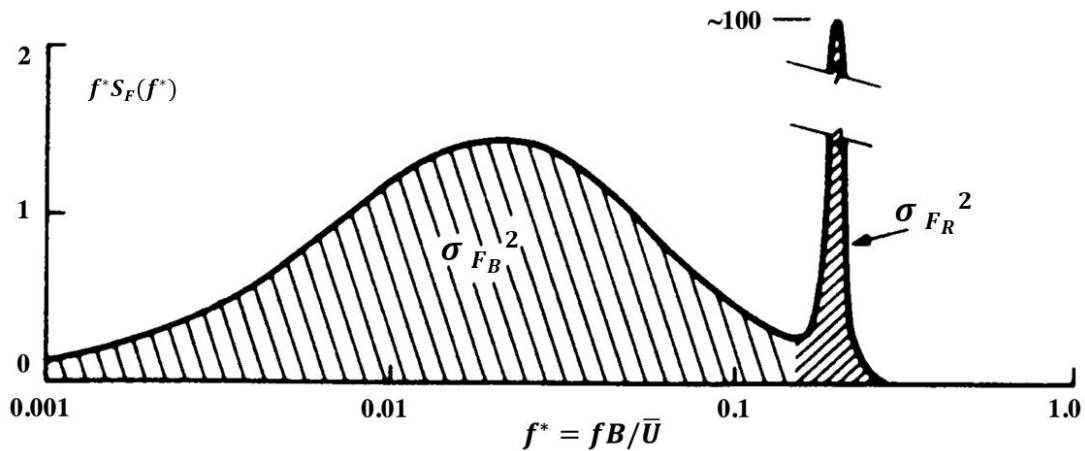


Figura 2.10 - Espectro de força equivalente estática associada à resposta modal (adaptado de DAVENPORT e KING, 1984).

As forças externas são devidas à ação direta de turbulência do vento ou ao desprendimento de vórtices (caso seja aplicável):

$$f^* S_F(f^*) = [f^* S_F(f^*)]_{turb} + [f^* S_F(f^*)]_{viv} \quad (2.46)$$

onde a parcela turbulenta pode ser escrita na forma:

$$[f^* S_F(f^*)]_{turb} = \left(\frac{\rho U^2 B}{2}\right)^2 \cdot [C_{x,z,\theta}^2 |\chi(f^*)|^2] \cdot f^* S_{u,v,w}(f^*) \quad (2.47)$$

com  $f^* S_{u,v,w}(f^*)$  é o espectro de potência das flutuações  $u, v, w$  da velocidade;

$\chi(f^*)$  é a função de admitância aerodinâmica (podendo ser adotada a função de Sears dada pela Eq. 2.49);

$C_{x,z,\theta}$  é o coeficiente aerodinâmico.

$$|\chi(f^*)|^2 = \int_0^L \int_0^L \psi(y_1, y_2, f) \phi(y_1) \phi(y_2) dy_1 dy_2 \quad (2.48)$$

$\psi(y_1, y_2, f) = \exp\left(-\frac{C_y f}{U_{med}} |y_1 - y_2|\right)$ ,  $C_y \approx 8$ , função de co-espectro.

$$\chi_{Sears}^2(f^*) \approx \frac{1}{1+2\pi^2 f^*} \quad (2.49)$$

Para a força de sustentação, incluindo apenas a componente de turbulência vertical, as parcelas quase-estática e ressonante ficam:

$$\sigma_{F_{Bz}}^2 = \left[\frac{1}{2} \rho U^2 B \frac{\partial C_z}{\partial \alpha}\right]^2 \left(\frac{\sigma_w}{U}\right)^2 \int_0^\infty \frac{f^* S_w(f^*)}{\sigma_w^2} \cdot |\chi_z(f^*)|^2 \cdot |J_z(f^*)|^2 d(\ln f^*) \quad (2.50.a)$$

$$\sigma_{F_{Rz}}^2 = \left[\frac{1}{2} \rho U^2 B \frac{\partial C_z}{\partial \alpha}\right]^2 \left(\frac{\sigma_w}{U}\right)^2 \frac{f_j^* S_w(f_j^*)}{\sigma_w^2} |\chi_z(f_j^*)|^2 \cdot |J_z(f_j^*)|^2 \cdot \frac{(\pi/4)}{[\zeta_{est} + \zeta_{aer}(f_j^*)]} \quad (2.50.b)$$

Para o momento de torção, as mesmas expressões podem ser consideradas, trocando os índices  $z$  por  $\theta$  e acrescentando o termo  $B^2$ . Para a força de arrasto,  $\partial C_z / \partial \alpha$  deve ser substituído por  $2C_x$ , o índice  $z$  por  $x$ , e o índice  $w$  é trocado por  $u$ .

Essa formulação se aplica tanto para o protótipo quanto para o modelo em escoamento turbulento no túnel de vento. As correções realizadas para adaptar os resultados do modelo seccional dinâmico para a escala do protótipo:

- a) Correção na parcela quase-estática (de *background*) para levar em conta a contribuição das forças em baixas frequências, no caso de serem omitidas no modelo seccional devido ao déficit no espectro de velocidades verticais gerado no túnel;

- b) Correções na parcela ressonante para as discrepâncias em intensidade de turbulência, espectro de velocidade vertical, função de recepção conjunta e taxa de amortecimento. Nenhuma correção é necessária para a admitância aerodinâmica.

$$(\sigma_{FR}^2)_{protótipo} = (\sigma_{FR}^2)_{modelo} \phi_{\sigma_w} \phi_{S_w} \phi_J \phi_\zeta \quad (2.51)$$

onde  $\phi_{\sigma_w}$ ,  $\phi_{S_w}$ ,  $\phi_J$  e  $\phi_\zeta$  são os fatores de correção, razões entre os valores de cada parâmetro encontrados no protótipo e no modelo.

$$\phi_{\sigma_w} = \left( \frac{\sigma_{w,protótipo}}{\sigma_{w,modelo}} \right)^2 \quad (2.52) \quad \phi_{S_w} = \frac{S_w(f)_{protótipo}}{S_w(f)_{modelo}} \quad (2.53)$$

$$\phi_J = \frac{|J(c^L/Bf)|_{protótipo}^2}{|J(c^L/Bf)|_{modelo}^2} \quad (2.54) \quad \phi_\zeta = \frac{\zeta_{modelo}}{\zeta_{protótipo}} \quad (2.55)$$

No caso da Ponte de Sunshine Skyway:

- \*  $\phi_{\sigma_w}$  tem valor constante igual a  $(0,06/0,049)^2 = 1,22^2 = 1,44$ ;
- \* Os demais fatores podem ser obtidos das Figuras 2.11 a 2.13, a partir das curvas obtidas do modelo reduzido e do protótipo.

Considerando a relação linear entre a densidade espectral da força modal e a densidade espectral da amplitude de resposta (a exemplo da Eq. 2.23), DAVENPORT e KING (1984) propõem também a estimativa das forças estáticas equivalentes diretamente a partir dos deslocamentos medidos no modelo seccional sobre apoios elásticos, em função da rigidez modal:

$$\sigma_{FR,z} = m(2\pi f^*)^2 \sigma_z \quad (2.56)$$

$$\sigma_{FR,\theta} = I(2\pi f^*)^2 \sigma_\theta \quad (2.57)$$

A Figura 2.14 ilustra as curvas de forças de projeto (de sustentação e torção) traçadas para a ponte de Sunshine Skyway. Estas curvas foram obtidas da formulação completa descrita pelas Eqs. 2.44 a 2.51. No entanto, curvas semelhantes podem ser traçadas diretamente a partir dos valores de resposta em deslocamentos e rotações do modelo seccional (corrigidos com os fatores  $\phi_{\sigma_w}$ ,  $\phi_{S_w}$ ,  $\phi_J$  e  $\phi_\zeta$ ), conforme descrevem as Eq. 2.56 e 2.57. Esta alternativa representa uma ferramenta muito rápida ao projetista para se obter a amplitude de força equivalente a ser aplicada estaticamente no seu modelo numérico-computacional, para uma dada velocidade de vento.

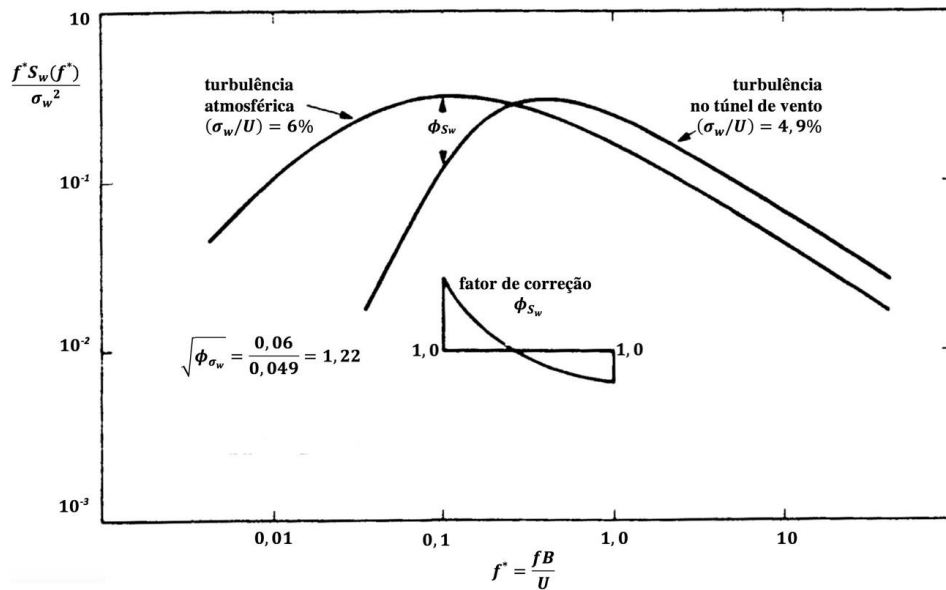


Figura 2.11 – Comparação entre espectros de velocidade vertical no protótipo e no túnel de vento (adaptado de DAVENPORT e KING, 1984).

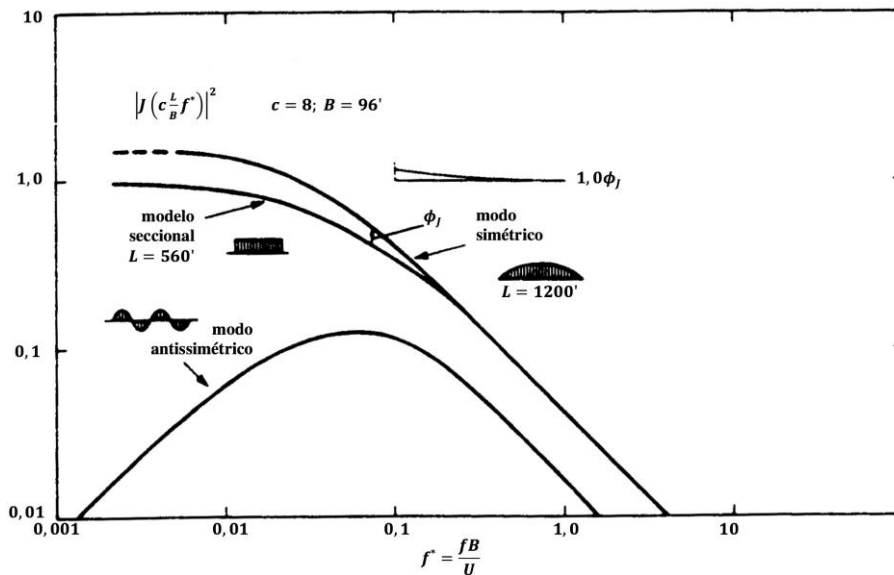


Figura 2.12 - Função de recepção conjunta (joint acceptance function) (adaptado de DAVENPORT e KING, 1984).

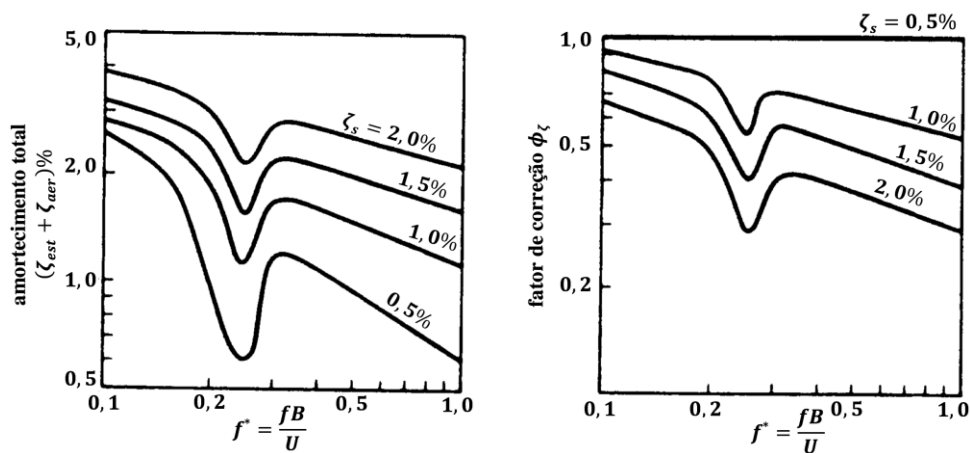


Figura 2.13 - Funções de amortecimento (adaptado de DAVENPORT e KING, 1984).

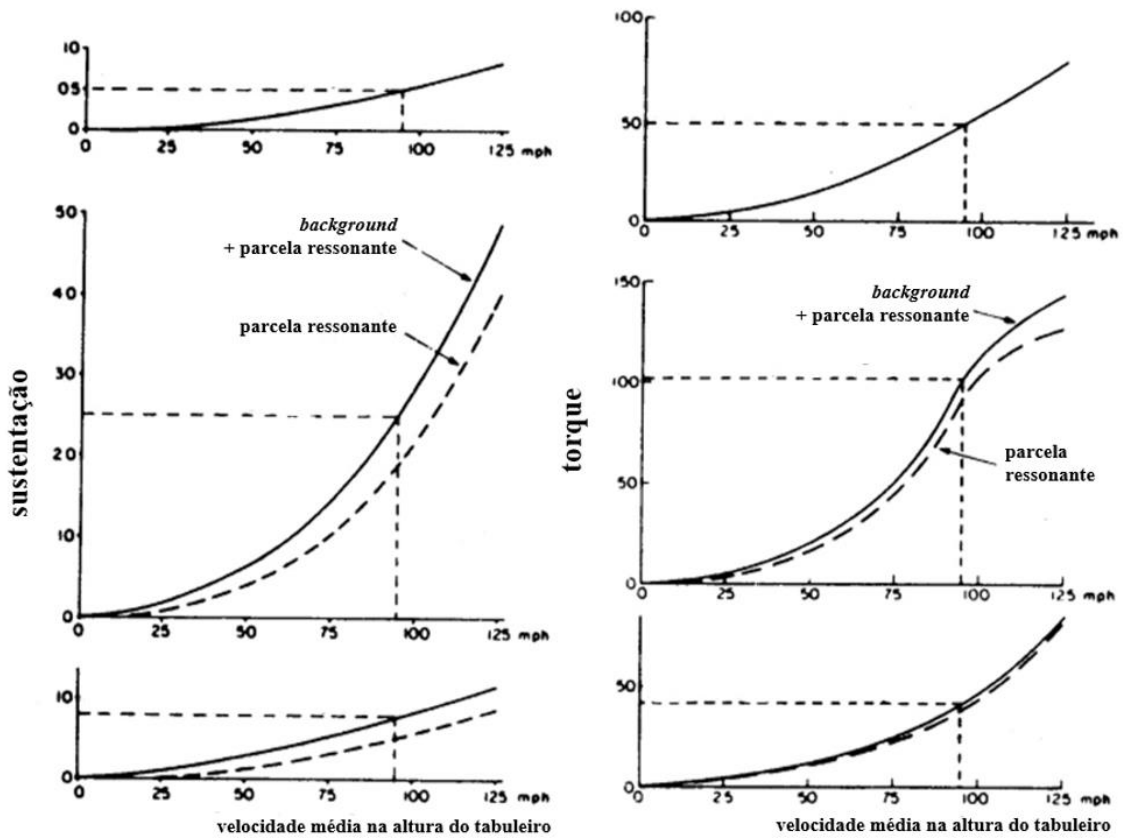


Figura 2.14 – Componentes de forças estáticas equivalentes para a ponte completa de Sunshine Skyway (adaptado de DAVENPORT e KING, 1984).

Substituindo as Eq. 2.56 e 2.57 em 2.51, constata-se que os deslocamentos do protótipo também podem ser estimados diretamente a partir dos deslocamentos do modelo seccional através da aplicação dos fatores.

$$\begin{aligned} & \left( m_{\text{protótipo}} \left( 2\pi f^*_{\text{protótipo}} \right)^2 \sigma_{z,\text{protótipo}} \right)^2 \\ & = \left( m_{\text{modelo}} \left( 2\pi f^*_{\text{modelo}} \right)^2 \sigma_{z,\text{modelo}} \right)^2 \phi_{\sigma_w} \phi_{S_w} \phi_J \phi_\zeta \end{aligned} \quad (2.58)$$

Considerando que as leis de semelhança física são respeitadas nos ensaios do modelo seccional e os termos de ambos os lados da expressão na mesma escala:

$$(\sigma_z^2)_{\text{protótipo}} = (\sigma_z^2)_{\text{modelo}} \phi_{\sigma_w} \phi_{S_w} \phi_J \phi_\zeta \quad (2.59)$$

O mesmo princípio se aplica às rotações:

$$(\sigma_\theta^2)_{\text{protótipo}} = (\sigma_\theta^2)_{\text{modelo}} \phi_{\sigma_w} \phi_{S_w} \phi_J \phi_\zeta \quad (2.60)$$

DAVENPORT e KING (1984) obtiveram boa correlação entre os valores estimados a partir do modelo seccional e os deslocamentos medidos no modelo aeroelástico completo da ponte de Sunshine Skyway.

### 3. PONTE ESTAIADA DE LAGUNA

A ponte analisada neste trabalho (Figura 3.1) já se encontra em funcionamento entre os municípios de Laguna e Pescaria Brava, em Santa Catarina, e foi construída entre os anos de 2012 e 2015 pelo consórcio construtor Ponte de Laguna (Camargo Corrêa, Aterpa M. Martins e Construbase). O projeto estrutural foi realizado pela Enescil Engenharia de Projetos Ltda. e as análises dinâmicas, tanto sob ação do vento quanto para estudo da interação veículo-estrutura, foram realizadas pela Controllato Ltda. Para a análise aerodinâmica, uma série de ensaios em túnel de vento foram conduzidos pelo escritório Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda., de Porto Alegre, e são apresentados no item 4.3: ensaios em modelo topográfico reduzido do terreno no entorno, em modelos seccionais do tabuleiro e em modelo aeroelástico 3D da ponte completa.



Figura 3.1 - Vista aérea da Ponte de Laguna (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

#### 3.1. Apresentação do projeto

A Figura 3.2 mostra elevação e vista superior, enquanto a Figura 3.3 ilustra sua seção transversal. A superestrutura é constituída de um tabuleiro a cerca de 18m acima do nível da água, com três vãos contínuos com curvaturas suaves em planta e em elevação, o que resulta numa pequena superelevação do tabuleiro. Vãos principal e laterais medem, respectivamente, 200m e 102m de comprimento. A estrutura do tabuleiro é composta de uma seção celular de concreto armado e protendido de 3,2m de altura, associada a mãos-francesas treliçadas, totalizando 26,2m de largura.

Os estais são dispostos ao longo do eixo da ponte, segundo um plano central com configuração em leque. As torres em concreto protendido são lateralmente consolidadas por pares de estais ancorados nas travessas. A seção celular das torres é retangular de dimensões variáveis no quarto inferior e constante ao longo dos 47,50m restantes de uma altura total de 66,50m acima do nível do tabuleiro. A fundação de cada uma das torres é constituída de um rígido bloco de concreto coroando 20 estacas em concreto armado de 2,50m de diâmetro. O solo é caracterizado pela presença de espessas camadas de argila, a primeira camada de argila mole alcançando 23m de profundidade.

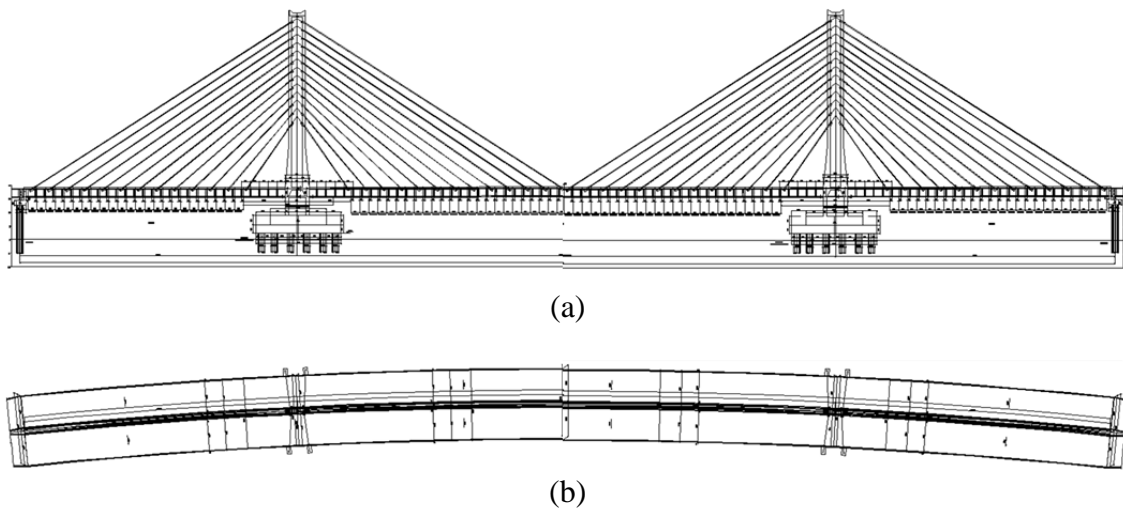


Figura 3.2 - (a) Elevação e (b) vista superior da ponte de Laguna (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

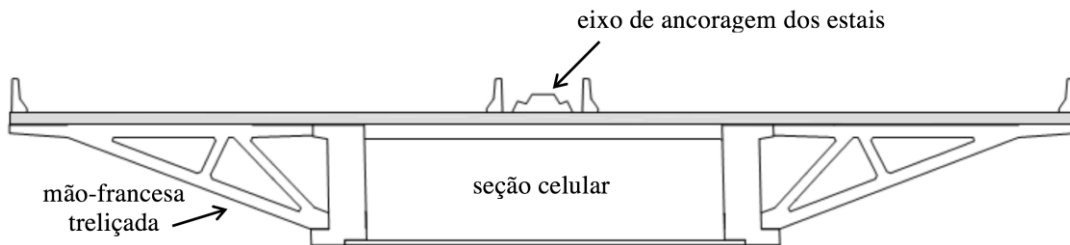


Figura 3.3 - Seção transversal do tabuleiro (BATTISTA *et al.*, 2014).

A Figura 3.4 ilustra a situação do terreno onde se encontra a ponte (o trecho estaiado é destacado em vermelho), inserido entre grandes extensões da Lagoa do Imaruí e a costa oceânica, a cidade de Laguna a Leste e pequenos morros a Oeste. Sabe-se que os morros podem interferir nas velocidades e nas intensidades de turbulência, enquanto os ventos oriundos das direções sobre grandes extensões de água, que oferecem menor rugosidade, se aproximam de um escoamento laminar. Tais efeitos sobre o escoamento atmosférico resultantes dessa configuração topográfica e da rugosidade dos terrenos serão discutidos mais a frente.





Figura 3.4 - Localização da ponte e seu trecho estaiado (marcado em linha vermelha).

Para conceber e construir os modelos físicos reduzidos, sejam eles seccionais ou tridimensionais completos, devem ser respeitadas as características dinâmicas principais da estrutura: modos de vibração e frequências fundamentais associadas, propriedades físicas modais relevantes, além das devidas taxas de amortecimento. A representação adequada das características dinâmicas impõe a necessidade de construir um modelo teórico antes da construção do modelo físico, como foi o caso do modelo em elementos finitos elaborado para este projeto, adaptado do modelo para esforços estáticos, como se segue.

### **3.2. Determinação das características dinâmicas da estrutura**

A análise de vibrações livres da estrutura da ponte, sob tensões iniciais produzidas pelos estais tensionados, foi realizada para obter suas propriedades modais: frequências fundamentais e modos de vibração típicos. Estas informações servem à calibração dos modelos físicos, que são construídos respeitando em escala as distribuições de massa e a inércia dos elementos.

O modelo em elementos finitos é adaptado do utilizado para o projeto estrutural estático, com atenção à representação adequada da distribuição de massas e da rigidez entre as ligações entre tabuleiro e torres, tabuleiro e apoios, apoios e fundações e da interação solo-fundações.

A Figura 3.5 apresenta o modelo em elementos finitos da estrutura da ponte estaiada, construído no programa SAP2000. Os estais foram modelados com vários elementos de barras de modo a permitir uma representação adequada do seu comportamento sob ação do peso próprio e forças de tração. Elementos rígidos foram incluídos para representaras conexões entre plataforma e torres e tabuleiro e apoios engastados.

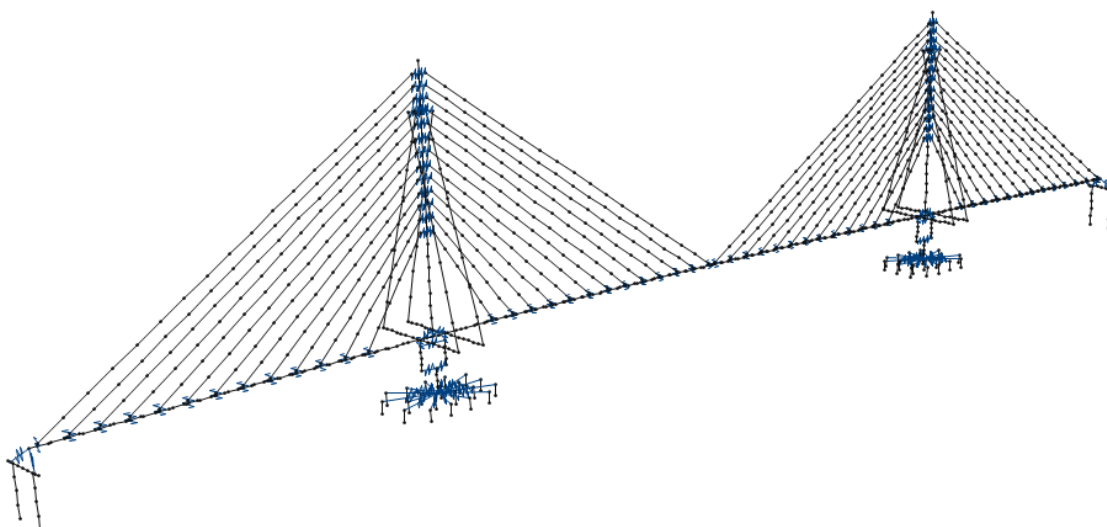


Figura 3.5 - Perspectiva do modelo em elementos finitos da estrutura estaiada.

Apresenta-se a seguir um resumo das principais características dinâmicas da ponte estaiada em termos das primeiras frequências e modos de vibração associados. A Tabela 3.1 e as Figuras 3.6 (a-i) apresentam as frequências e os modos de vibração mais relevantes para a ponte completa, no estágio final de construção.

Esta análise do modelo identificou grande flexibilidade das torres, que prevalecem em modos de vibração com frequências inferiores aos modos dominados pela flexão do tabuleiro: 1º a 3º modos de vibração, com frequências iguais a 0,43, 0,44, 0,47 e 0,52 Hz, enquanto o primeiro modo de flexão vertical do tabuleiro apresenta frequência de 0,60 Hz. Fica evidente que nenhum modo é puro: devido a curvatura em planta, todos os modos apresentam alguma componente de torção no tabuleiro, sendo mais evidente em alguns modos de vibração (5º e 6º modos).

Tabela 3.1 – Frequências e modos de vibração - modelo computacional 3D.

<b>modo</b>	<b>frequência (Hz)</b>	<b>forma modal</b>
<b>1</b>	0,43	Flexão lateral do tabuleiro; torção axial e flexão lateral antissimétrica das torres e dos apoios.
<b>2</b>	0,47	Flexão lateral simétrica das torres; flexão lateral e torção do tabuleiro.
<b>3</b>	0,52	Flexão lateral antissimétrica das torres; flexão lateral do tabuleiro.
<b>4</b>	0,55	Movimento longitudinal do tabuleiro e das torres.
<b>5</b>	0,57	Flexão lateral e torção do tabuleiro; flexão lateral simétrica das torres;
<b>6</b>	0,60	1º modo de flexão vertical do tabuleiro, com torção; flexão longitudinal e lateral das torres.
<b>7</b>	0,72	Flexão lateral do tabuleiro; flexão lateral antissimétrica das torres.
<b>8</b>	0,92	Flexão lateral do tabuleiro; flexão simétrica das torres.
<b>9</b>	0,99	2º modo de flexão vertical do tabuleiro.

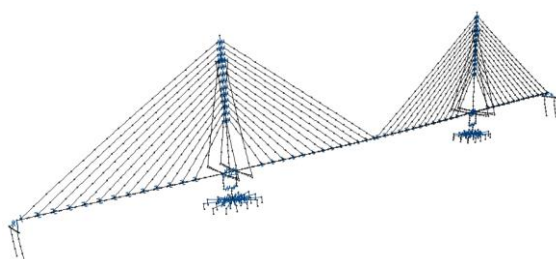


Figura 3.6.a – 1º modo: Flexão lateral do tabuleiro; torção axial e flexão lateral antissimétrica das torres e dos apoios. Frequência de vibração: 0,43Hz.

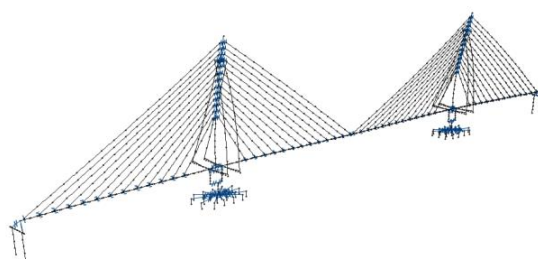


Figura 3.6.b – 2º modo de vibração: Flexão lateral simétrica das torres; flexão lateral e torção do tabuleiro. Frequência de vibração: 0,47Hz.

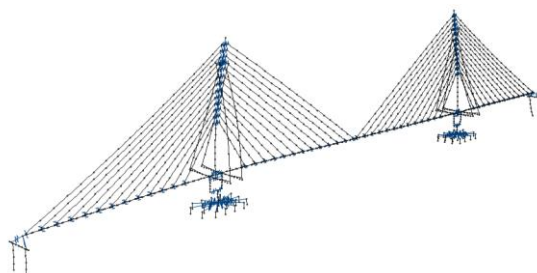


Figura 3.6.c – 3º modo de vibração: Flexão lateral antissimétrica das torres; flexão lateral do tabuleiro. Frequência de vibração: 0,52Hz.

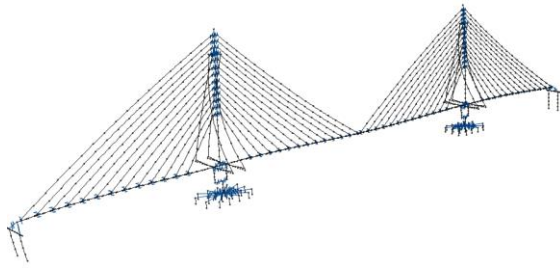


Figura 3.6.d – 4º modo de vibração: Movimento longitudinal do tabuleiro e das torres. Frequência de vibração: 0,55Hz.

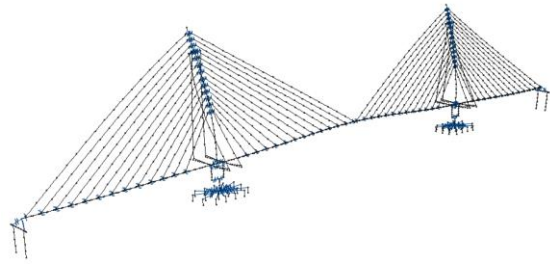


Figura 3.6.e – 5º modo de vibração da ponte: Flexão lateral e torção do tabuleiro; flexão lateral simétrica das torres. Freq. de vibração: 0,57Hz.

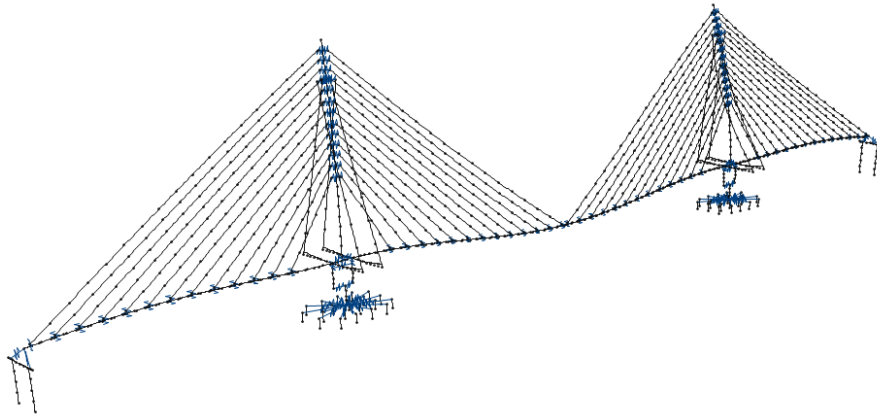


Figura 3.6.f – 6º modo de vibração: 1º modo de flexão vertical do tabuleiro, com torção; flexão longitudinal e lateral das torres. Frequência de vibração: 0,60Hz.

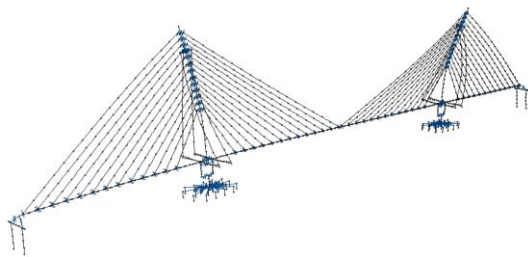


Figura 3.6.g – 7º modo de vibração: Flexão lateral do tabuleiro; flexão lateral antissimétrica das torres. Frequência de vibração: 0,72Hz.

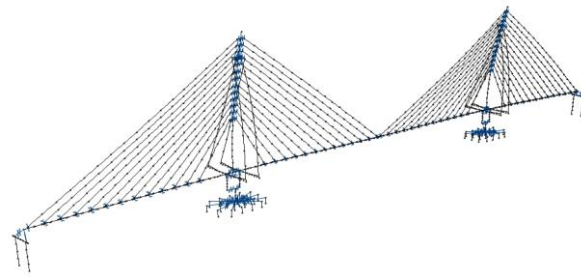


Figura 3.6.h – 8º modo de vibração: Flexão lateral do tabuleiro; flexão simétrica das torres. Frequência de vibração: 0,92Hz.

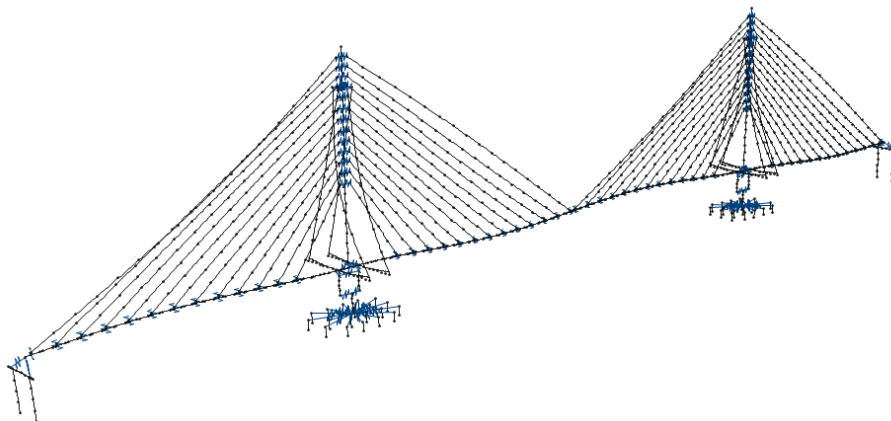


Figura 3.6.i – 9º modo de vibração da ponte: 2º modo de flexão vertical do tabuleiro. Frequência de vibração: 0,99Hz.

#### 4. ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO

Túneis de vento de camada limite constituem uma das ferramentas essenciais para compreender e avaliar os efeitos do vento sobre as estruturas da engenharia civil. Embora a teoria da mecânica dos fluidos seja bem desenvolvida e as ferramentas de fluidodinâmica computacional tenham se aprimorado muito nos últimos anos, ensaios experimentais permanecem como primeiro recurso à investigação dos fenômenos de interação fluido-estrutura na presença de turbulência. Uma das principais motivações para a realização de ensaios está na dificuldade em descrever o comportamento do escoamento próximo aos cantos vivos dos corpos não aerodinâmicos e, portanto, de estabelecer as condições de contorno do sistema de equações do problema.

Os dados mais precisos para a determinação das características do escoamento, das forças de vento e da resposta estrutural são aqueles medidos em escala 1:1, i.e., em estruturas reais. Na prática, a solução mais apropriada é a construção de modelos em escala reduzida para ensaios em túnel de vento. A simulação do escoamento e a construção dos modelos reduzidos são baseadas em critérios de semelhança básicos descritos em parâmetros físicos adimensionais. Se respeitadas as regras de semelhança, os modelos reduzidos podem ser testados para simular as condições da escala 1. Medições no protótipo só costumam ser realizadas em projetos de pesquisa para validação das técnicas de modelagem física.

Resumidamente, as características que devem ser reproduzidas são: detalhes da geometria da ponte que interfiram na sua aerodinâmica; rigidez dos elementos nos graus de liberdade considerados; distribuição de massas e momentos de inércia de massa dos elementos; formas modais e frequências naturais; amortecimento estrutural; topografia e vizinhança e velocidades de vento (em escala). Um resumo dos fundamentos de modelagem física é apresentado no item 4.1, com base nos trabalhos de LOBO CARNEIRO (1993), SIMIU e SCANLAN (1996), DYRBYE e HANSEN (1997), FUJINO *et al.* (2012) e HOLMES (2015).

Os ensaios em túnel de vento realizados pela Vento-S (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014-2015) para a Ponte de Laguna são apresentados neste capítulo. Foram ensaiados:

- \* um modelo topográfico para determinação das características do escoamento do vento no local de construção da ponte;

- \* um modelo seccional rígido, fabricado para determinação dos coeficientes aerodinâmicos que servem na formulação dos vetores de força, e para avaliação da susceptibilidade da seção do tabuleiro a outros fenômenos aeroelásticos;
- \* um modelo aroelástico da ponte completa, que avalia o comportamento global do conjunto do tabuleiro, torres, estais e fundações, a partir do qual foram coletados valores de amplitudes de aceleração para diferentes condições de escoamento de vento.

## 4.1. Fundamentos da modelagem física

### 4.1.1. Semelhança do escoamento do vento

Os principais parâmetros que descrevem o escoamento e que devem ser buscados para uma boa simulação em túnel de vento são:

- \* distribuição de velocidades médias  $U(x, y, z)$ ;
- \* intensidades de turbulência  $I_u = \sigma_u/U$ ,  $I_v = \sigma_v/U$ ,  $I_w = \sigma_w/U$ ;
- \* escalas de turbulência  $L_u$ ,  $L_v$ ,  $L_w$ ;
- \* densidades espectrais de potência  $S_u(f)$ ,  $S_v(f)$ ,  $S_w(f)$ ,  $S_{uw}(f)$ , ...
- \* correlações espaciais  $R_{uu}(x, y, z)$ ,  $R_{vv}(x, y, z)$ ,  $R_{ww}(x, y, z)$ , ...
- \* em alguns casos, temperatura, umidade na área e outros fatores de menor influência, como a força de Coriolis ou o gradiente de pressão.

A representação adequada do vento deve considerar geralmente dois aspectos: a simulação destas características médias do vento na camada limite de turbulência e a simulação da influência imposta pela situação topográfica da obra, que pode modificar fortemente as características do escoamento em determinados pontos nas proximidades da estrutura.

Idealmente, medições realizadas no local poderiam determinar com maior precisão os parâmetros a serem simulados no túnel: velocidades médias, densidades espectrais, escalas de turbulência e correlações espaciais. Porém, na falta de tempo e de recursos para realizar medições no local, costuma-se utilizar os valores de velocidade média medidos e documentados na estação meteorológica mais próxima e as expressões teóricas que descrevem os espectros potência, as escalas de turbulência e as correlações espaciais. Vale lembrar que mesmo as expressões teóricas são elaboradas a partir de dados acumulados de medições de campo do vento natural.

Como foi visto nas expressões apresentadas no item 2.4 (Eq. 2.23 e 2.26), os parâmetros  $U(y)$ ,  $I_u$ ,  $I_w$ ,  $S_w(f)$  e  $R_{ww}(y)$  no nível do tabuleiro estão diretamente associados à formulação das forças aerodinâmicas e da resposta dinâmica da estrutura nas três direções (arrasto, sustentação e momento). Já a densidade espectral de potência  $S_u(f)$  e a escala de turbulência longitudinal  $L_u$  estão associadas às forças de momento. Os modos de resposta em torção talvez sejam de menor importância para pontes suspensas (em comparação ao arrasto e à sustentação), mas podem ser determinantes em pontes estaiadas onde há tendência a modos acoplados. Além disso, os modos de torção também são influenciados pelas forças de arrasto e sustentação em diferentes ângulos de incidência.  $U(z)$ ,  $I_u(z)$ ,  $I_v(z)$  são utilizados para a resposta dinâmica das torres e cabos.

Quando a ponte está localizada em terreno complexo – o que não é raro, já que sua função é a de transpor um obstáculo – deve-se avaliar se a topografia impõe alterações importantes nos padrões de escoamento: descolamento ou inversão do escoamento, velocidades médias mais altas ou maiores intensidades de turbulência em determinadas direções. Assim, para uma simulação do vento natural num ponto preciso, os efeitos da topografia local também devem ser introduzidos, por meio de um modelo em escala reduzida das características do terreno dentro de um raio próximo e representativo da área da construção.

Escalas típicas para o modelo topográfico costumam ficar entre 1:2000 e 1:5000, embora escalas da ordem de 1:5000 já apresentem número de *Reynolds* (definição no próximo item 3.2) muito baixo. A camada limite atmosférica simulada com números de *Reynolds* muito baixos podem apresentar distorções de escala importantes e comprometer a interpretação dos resultados dos ensaios. Em alguns casos, maior rugosidade pode ser adicionada à superfície do modelo para evitar este efeito.

#### **4.1.2. Semelhança aeroelástica**

Para garantir um modelo representativo do comportamento da estrutura real, algumas regras de semelhança aeroelástica devem ser atendidas. Estas regras são descritas em função de alguns fatores de escala:

- \* A escala de densidades  $\lambda_\rho = \rho_{túnel}/\rho_{atmosf.}$  – geralmente  $\lambda_\rho = 1$ , uma vez que o ar no interior do túnel não é diferente do ar atuante sobre o protótipo;

- \* A escala de comprimentos  $\lambda_\ell = \ell_{modelo}/\ell_{ponte}$  – esta escolha será condicionada pelo tamanho das instalações e pela velocidade simulada no túnel de vento (com número de *Reynolds* o mais alto possível). Normalmente, modelos seccionais são construídos numa escala da ordem de 1/30 até 1/100, enquanto modelos aeroelásticos completos são construídos em escala da ordem de 1/100 até 1/500.;
- \* A escala de velocidades  $\lambda_U = U_{túnel}/U_{atmosf.}$  – velocidades muito baixas devem ser evitadas para manter o número de *Reynolds* suficientemente alto e para se ter uma boa relação entre a amplitude do sinal e o ruído inerente da instrumentação e do sistema de aquisição de dados.

A consideração de parâmetros adimensionais é útil para descrever a semelhança: são razões que devem ser reproduzidas tanto no protótipo como no modelo. Um exemplo é a razão de densidades:

$$\left(\frac{\rho_{est}}{\rho_{ar}}\right)_{modelo} = \left(\frac{\rho_{est}}{\rho_{ar}}\right)_{protótipo} \quad (4.1)$$

Analogamente, as mesmas razões geométricas ou razões de frequência devem ser verificadas para uma boa modelagem.

Os fatores de escala podem ser escolhidos arbitrariamente, desde que sejam atendidas a regras de semelhança do número de *Froude* e da frequência reduzida. O número de *Froude* representa a relação entre as forças de inércia e a força de gravidade e será particularmente importante no caso das pontes suspensas, onde a ação da gravidade é importante. A condição de *Froude* impõe:

$$Fr_{modelo} = Fr_{protótipo} \rightarrow \left(\frac{U}{\sqrt{\ell \cdot g}}\right)_{modelo} = \left(\frac{U}{\sqrt{\ell \cdot g}}\right)_{protótipo} \rightarrow \lambda_U = \sqrt{\lambda_\ell} \quad (4.2)$$

sendo  $g$  a aceleração da gravidade.

A frequência reduzida é definida pela relação  $K = (f\ell)/U$ . A condição de semelhança da frequência reduzida determina, portanto:

$$K_{modelo} = K_{protótipo} \rightarrow \left(\frac{f\ell}{U}\right)_{modelo} = \left(\frac{f\ell}{U}\right)_{protótipo} \rightarrow \lambda_f = \lambda_U/\lambda_\ell \quad (4.3)$$

A semelhança aeroelástica dependeria também do número de *Reynolds* e do amortecimento. No caso do amortecimento, sabe-se que não é possível conservar as mesmas taxas tanto no modelo reduzido quanto no protótipo, uma vez que estes valores são a priori desconhecidos e impossíveis de serem estimados e modelados com precisão.



A condição de semelhança do número de *Reynolds* na ponte real e no modelo é também impossível de ser atendida. Uma vez que o fluido no interior do túnel de vento e na escala real é o mesmo, atender à semelhança do número de *Reynolds* implicaria numa escala de velocidades inversa à escala geométrica. O número de *Reynolds* é a relação entre as forças de inércia do fluido e as forças de viscosidade presentes no escoamento, dado pela Eq. 4.4.

$$Re = U\ell/\nu \quad (4.4)$$

sendo  $\nu$  a viscosidade cinemática do fluido (frequentemente, a viscosidade é expressa na forma  $\nu = u_*z_0$ , sendo  $u_*$  a velocidade de ficção, e  $z_0$  o comprimento de rugosidade).

Sabe-se que no caso de corpos com superfícies curvas, o número de *Reynolds* desempenha um papel importante, devido à mudança no ponto de separação do escoamento de acordo com a velocidade de vento. Já no caso de corpos pouco aerodinâmicos e com arestas vivas, como é o caso de tabuleiros de pontes, os pontos de separação do escoamento são fixos e o escoamento é considerado pouco sensível ao número de *Reynolds*. O escoamento separado nas arestas vivas da superfície de incidência pode se reaproximar do tabuleiro, dependendo da relação altura/largura e da redução do coeficiente de arrasto. De qualquer modo, as forças de viscosidade são menores e menos importantes que as forças de inércia do fluido. Assim, os ensaios em túnel de vento podem ser conduzidos sem que esta condição seja atendida. As consequências de possíveis distorções podem ser examinadas durante a interpretação dos resultados.

Outros parâmetros de referência são o número de *Cauchy* (Eq. 4.5), que relaciona a inércia da estrutura com as forças internas no ar; o número de *Strouhal* (Eq. 4.6), que relaciona a frequência de desprendimento de um par de vórtices com a velocidade do vento; o número de *Scruton* (Eq. 4.7), que determina a susceptibilidade da estrutura a fortes vibrações, em função da massa e do amortecimento.

$$Ca = E/\rho_{ar}U^2 \quad (4.5)$$

$$St = f\ell/U \quad (4.6)$$

$$Sc = 4\pi m_e \zeta_{est}/\rho_{ar}\ell^2 \quad (4.7)$$

onde  $m_e$  é a massa equivalente por unidade de comprimento;

$\zeta_{est}$  é o amortecimento estrutural.

## **4.2. Ensaaios realizados para a ponte de Laguna (LOREDO-SOUZA,2014-2015)**

### **4.2.1. Determinação da velocidade média**

Na ausência de dados colhidos no local exato de construção da ponte, para o modelo climático de Laguna, Santa Catarina, foram colhidos registros históricos dos ventos extremos obtidos a partir das estações meteorológicas localizadas nos aeroportos internacionais Salgado Filho, em Porto Alegre, RS, e Hercílio Luz, em Florianópolis, SC. São as estações mais próximas de Laguna onde o registro dos dados é realizado 24 horas por dia. Os históricos acumulados em cada estação passam em seguida por um modelo estatístico a partir das séries de máxima de velocidades médias anuais, sobre um intervalo de tempo de 600 segundos. O objetivo é de obter o valor de velocidade básica do vento  $V_0$  como define a norma brasileira, ou seja, a velocidade de uma rajada de três segundos, excedida uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano. O procedimento de estimativa pode ser consultado na norma brasileira NBR-6123: o modelo de distribuição estatística dá origem então a funções lineares (em escala log-log), a partir das quais é possível estimar o valor de velocidade para um dado tempo de recorrência predefinido (pela NBR, de 50 anos). Neste caso, foram obtidos  $V_{50} = 41,2 \text{ m/s}$  na estação do aeroporto Salgado Filho e  $V_{50} = 39,9 \text{ m/s}$  para Hercílio Luz. Para Laguna, pode ser adotado  $V_{50} = 41 \text{ m/s}$ .

### **4.2.2. Caracterização do escoamento e dos efeitos topográficos**

As características do escoamento na região da ponte foram avaliadas mediante um estudo experimental em túnel de vento, usando um modelo construído em escala reduzida 1:2000 (Figura 4.1). Dois tipos de testes foram realizados nesta avaliação do escoamento na região de interesse: (i) visualização das características do escoamento e (ii) medição das velocidades flutuantes com anemômetro de fio quente.

O estudo foi realizado no túnel de vento Prof. Jacek Piotr Gorecki da *Universidad Nacional del Nordeste* (UNNE), túnel de vento de camada limite de retorno aberto, projetado especificamente para ensaios estáticos e dinâmicos de modelos de construções civis. O túnel permite a simulação das principais características de ventos naturais e possui uma câmara de ensaios de 2,40 m de largura, 1,80 m de altura e 22,80 m de comprimento, onde o vento atmosférico foi simulado utilizando rugosidade superficial

distribuída em 14 m de comprimento da seção de testes do túnel, obtendo-se uma camada limite de aproximadamente 500 mm de espessura (Figura 4.2).

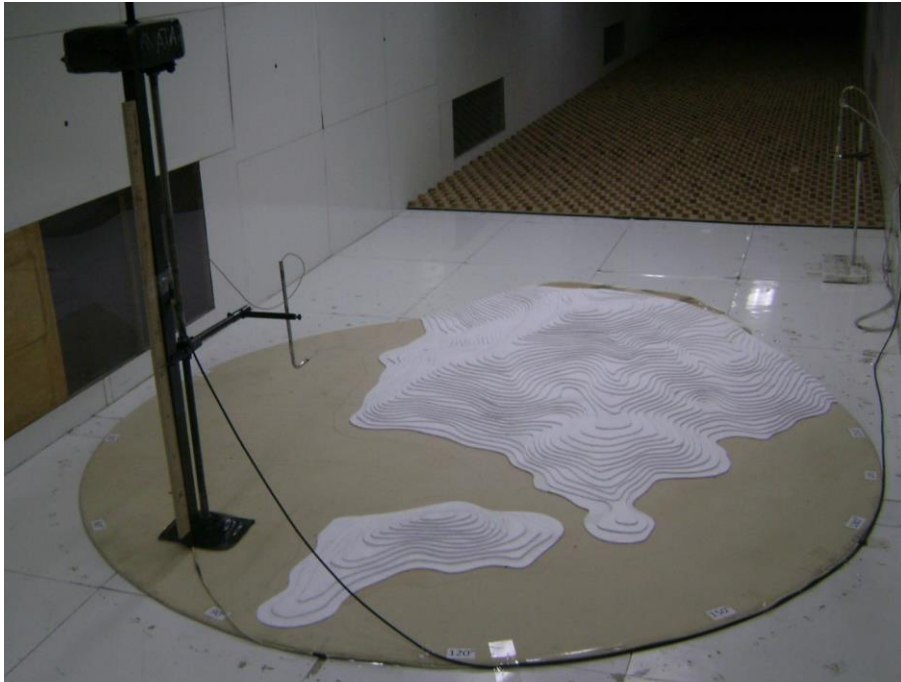


Figura 4.1 – Vista do interior do túnel de vento, mostrando o modelo reduzido da região vizinha à Ponte de Laguna (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

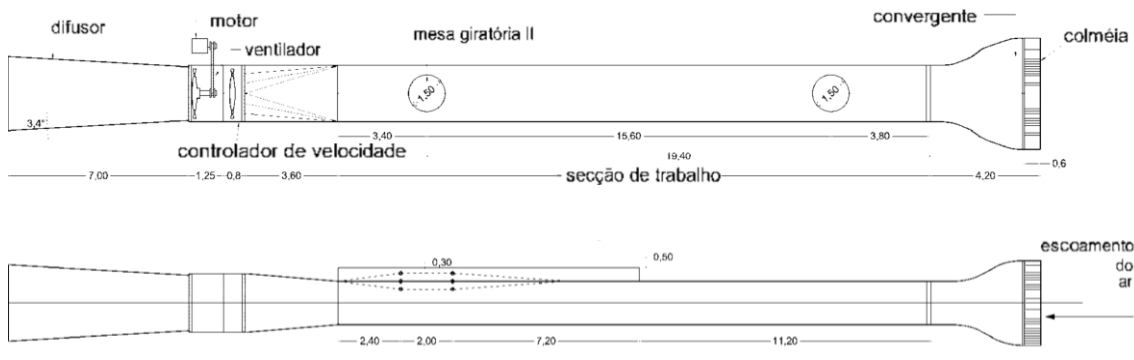


Figura 4.2 – Esquema do túnel de vento de retorno aberto Prof. Jacek Piotr Gorecki (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

Para este estudo foi simulado um vento incidente com um perfil potencial de velocidades medias de expoente  $p \approx 0,15$ , para intervalo de tempo de 1 hora, que corresponde a terrenos com rugosidade entre as Categorias I e II da NBR-6123, sendo: (i) Categoria I – Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente (a barlavento). Exemplos: mar calmo, lagos, rios e pântanos sem vegetação; (ii) Categoria II – Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual

a 1,0 m. Exemplos: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, charnecas e fazendas sem sebes ou muros.

O perfil vertical das velocidades médias no eixo longitudinal do túnel e intensidade ( $I_u$ ) da componente longitudinal da turbulência. O perfil das velocidades médias é expresso, aproximadamente, pela lei potencial:

$$\bar{U}(z) = \bar{U}_{ref} \left( z/z_{ref} \right)^p \quad (4.8)$$

onde  $\bar{U}(z)$  é a velocidade média na altura  $z$ ;  $\bar{U}_{ref}$  é a velocidade média em uma altura  $z_{ref}$  (382 mm, incidente a  $0^\circ$ ) e  $p \approx 0,15$  (entre Categorias I e II da NBR-6123).

A presença da turbulência do escoamento incidente, bem como aquela gerada pela própria topografia, torna o processo de visualização do escoamento mais complexo do que seria em relação a escoamentos laminares. Nestes ensaios foi empregada uma técnica de visualização através de elementos flexíveis, que permitem identificar fenômenos de reversão do escoamento, correntes transversais, esteiras de vórtices e regiões de alta turbulência (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Elementos flexíveis dispostos na região da ponte, para identificação de padrões de escoamento (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

A caracterização prévia do escoamento foi realizada mediante ao estudo de visualização com vento incidente a partir de nove ângulos (Figura 4.4):  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $120^\circ$ ,  $150^\circ$ ,  $180^\circ$ ,  $195^\circ$  e  $210^\circ$ . As hastes flexíveis (Figura 4.3), colocadas na região da

ponte, permitiram definir as direções mais relevantes para o posicionamento das sondas do anemômetro de fio quente.

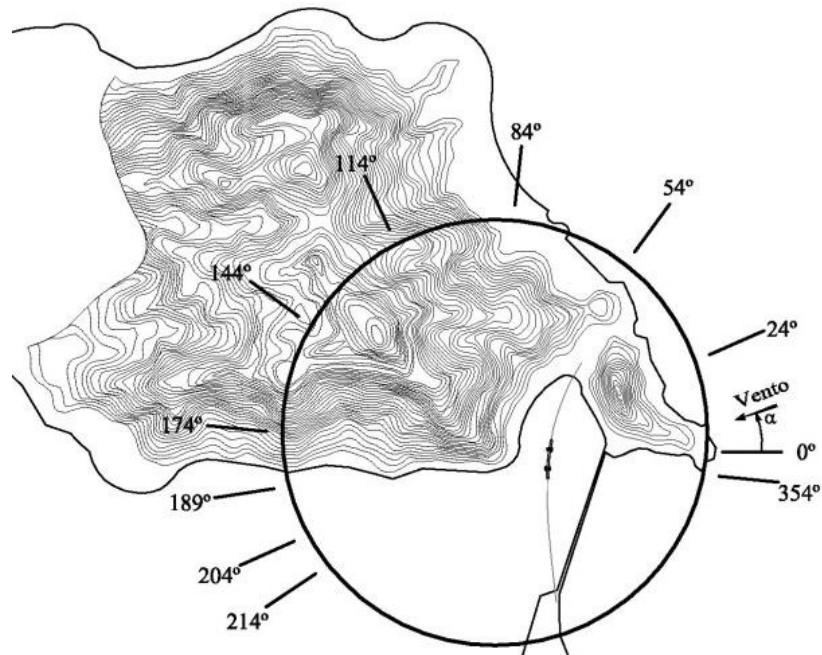


Figura 4.4 – Ângulos de incidência de vento sobre a estrutura com relação ao Norte geográfico (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

Para o vento incidindo a  $0^\circ$ , não foi identificado efeito da topografia sobre o escoamento na região dos mastros. Quando o vento incide a  $30^\circ$  observou-se uma alteração na direção do escoamento médio incidente, inclusive apresentando direções distintas do escoamento para cada mastro, devido à influência parcial do morro menor sobre o escoamento incidente a barlavento. Para vento incidindo a  $60^\circ$ , observou-se um aumento da turbulência do escoamento na região dos mastros devido aos efeitos do morro menor, o qual está situado completamente a barlavento para esta direção. No caso do vento incidindo a  $90^\circ$ , o escoamento aparenta uma maior uniformidade, indicando uma menor influência (sobre o escoamento médio) da presença dos morros. A avaliação visual para  $120^\circ$ , indica um nítido condicionamento do escoamento devido à presença do morro maior, causando uma alteração na direção do vento médio incidente para diversos pontos na região em torno da ponte. A direção de incidência na própria ponte é alterada em relação ao vento médio incidente de barlavento, sem a influência dos morros. A visualização do escoamento para vento médio incidindo a  $150^\circ$ ,  $180^\circ$  e  $195^\circ$  demonstra o efeito do morro maior a barlavento. O descolamento do escoamento junto ao morro causou instabilidade e elevada turbulência nas hastes flexíveis. Entretanto, na região mais próxima à localização da ponte, as linhas de corrente parecem se alinhar novamente com

a direção do vento médio incidente a barlavento. Para o vento incidindo a 210°, a influência do morro maior é parcial, observando-se que o escoamento apresenta direções distintas para cada mastro.

Uma vez identificadas as alterações no escoamento, parte-se para a medição das características típicas do vento. Os resultados das medições das velocidades instantâneas do vento são apresentados na forma de perfis verticais de velocidades médias e intensidades da componente longitudinal da turbulência (Figuras 4.11), bem como os espectros de potência da componente longitudinal da turbulência. As medições foram realizadas nas posições de cada mastro da ponte e ao centro do vão do tabuleiro.

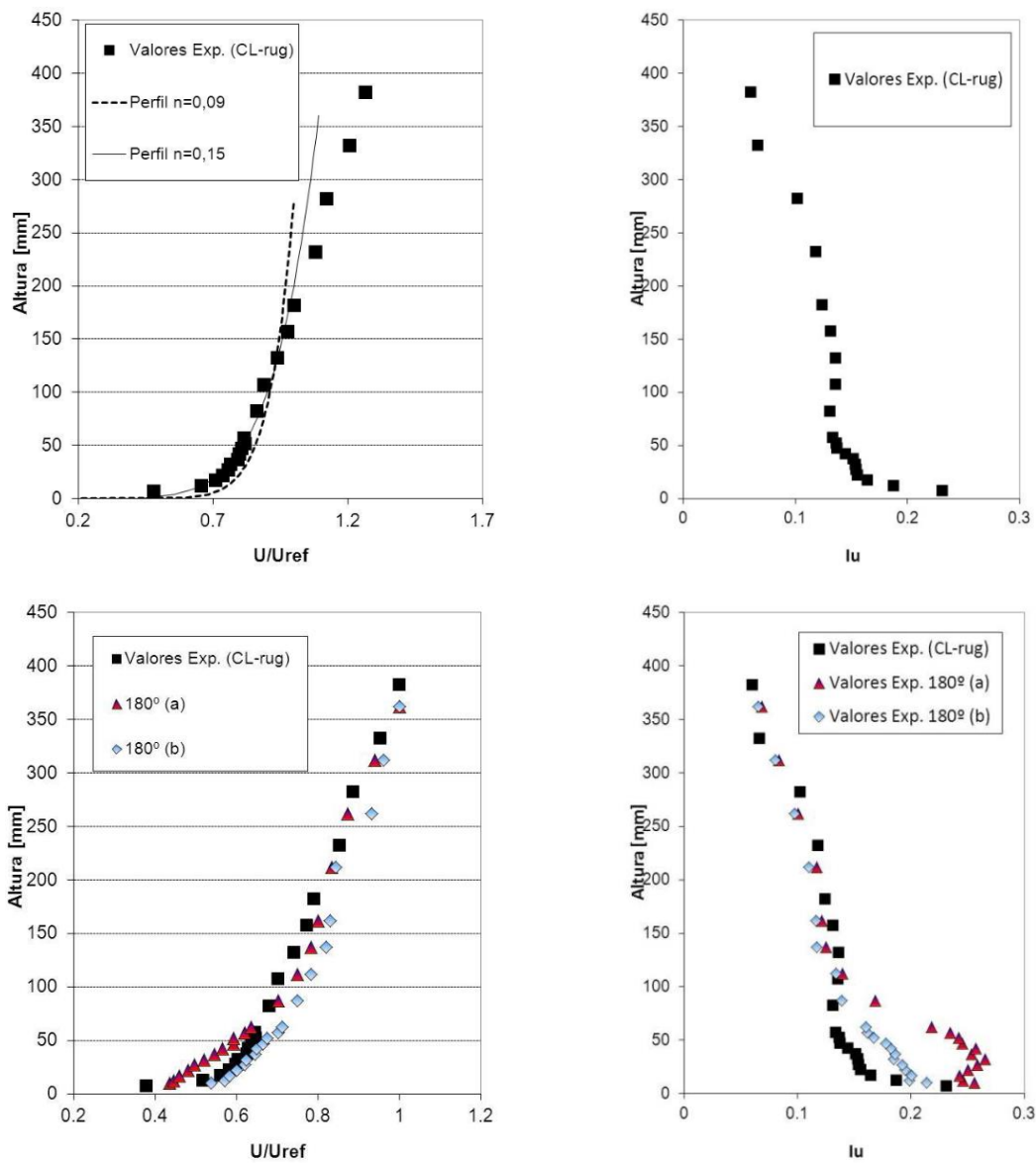


Figura 4.5 – Perfis de velocidades médias e intensidades de turbulência medidos nas posições correspondentes às duas torres da ponte, com vento incidente a 0° (acima) e 180° (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

Os perfis verticais foram obtidos ao longo de 20 pontos distribuídos em distintas alturas e da seguinte forma: a partir das medições de velocidades instantâneas ( $U(z)$ ) do vento, foram calculadas as velocidades médias temporais,  $\bar{U}(z)$ , e as flutuações de velocidade,  $u'(z) = U(z) - \bar{U}(z)$ . Como variável representativa das flutuações de velocidade, foi utilizado o valor *rms* (*root mean square*) da flutuação de velocidade ( $u'(z)$ ). As velocidades médias foram normalizadas com a velocidade média na altura de referência ( $U_{ref}$ ), enquanto o valor *rms* foi adimensionalizado com a velocidade média no ponto de medição  $U(z)$  definindo a intensidade local de turbulência  $I_u$ :

$$\bar{U}_{ad}(z) = \bar{U}(z)/U_{ref} \quad (4.9)$$

$$I_u(z) = u'(z)/\bar{U}(z) \quad (4.10)$$

onde  $u'$  é o valor *rms* ou desvio padrão das flutuações da velocidade do vento na direção do escoamento principal, em um ponto de cota  $z$ ;

$U_{ref}$  é a velocidade média de referência do vento, na direção do escoamento principal, na altura  $z_{ref}$  (aproximadamente 750 m acima do nível do mar).

Foram avaliadas as características do escoamento na região da ponte para as nove direções de vento incidente. Os valores da velocidade média e da intensidade local da turbulência obtidos para a direção de vento 0° foram considerados como os perfis de referência para a comparação com as outras direções de vento. Para vento incidindo a 30°, ocorreu um pequeno incremento da velocidade, de valor aproximadamente constante, enquanto os valores das flutuações de velocidade se mantiveram semelhantes aos do perfil de referência (0°). Na direção de vento incidente de 60° aparecem os efeitos do morro menor (a barlavento da ponte nesta direção), provocando uma diminuição da velocidade para a posição da torre a oeste e um aumento da intensidade da turbulência na região mais baixa do perfil (justamente onde está localizada a ponte). Este acréscimo na intensidade das flutuações se manifesta na posição das torres, apesar dos perfis apresentarem configurações diferentes. Na direção 90° acontece o maior aumento na velocidade média, o que está de acordo com a configuração topográfica a barlavento do ponto de medição, o qual provoca um afunilamento do escoamento entre ambos os morros. A diminuição da intensidade local da turbulência deve-se basicamente ao incremento local da velocidade média, uma vez que as flutuações da velocidade permaneceram praticamente inalteradas. Este acréscimo nos valores de velocidade deve ser considerado na avaliação dos efeitos estáticos do vento.

Para vento incidindo na direção de 120°, um pequeno aumento da velocidade é observado, enquanto os valores das flutuações de velocidade praticamente não se alteram, causando então uma diminuição nos valores da intensidade da turbulência para esta região. Os valores nos pontos mais próximos à zona onde localiza-se a ponte não sofrem alterações significativas. Já para a direção de 150°, os efeitos do morro maior a barlavento provocam uma pequena diminuição da velocidade média e um incremento significativo da intensidade de turbulência. É possível observar diferenças entre as posições das duas torres, tanto nos valores das velocidades médias quanto na configuração dos perfis de intensidades da turbulência. Os perfis na posição da torre a oeste mostram maiores diminuições das velocidades médias e maiores acréscimos na intensidade da turbulência na região mais baixa. Para direção de 210°, verifica-se um leve aumento das velocidades médias e um aumento das flutuações da velocidade do vento. Nesta direção foi avaliada apenas a posição da torre a oeste, visto que os efeitos da topografia a barlavento sobre a outra torre são de menor importância.

A avaliação dos espectros da componente longitudinal da turbulência foi realizada com o intuito de caracterizar os efeitos do entorno topográfico com relação às escalas da turbulência do vento incidente. Assim, a partir da caracterização do vento incidente na situação de menor perturbação a barlavento (direção 0°), foram realizadas comparações com os espectros obtidos na zona onde está localizada a ponte, para as direções consideradas mais afetadas pela topografia próxima. Os espectros foram determinados em três alturas distintas, nas das duas torres e no meio do vão estaiado, definidas anteriormente: cota  $z_1$ , a 12 mm do piso do túnel (24m em escala real); cota  $z_2$ , a 27 mm do piso do túnel (54m em escala real), que representa aproximadamente metade da altura do mastro; e cota  $z_3$ , a 40 mm do piso do túnel (80m em escala real), que representa aproximadamente a altura total do mastro.

Inicialmente são apresentados os espectros obtidos com vento incidindo a 0°, sendo logo em seguida comparados com o espectro atmosférico de Von Kármán na forma adimensional, para a mesma incidência. Os espectros obtidos nas direções de 60° e 195° são comparados com aqueles correspondentes a 0°, considerados como os valores de referência, para observar os efeitos da topografia. Desta forma, os espectros na direção 60° permitem caracterizar as modificações provocadas pelo morro menor na distribuição da turbulência (no domínio da frequência), enquanto os espectros correspondentes a 195° são representativos do que acontece pela ação do morro maior.



As características do escoamento simulado no túnel de vento em relação ao escoamento atmosférico foram avaliadas por meio de espectros adimensionalizados medidos nas cotas  $z_1$ ,  $z_2$  e  $z_3$ , comparados com o espectro de von Kármán (Figura 4.12). A função de densidade espectral  $S_u$  foi adimensionalizada como  $f S_u / \sigma_u^2$  e a frequência  $f$  como  $f L_u / U$ , onde  $\sigma_u^2$  é a variância das flutuações de velocidade,  $L_u$  a escala integral de turbulência e  $U$  a velocidade média.

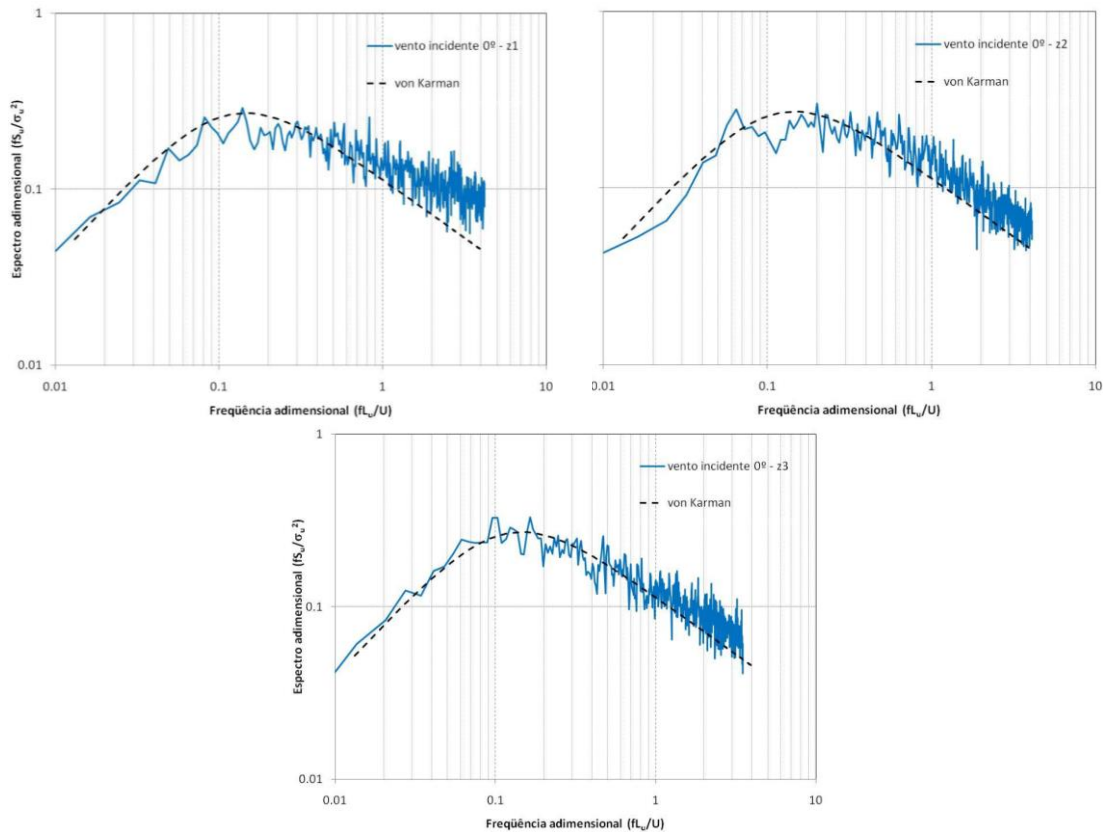


Figura 4.6 – Espectros de potências obtidos das medições nas cotas  $z_1$ ,  $z_2$  e  $z_3$  adimensionalizados e comparados aos espectros teóricos de Von Kármán (vento incidindo a  $0^\circ$ ), LOREDO-SOUZA *et al.* (2014).

A visualização do escoamento permitiu definir as direções mais relevantes para a avaliação quantitativa do campo de velocidades mediante o uso do sistema de anemometria de fio quente. Já a análise dos perfis verticais de velocidade média e da intensidade da turbulência permite constatar que o maior aumento na velocidade média acontece na direção  $90^\circ$ , sendo isto devido ao afunilamento do vento entre ambos os morros. Os efeitos mais nítidos do morro menor se manifestam na direção de vento incidente de  $60^\circ$ , verificando-se uma diminuição da velocidade e aumento da intensidade de turbulência na região de localização da ponte (comportamento semelhante foi observado também nas direções  $150^\circ$ ,  $180^\circ$  e  $195^\circ$ ).

A partir das avaliações dos perfis do vento, foram definidas as posições e pontos de medição para a realização da análise espectral. A comparação dos espectros de referência ( $0^\circ$ ) com os espectros medidos nas posições  $60^\circ$  e  $195^\circ$  (nas quais se verificam incrementos das flutuações da velocidade) permite observar que ocorrem mudanças na distribuição de energia da turbulência, no domínio da frequência. Além disso, os espectros não apresentam picos espectrais claramente definidos que indiquem a existência de algum fenômeno específico atuando na zona de localização da ponte. Conclui-se também, na avaliação estática dos carregamentos do vento, que deveriam ser considerados os incrementos de velocidade média que acontecem na direção de  $90^\circ$ . A fim de estar a favor da segurança, os valores *rms* a serem considerados das flutuações de velocidade são para a direção de  $60^\circ$ . Com relação à avaliação das ações dinâmicas do vento, as modificações espectrais não indicaram a existência de algum fenômeno caracterizado por uma frequência específica.

#### **4.2.3. Determinação dos coeficientes aerodinâmicos a partir do modelo seccional rígido**

O modelo seccional consiste na reprodução aerodinâmica de um trecho do tabuleiro em escala convenientemente escolhida conforme as características do vento simulado e conforme as leis de semelhança. As forças aerodinâmicas são determinadas através da integração das pressões sobre a superfície exposta, medidas em pontos escolhidos ou, alternativamente, através de células de carga, como foi realizado neste estudo. Quando o objetivo dos ensaios é o conhecimento das forças médias, o modelo reduzido utilizado é do tipo rígido, ou seja, confeccionado de forma a reproduzir apenas as dimensões físicas relevantes da estrutura e do escoamento, sem a representação de apoios elásticos que introduzam os modos de vibração da estrutura.

A construção e instrumentação do modelo reduzido, o processamento e análise dos resultados foram realizados pela Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda., e os ensaios foram realizados no túnel de vento de retorno fechado Prof. Joaquim Blessmann (Figura 4.7) no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

Um modelo seccional reduzido com a seção transversal do tabuleiro do viaduto (Figura 4.8) foi projetado e construído em escala geométrica 1:65 e foi testado tanto em escoamento suave como em escoamento turbulento para a medição dos coeficientes aerodinâmicos estáticos (médios) devidos à ação do vento: coeficientes de arrasto (na

direção do vento); coeficientes de sustentação (perpendiculares à direção do vento); coeficientes de torção (dos momentos torçores atuantes no tabuleiro).

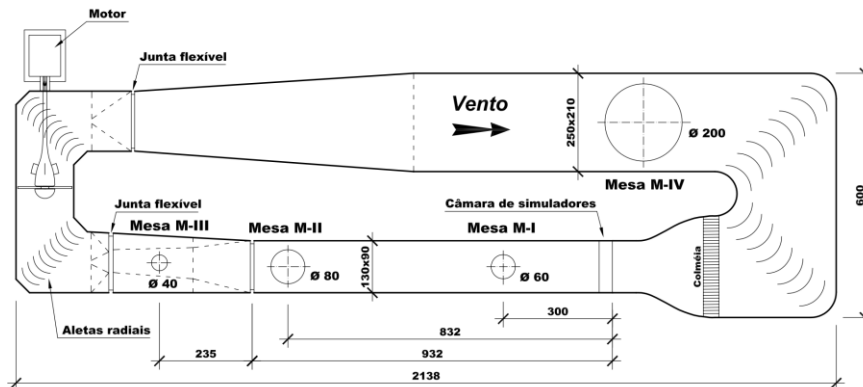


Figura 4.7 – Túnel de vento de retorno fechado Prof. Joaquim Blessmann (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

O modelo tem um comprimento de 1.205mm correspondendo a um trecho de 78,325m de comprimento na ponte real, em uma escala 1:65. O modelo foi construído em alumínio 5052, plástico ABS (acrilonitrila butadieno estireno) e madeira balsa, sendo representados todos os detalhes significativos da seção do viaduto, incluindo guarda-rodas.



Figura 4.8 – Modelo seccional rígido no interior do túnel de vento (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

A célula de carga de três componentes é fixada de forma concêntrica ao eixo do modelo e paralela ao eixo do túnel. Após sua instalação na câmara de ensaios do túnel de vento, é realizada a calibração, possibilitando a realização dos registros de força de arrasto, sustentação e torção média ( $F_a$ ,  $F_s$  e  $M_t$ ), para diferentes valores de velocidade do escoamento, e a determinação dos coeficientes aerodinâmicos (Figuras 4.15 a 4.17).

$$C_a = \frac{F_a}{\frac{1}{2}\rho\bar{U}^2B} \quad C_s = \frac{F_s}{\frac{1}{2}\rho\bar{U}^2B} \quad C_m = \frac{M_t}{\frac{1}{2}\rho\bar{U}^2B^2} \quad (4.11)$$

onde  $F_a$ ,  $F_s$  e  $M_t$  são as forças de arrasto, sustentação e momento, respectivamente;

$\rho$  é a massa específica do ar;

$\bar{U}$  é a velocidade média do escoamento;

$B$  é a largura do tabuleiro, igual a 26,23m.

O levantamento das forças aerodinâmicas atuantes no modelo seccional reduzido foi realizado girando-se o modelo entre  $-10^\circ$  e  $+10^\circ$ , com intervalos de  $1^\circ$ . Valores muito maiores da inclinação do vento só teriam maior importância se o escoamento médio do vento fosse inclinado devido às condições topográficas.

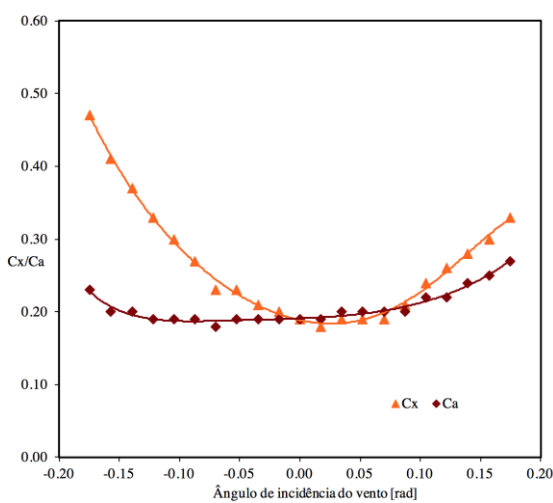


Figura 4.9 – Coeficiente de arrasto  $\times$  âng. de incidência (escoamento turbulento), LOREDO-SOUZA *et al.* (2014).

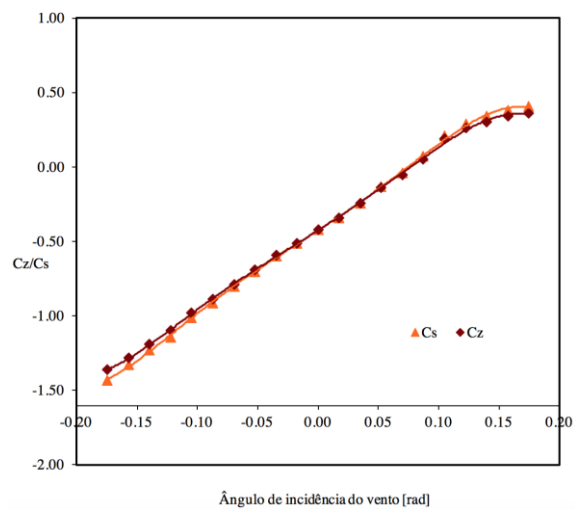


Figura 4.10 – Coeficiente de sustentação  $\times$  âng. de incidência (escoamento turbulento), LOREDO-SOUZA *et al.* (2014).

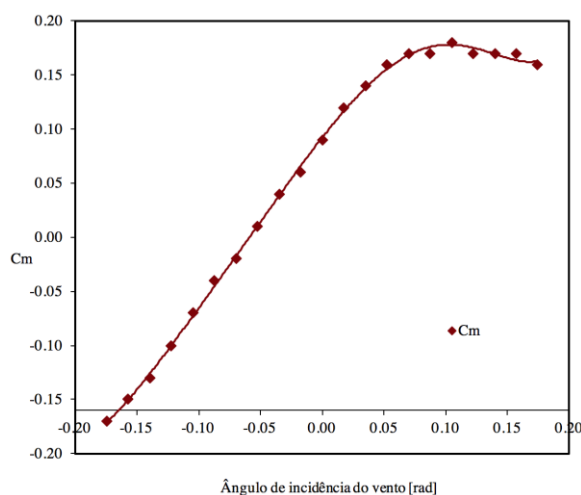


Figura 4.11 – Coeficiente de momento  $\times$  ângulo de incidência (escoamento turbulento), LOREDO-SOUZA *et al.* (2014).

#### 4.2.4. Determinação das velocidades críticas de *flutter* e desprendimento de vórtices a partir do modelo seccional sobre apoios elásticos

Nesta etapa de ensaios, o modelo reduzido seccional é fixado a um par de suportes flexíveis (Figura 4.12), a fim de reproduzir as propriedades dinâmicas da estrutura real. Em seguida, são medidas as amplitudes de vibração do tabuleiro em função da velocidade do vento em dois graus de liberdade: translação vertical, e rotação em torno do eixo longitudinal. São identificadas as velocidades críticas de *flutter* e desprendimento alternado de vórtices, para comparação com as velocidades do local da obra.



Figura 4.12 – Apoios flexíveis fixados ao modelo seccional a fim de reproduzir as propriedades dinâmicas do tabuleiro (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2014).

Os ensaios foram realizados para diferentes ângulos de ataque de vento, dois níveis de amortecimento e dois níveis de turbulência. Os ângulos de ataque foram  $-6^\circ$ ,  $-4^\circ$ ,  $-1,15^\circ$ ,  $0^\circ$ ,  $+1,15^\circ$ ,  $+4^\circ$ ,  $+6^\circ$ , sendo  $-1,15^\circ$  e  $+1,15^\circ$  o ângulo da superelevação do tabuleiro. Os níveis de amortecimento modelados foram: (1) 0,18% para translação e 0,32% para rotação (amortecimento do modelo); (2) 1,16% para translação e 1,90% para rotação (amortecimento do modelo + amortecimento imposto). Os níveis de escoamento simulados foram: (1) escoamento suave, com intensidade de turbulência de 0,36% no nível do modelo; (2) escoamento turbulento, com intensidade de 10,90%. Foi observado:

\* ressonância por desprendimento de vórtices em 15m/s (para um ângulo de ataque de  $-6^\circ$ ), em  $\sim 17$ m/s (para os ângulos de ataque de  $-4^\circ$ ,  $0^\circ$ ,  $+1,15^\circ$ ) e em 27m/s ( $-6^\circ$  e  $-4^\circ$ ), no modelo com amortecimento mínimo em escoamento suave; no modelo com amortecimento mais elevado em escoamento suave, a ressonância por desprendimento de vórtices ocorre em 27m/s (para os ângulos de ataque de  $-6^\circ$  e  $-4^\circ$ );

\* *flutter* em velocidades superiores a 34m/s (para um ângulo de ataque de  $-6^\circ$ ), 65m/s (para um ângulo de ataque de  $-1,15^\circ$ ) e 68m/s (para um ângulo de ataque de  $-4^\circ$ ), no modelo com amortecimento mínimo em escoamento suave.

Nos demais casos, não foram observadas amplitudes de vibração importantes (isso inclui todos os ângulos de ataque, nos dois casos de amortecimento, em escoamento turbulento). As Figuras 4.19 e 4.20 ilustram as curvas de resultados onde são identificados o fenômeno de *flutter* para um ângulo de ataque de  $-6^\circ$  e o desprendimento de vórtices em 17m/s e 27m/s para um ângulo de ataque de  $-4^\circ$  (modelo com amortecimento mínimo em escoamento suave).

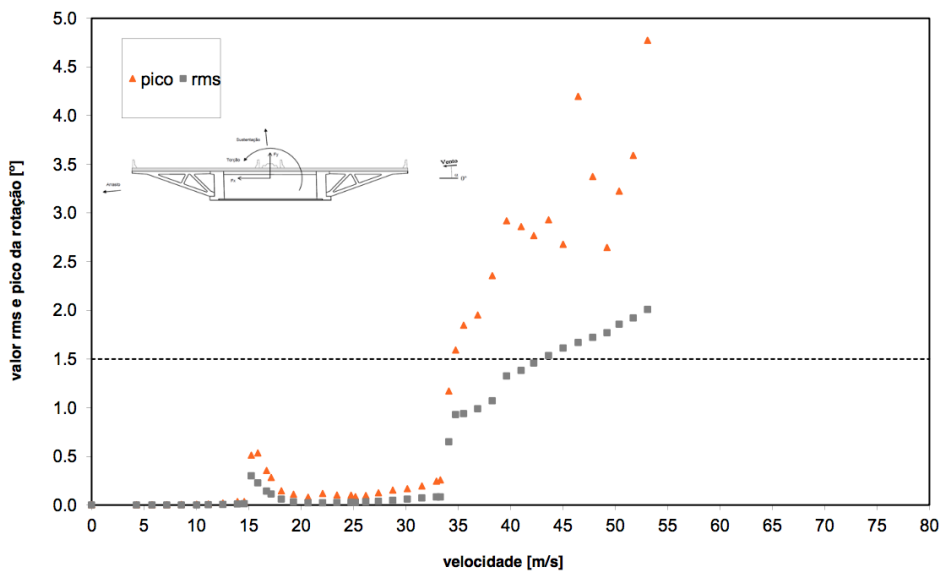


Figura 4.13 - Rotações no modelo seccional para um ângulo de ataque de  $-6^\circ$  (modelo com amortecimento mínimo em escoamento suave), LOREDO-SOUZA *et al.* (2014).

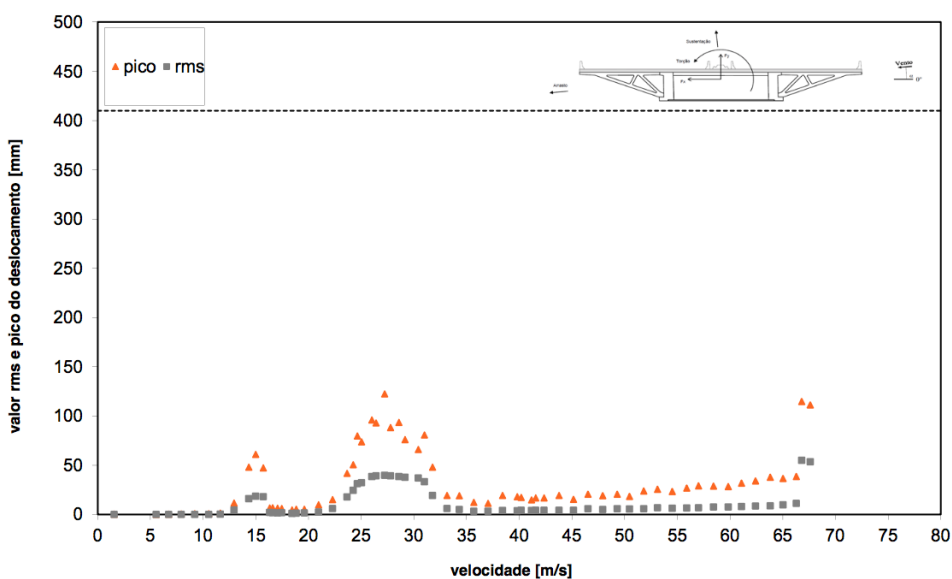


Figura 4.14 – Deslocamentos verticais no modelo seccional para um ângulo de ataque de  $-4^\circ$  (modelo com amortecimento mínimo em escoamento suave), LOREDO-SOUZA *et al.* (2014).

#### **4.2.5. Análise dinâmica do modelo físico aeroelástico completo**

O modelo físico aeroelástico completo permite a verificação direta da estabilidade da ponte sob ação de ventos extremos e a investigação de possíveis oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices ou pelo fenômeno de flutter. Como a estrutura é construída em três dimensões, todos os seus graus de liberdade são simulados e podem ser mobilizados sob ação do escoamento (em oposição ao modelo seccional, que possui apenas três graus de liberdade). É o modelo, portanto, que melhor simula o comportamento do sistema global, constituído não apenas do tabuleiro, mas da sua associação às torres, estais, apoios e fundações. Investigações quanto ao comportamento da estrutura incompleta, em fase construtiva, também podem ser realizadas através de modelos completos.

Reitera-se que, além de serem geometricamente semelhante à estrutura real, os modelos físicos devem satisfazer as condições de semelhança no que se refere à distribuição de massas, de frequência reduzida, de amortecimento mecânico (embora já se tenha discutido a dificuldade em representar este parâmetro) e dos modos próprios de vibração. Assim, a construção de um modelo reduzido completo pode ser complicada e muito trabalhosa. Outro fator limitante são as dimensões do túnel de vento: estruturas de vãos muito longos, para respeitarem os fatores de escala pretendidos, exigem instalações também de grandes dimensões. Destaca-se o exemplo da ponte de Akashi-Kaikyo, cujo modelo em escala 1:100 motivou a construção de um túnel de vento com 41 metros de largura em Tsukuba, Japão.

Os ensaios no modelo físico aeroelástico completo da Ponte de Laguna também foram conduzidos no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann (LAC/UFRGS). Novamente, a construção e instrumentação do modelo, o processamento e análise dos resultados foram realizadas pela Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda. No âmbito do projeto da ponte, a construção de um modelo completo foi motivada pelas baixas frequências naturais de vibração livre (1º modo de aproximadamente 0,39Hz para a ponte completa), que implicam na intensificação de respostas ressonantes com a turbulência atmosférica e na maior susceptibilidade a fenômenos aeroelásticos. Assim, a principal função do modelo é de identificar os fenômenos de interação vento-estrutura no sistema completo e incorporar os efeitos da admitância aerodinâmica na resposta estrutural registrada experimentalmente. Reitera-se que o modelo aeroelástico representa não apenas a forma aerodinâmica da estrutura, mas também seu comportamento estrutural

dinâmico, ou seja, forças inerciais, forças restitutivas e forças dissipativas, conforme a escala de semelhança adotada. O projeto do modelo aeroelástico completo foi feito de forma a reproduzir as mesmas propriedades estruturais adotadas para os cálculos da fase teórico-experimental. A massa do modelo é determinada pela escala de comprimento (1:200) e pela escala de massa específica (1:1) adotadas, e se constitui na propriedade mais facilmente imposta.

O tabuleiro é constituído de uma espinha em alumínio que fornece a rigidez adequada nos três graus de liberdade (flexão segundo os dois eixos ortogonais e torção), à qual são afixados elementos complementares, que representam a forma aerodinâmica e a massa do conjunto. Os elementos complementares do tabuleiro são fixados através de presilhas e parafusos de aço, posicionados nos pontos de fixação dos estais, para evitar que os complementos tenham influência significativa na rigidez projetada. Também são reproduzidos os guarda-corpos e guarda-rodas.

Mastros, apoios, estais e fundações são modelados seguindo os mesmos princípios de atendimento às leis de semelhança. As Figuras 4.21 a 4.24 ilustram detalhes do modelo construído e a Figura 4.25 mostra o modelo completo já no interior do túnel de vento, instrumentado com os acelerômetros e anemômetros de fio quente.

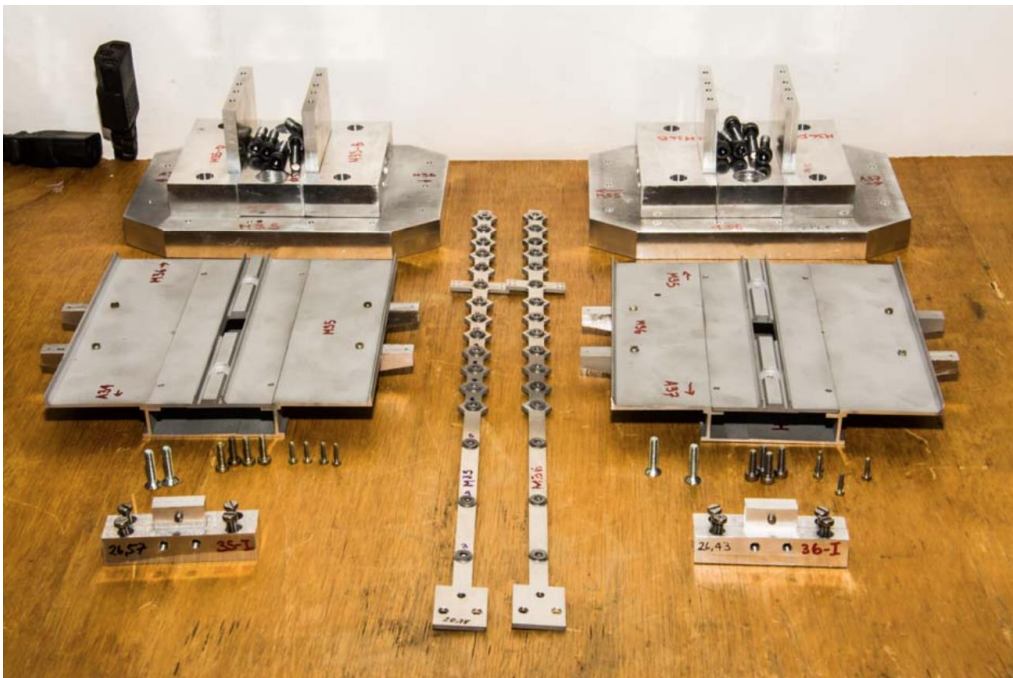


Figura 4.15 - Peças em alumínio para construção do modelo: apoios, tabuleiro e torres (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2015).





Figura 4.16 - Detalhe das fundações dos apoios com fios de aço, em mesmo número que as estacas e comprimento livre para representar a flexibilidade na interação solo-estrutura (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2015).

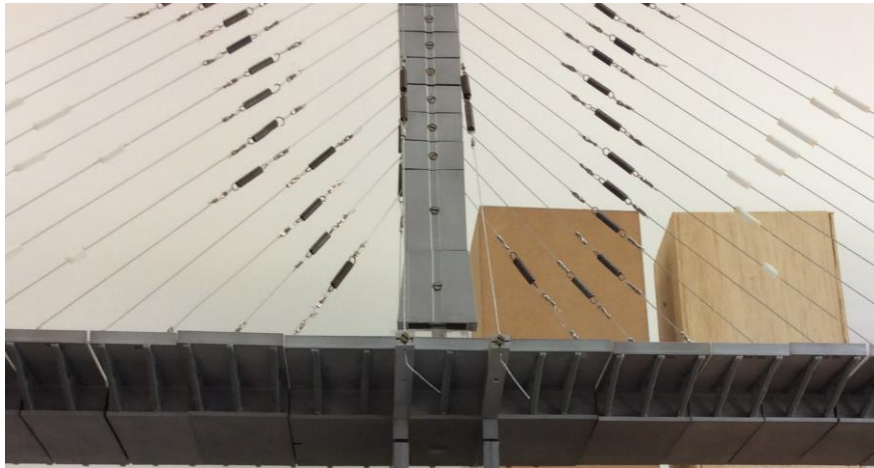


Figura 4.17 - Molas e *bullets* utilizados para dar elasticidade aos estais modelados (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2015).

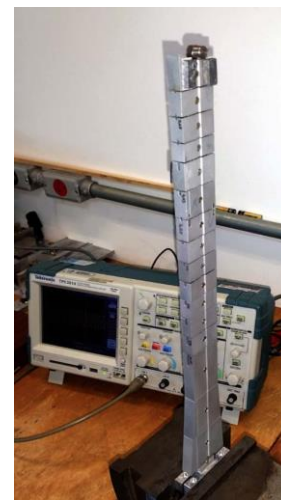
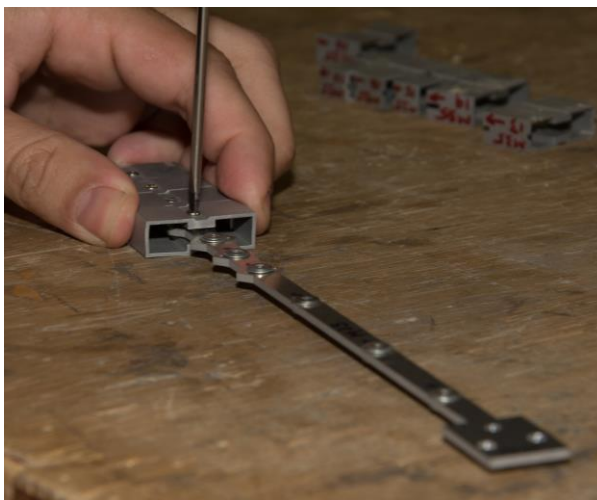


Figura 4.18 - Montagem e calibração das frequências naturais das torres (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2015).

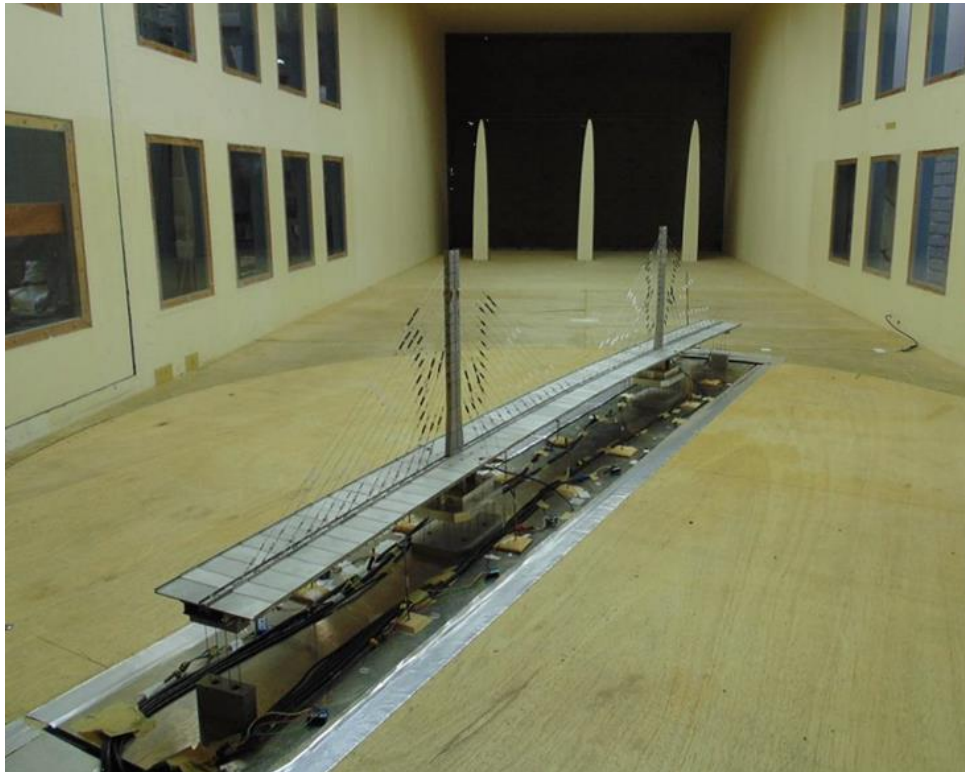


Figura 4.19 - Modelo aeroelástico completo no túnel de vento do LAC/UFRGS (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2015).

Os estais foram modelados segundo sua rigidez e tensão axial e o arrasto aerodinâmico. A rigidez axial foi modelada em escala através de pequenas molas projetadas estai por estai (Figura 4.17). O cabo é constituído de aço inox, considerado inextensível, e a flexibilidade é dada pela mola. O arrasto aerodinâmico foi imposto através de cilindros (*bullets*) discretos, de maneira a reproduzir, na escala do modelo, o mesmo arrasto aerodinâmico esperado para os estais da estrutura real.

Os resultados dos ensaios do modelo completo são expressos em termos de aceleração e de deslocamentos, para diferentes direções e velocidades do vento. Lembre-se que os deslocamentos são obtidos da dupla integração dos valores de aceleração, que são os verdadeiros dados adquiridos durante o ensaio. As velocidades do escoamento foram medidas com anemômetros de fio quente, posicionados em uma altura de referência correspondente a 35 metros acima do nível da água.

Foram realizados ensaios reproduzindo também a ponte em fase construtiva, condição em que o conjunto apoio, torre e aduelas em balanço apresentam frequências fundamentais ainda mais baixas e grande susceptibilidade aos efeitos do vento. Como este trabalho se concentra na ponte completa, os resultados na fase construtiva não são apresentados aqui.

## 5. COMPARAÇÃO TEÓRICO-EXPERIMENTAL

O modelo que se deseja construir, seja ele teórico ou físico, deve reunir parâmetros que descrevam adequadamente o comportamento dinâmico estrutural do protótipo. Sua validação completa só poderá ser realizada a partir de medições na estrutura real construída, com aquisição das acelerações, deslocamentos e esforços nos elementos, determinação do amortecimento, registro das velocidades do vento em diferentes pontos e direções – permitindo determinar com precisão os perfis, os espectros de potência, comprimentos de turbulência e correlação espacial –, além de verificar a ocorrência de fenômenos aeroelásticos. Nas fases de projeto e análise de novas pontes, o modelo matemático-computacional pode ser validado através de uma boa correlação com os resultados experimentais de um modelo físico aeroelástico completo em escala reduzida, nos quais os ensaios em túnel de vento podem ser realizados com características de escoamento representativas do local onde a ponte será construída, como foi realizado neste trabalho.

Modelos físicos aeroelásticos completos em escala reduzida constituem então uma ferramenta muito útil para a identificação dos fenômenos aeroelásticos em fase de projeto especialmente de estruturas não usuais, onde a previsão dos efeitos do vento pode não ser tão evidente. Entretanto, foi visto que sua construção pode ser muito trabalhosa. Não apenas em função das dificuldades em atender às leis de semelhança física, mas em simular fielmente as características do escoamento do vento e, por extensão, as forças aerodinâmicas atuando sobre a estrutura sob efeito da turbulência.

Modelos teóricos são, em muitos aspectos, menos complicados de serem construídos que seus correspondentes físicos. Neles, a inclusão e a alteração de dados é muito simples, através de um modelo matemático-computacional, permitindo fazer variar características como a resistência do material, a seção transversal dos elementos, o arranjo dos estais, a taxa de amortecimento, a distribuição de massas, as características do escoamento etc. Como descrito por BATTISTA *et al.* (2015), a análise do comportamento aeroelástico durante a etapa de projeto pode ser realizada apenas com base nos modelos teóricos até certo ponto, se forem seguidas as recomendações usuais encontradas na literatura técnica e os parâmetros prescritos por normas de projeto, mas dificilmente poderá ser devidamente conduzida se não contar pelo menos com resultados de ensaios em túnel de vento em modelo seccional do tabuleiro (talvez com o suporte de CFD). Dependendo das características dinâmicas das torres, e da geometria de sua seção

transversal, apenas testes do modelo seccional do tabuleiro são necessários. O modelo matemático então se serve dos coeficientes aerodinâmicos e das respostas em termos de amplitudes  $\times$  velocidade média do vento obtidas em ensaios em túnel de vento dos modelos seccionais rígidos e móveis.

Os modelos (numérico-computacional e físico em escala reduzida) para a Ponte de Laguna forneceram uma série de resultados, que serão comparados a seguir, a fim de validar as premissas e a aplicação da formulação teórica.

### 5.1. Correlação em vibrações livres e determinação da taxa de amortecimento

A primeira verificação diz respeito às características dinâmicas fundamentais da estrutura, que vão interferir nas respostas sob ação de vento. As frequências naturais e modos de vibração teóricos do modelo numérico computacional foram fornecidos ao túnel de vento para a construção do modelo físico. Na Tabela 5.1, os modos e frequências do modelo numérico-computacional, já apresentados no item 4.2, são repetidos e comparados às frequências obtidas dos espectros do modelo físico aeroelástico completo em vibrações livres, após solicitação do vão central em flexão vertical.

Tabela 5.1 - Frequências naturais e modos de vibração dos modelos aeroelásticos completos.

modo	físico (Hz)	teórico (Hz)	forma modal do tabuleiro	forma modal das torres
1	0,44	0,43	flexão lateral	<b>flexão lateral antissimétrica</b>
2	/	0,47	flexão lateral e torção	<b>flexão lateral simétrica</b>
3	0,46	0,52	flexão lateral	<b>flexão lateral antissimétrica</b>
4		0,55	translação longitudinal	flexão longitudinal
5		0,57	<b>flexão lateral e torção</b>	flexão lateral simétrica
6	0,97	0,60	<b>flexão vertical e torção</b>	flexão longitudinal e lateral
7		0,72	<b>flexão lateral</b>	flexão lateral antissimétrica
8		0,92	<b>flexão lateral</b>	flexão lateral simétrica
9		0,99	<b>flexão vertical</b>	-

O amortecimento constitui uma das regras de semelhança aeroelástica necessárias para a construção de um modelo físico completo representativo nos ensaios em túnel de vento e seus valores determinam sensivelmente as amplitudes das respostas. Entretanto, o amortecimento é um parâmetro muito difícil de ser simulado com precisão.

Para o estudo comparativo proposto neste trabalho, a taxa de amortecimento do modelo aeroelástico completo foi estimada por meio dos ensaios de vibrações livres e em

seguida fornecida para o modelo numérico-computacional, como se segue. As Figuras 5.1 a 5.6 apresentam os sinais em termos de deslocamentos (e os autoespectros correspondentes), registrados no centro do vão central e no topo das duas torres.

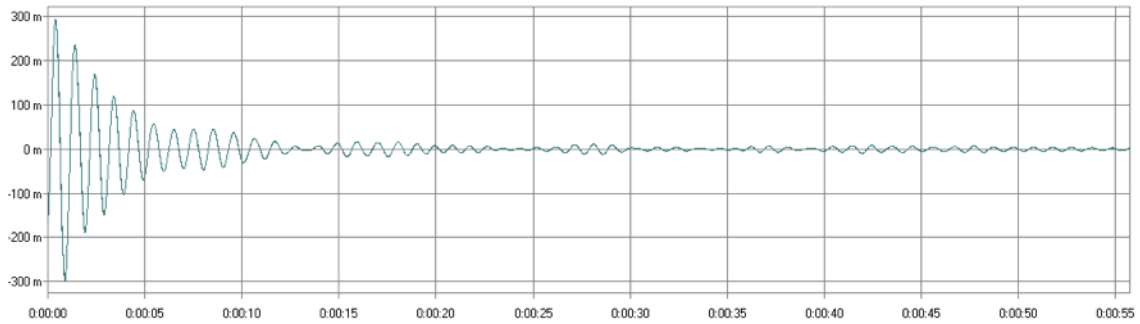


Figura 5.1 - Deslocamentos no centro do vão central, em vibrações livres, após solicitação do vão central do modelo aeroelástico completo.

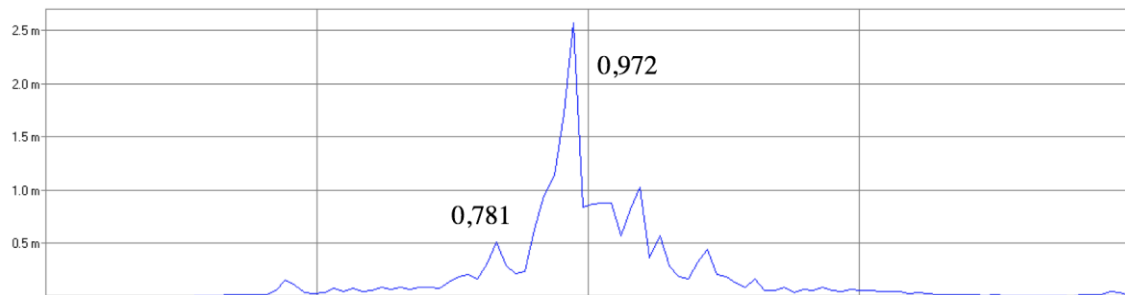


Figura 5.2 - Espectro do sinal registrado no centro do vão central, em vibrações livres, após solicitação do vão central do modelo aeroelástico completo.

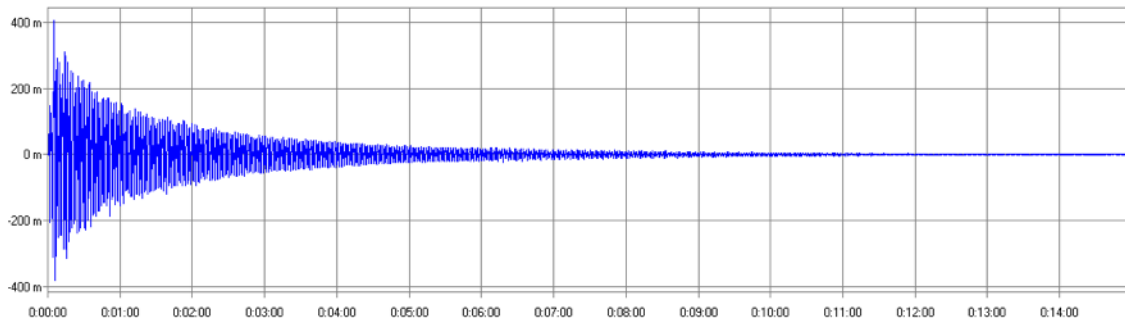


Figura 5.3 - Deslocamentos no topo da torre leste, em vibrações livres, após solicitação do vão central do modelo aeroelástico completo.

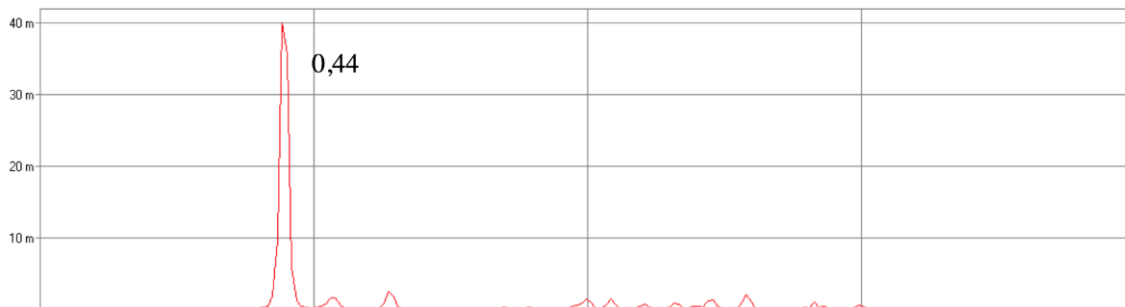


Figura 5.4 - Espectro do sinal registrado na posição M35, em vibrações livres, após solicitação do vão central do modelo aeroelástico completo.

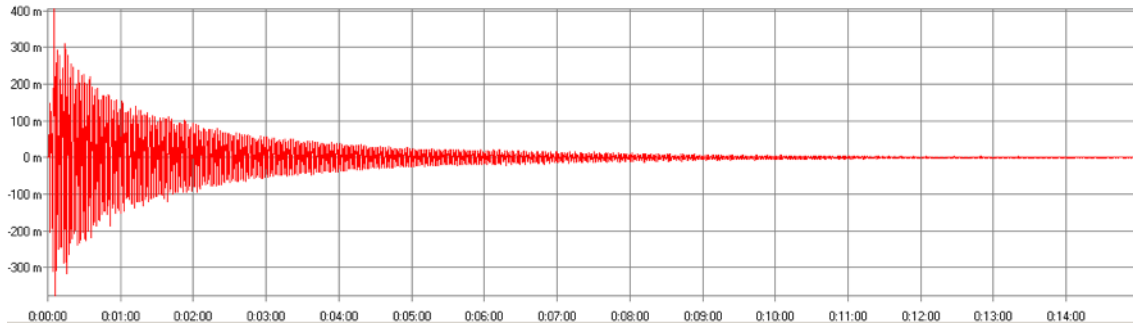


Figura 5.5 - Deslocamentos na posição *M36*, em vibrações livres, após solicitação do vão central do modelo aeroelástico completo.

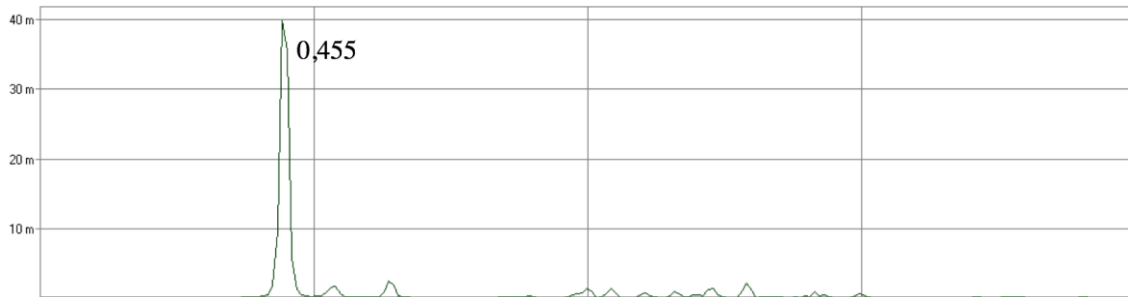


Figura 5.6 - Espectro do sinal registrado na posição *M36*, em vibrações livres, após solicitação do vão central do modelo aeroelástico completo.

A partir dos sinais registrados, as taxas de amortecimento dos componentes (mastros e tabuleiro) do modelo aeroelástico completo são estimadas por método do decremento logarítmico (Eq. 2.14). As taxas resultantes são apresentadas na Tabela 5.2. Tabela 5.2 - Frequências naturais e amortecimentos do modelo aeroelástico físico.

$$\xi \cong \frac{1}{2\pi m} \ln \left( \frac{a_n}{a_{n+m}} \right) \quad (5.1)$$

sendo  $a_n$  e  $a_{n+m}$  dois picos de amplitude e  $\frac{a_{n+m}}{a_n} \approx 0,5$ .

Tabela 5.2 - Frequências naturais e amortecimentos do modelo aeroelástico físico.

componente / posição	frequência (Hz)	taxa de amortecimento $\xi$ (%)
Tabuleiro/ <i>G</i>	0,97	5,1%
Torre / <i>M35</i>	0,44	0,84%
Torre / <i>M36</i>	0,46	0,80%

A princípio, procura-se utilizar o princípio de amortecimento viscoso (Rayleigh), dado por:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_m}{2} \quad (5.2)$$

onde  $a_0$  e  $a_1$  são coeficientes proporcionais à massa e à rigidez.

Para dois pares de valores de taxa de amortecimento  $\xi$  e frequência angular  $\omega$ , pode-se determinar os coeficientes com:

$$\begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \\ \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_m} & \frac{1}{\omega_n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

No entanto, utilizando os dois pares obtidos dos sinais em vibrações livres –  $\xi_{torre} = 0,84\%$  e  $\omega_{torre} = 2,80$  rad/s;  $\xi_{tabuleiro} = 5,1\%$  e  $\omega_{tabuleiro} = 6,11$  rad/s – não é possível determinar a curva proporcional à massa e à rigidez.

Lembra-se que a consideração de que a estrutura atende ao princípio de amortecimento de Rayleigh foi adotada por Davenport para que fosse possível desacoplar as equações de movimento e avaliar separadamente a densidade espectral e as faixas de frequência de resposta de cada modo de vibração para problemas de vento turbulento. Entretanto, não foi possível adotar o princípio de amortecimento viscoso neste caso. Como alternativa, entende-se que os modos dominados pela vibração das torres estarão associados à taxa de amortecimento de 0,84% e que aqueles modos dominados pelo movimento do tabuleiro terão amortecimento 5,1%. Esta consideração é importante para a solução do modelo matemático-computacional, que depende da taxa de amortecimento com dado de entrada para a análise.

## 5.2. Características dos cenários de escoamento de referência, instrumentação e resultados do modelo físico aeroelástico completo

Os ensaios descritos no item 4.2.5 forneceram resultados em termos de aceleração  $\times$  tempo nos pontos e nas direções característicos da estrutura em escala reduzida. Diferentes ângulos de incidência e diferentes cenários de escoamento, com maiores ou menores velocidades médias e intensidade de turbulência foram ensaiados. Valores de deslocamentos também foram obtidos por meio de uma dupla integração dos sinais de aceleração e depois convertidos para a escala do protótipo. Estes deslocamentos serão apresentados mais adiante, nas comparações com as respostas estimadas a partir de forças equivalentes e dos fatores de correção aplicados às medidas do modelo seccional.

A Figura 5.7 ilustra a posição dos sensores e eixos de referência utilizados no túnel de vento e a Tabela 5.3 indica as direções das acelerações registradas em cada ponto.

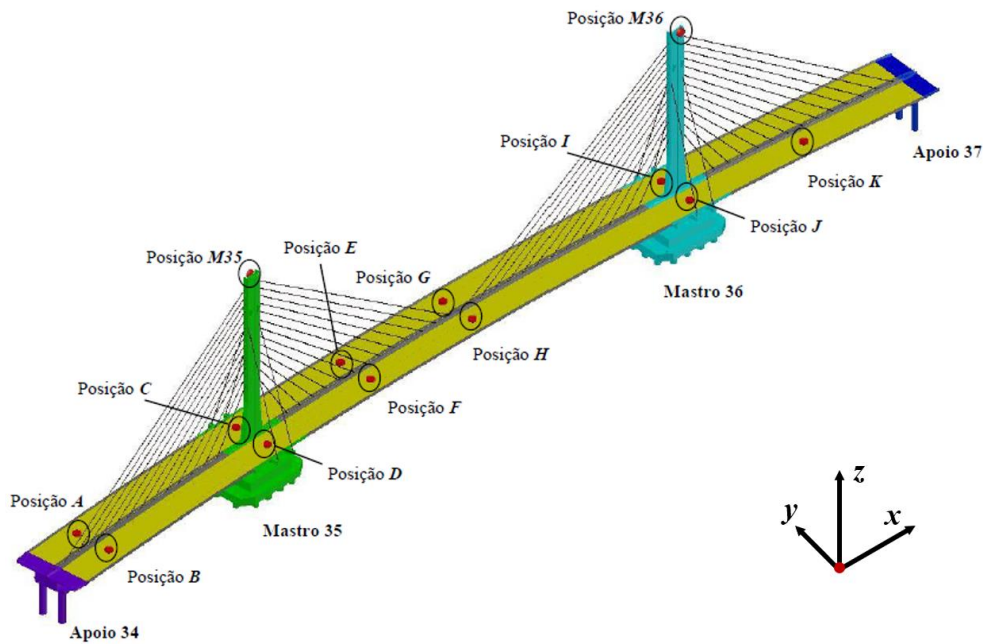


Figura 5.7 - Posições dos sensores e eixos de referência no ensaio em túnel de vento (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2015)

Tabela 5.3 - Posições e direções dos acelerômetros segundo os eixos da Figura 5.7.

posições	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	M35	M36
direção x			•	•						•	•		
y	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
z	•	•			•	•	•	•			•		

Os cenários de escoamento escolhidos para os ensaios foram baseados nas conclusões do estudo do modelo topográfico, que obteve perfis de velocidade, de intensidade de turbulência e espectros de potência correspondentes ao vento oriundo de 9 direções sobre a ponte. Finalmente, foram tomadas três situações mais relevantes de turbulência e velocidade média.

Na primeira situação analisada, a direção principal do vento é oblíqua ao eixo principal da ponte (a 204°, ver Figura 4.10) e, portanto, uma componente da ação ocorre preponderantemente sobre as torres. Foi constatado que as torres são bastante flexíveis e que as frequências mais baixas estão associadas a modos dominados pelo movimento das torres. Como o sistema não apresenta modos de vibração puros, é esperado que também o tabuleiro acompanhe o movimento das torres sob ação da turbulência, mesmo que o vento não esteja incidindo perpendicularmente ao eixo (sem a ação direta das componentes de força de arrasto, de sustentação e de momento como foi descrito no item 2.2). Seus perfis de velocidade e de intensidade de turbulência longitudinal são ilustrados



na Figura 5.8. Os outros dois casos correspondem às situações nas quais a direção principal do vento é perpendicular ao eixo principal do tabuleiro.

Primeiramente, considera-se o vento incidente sobre o lado interno da curva a  $354^\circ$ , depois de atravessar uma grande extensão da Lagoa. Esta situação é caracterizada por um perfil de velocidades médias ligeiramente mais altas e um perfil de intensidades de turbulência mais baixas, em função da menor rugosidade da Lagoa, que pouco perturba o escoamento do ar antes de incidir sobre a ponte. Seus perfis de velocidade e de intensidade de turbulência longitudinal são ilustrados na Figura 5.9.

Em seguida, considera-se quando o vento incide perpendicularmente sobre o lado externo da curva  $174^\circ$ , já se observa o efeito contrário: devido à perturbação do morro maior a barlavento, ocorre uma pequena diminuição das velocidades médias e um incremento significativo da intensidade de turbulência. Seus perfis de velocidade e de intensidade de turbulência longitudinal são ilustrados na Figura 5.10.

Os resultados para cada uma das condições de escoamento são apresentadas na forma de tabelas (5.4 a 5.6) com valores máximos, valores de pico e valores *rms* obtidos dos históricos de resposta em aceleração em cada uma das posições. Para cada um dos históricos, foram gerados os espectros correspondentes, ilustrados nas Figuras 5.11, a partir das quais foram coletados os valores dos picos de frequência, os quais se pretende correlacionar com as frequências naturais da estrutura, conhecidas a partir do modelo matemático-computacional.

Nestes espectros, apresentados para os diferentes pontos de aquisição de dados e condições de intensidade de turbulência, os picos representam as frequências de ressonância dos modos de vibração excitados pelas solicitações dinâmicas dos ventos simulados nos ensaios. Considerando que as frequências de resposta sob ação de vento sejam iguais às frequências de vibração da estrutura sem vento (isto é, admitindo desprezível a influência dos coeficientes  $H_4^*$  e  $A_3^*$  das Eq. 2.6), inferem-se as frequências naturais com os espectros das Figuras 5.11. Destaca-se que, nos gráficos apresentados, os valores em frequência no eixo das abscissas foram transformados para a escala do protótipo, considerando um fator de escala do tempo  $k_T = \sqrt{k_L} = \sqrt{200}$  (i.e., um fator de escala de frequência  $1/k_T = 1/\sqrt{200}$ ). Estes valores de frequência estão mostrados na Tabela 5.7, em Hz.

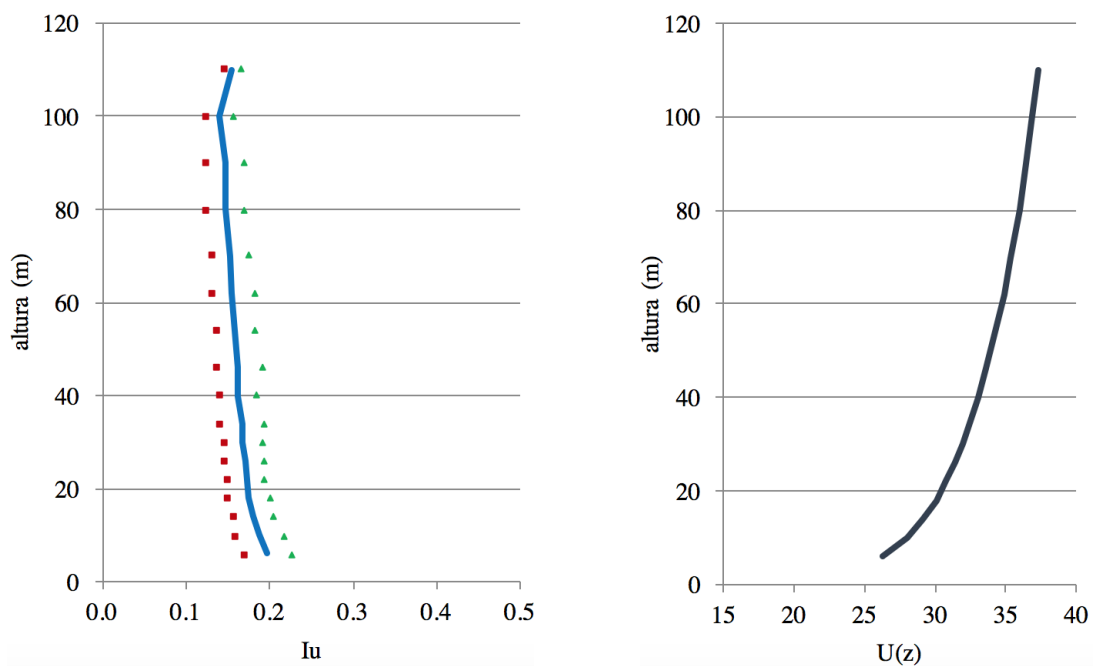


Figura 5.8 - Perfis verticais de velocidade média e de intensidade de turbulência longitudinal, com incidência a  $204^\circ$ ,  $I_u = 17,2\%$  na altura do tabuleiro.

Tabela 5.4 - Amplitudes de aceleração ( $m/s^2$ ) do modelo físico aeroelástico completo,  $204^\circ$ ,  $I_u = 17,2\%$ .

Posições		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	
direção <i>x</i>	máx	-	-	0,034	0,032	-	-	
	pico	-	-	0,039	0,035	-	-	
	<i>rms</i>	-	-	0,008	0,017	-	-	
direção <i>y</i>	máx	0,026	0,028	0,006	0,006	0,097	0,108	
	pico	0,030	0,030	0,009	0,008	0,105	0,117	
	<i>rms</i>	0,009	0,006	0,002	0,001	0,035	0,037	
direção <i>z</i>	máx	0,007	0,007	-	-	0,119	0,102	
	pico	0,009	0,011	-	-	0,134	0,108	
	<i>rms</i>	0,003	0,004	-	-	0,038	0,042	
Posições		<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>	<i>J</i>	<i>K</i>	<i>M35</i>	<i>M36</i>
direção <i>x</i>	máx	-	-	0,030	0,028	-	-	-
	pico	-	-	0,035	0,032	-	-	-
	<i>rms</i>	-	-	0,011	0,009	-	-	-
direção <i>y</i>	máx	0,198	0,203	0,005	0,006	0,049	0,753	0,778
	pico	0,206	0,213	0,007	0,007	0,052	0,776	0,823
	<i>rms</i>	0,047	0,040	0,002	0,001	0,017	0,172	0,189
direção <i>z</i>	máx	0,221	0,203	-	-	0,011	-	-
	pico	0,233	0,218	-	-	0,012	-	-
	<i>rms</i>	0,051	0,063	-	-	0,003	-	-

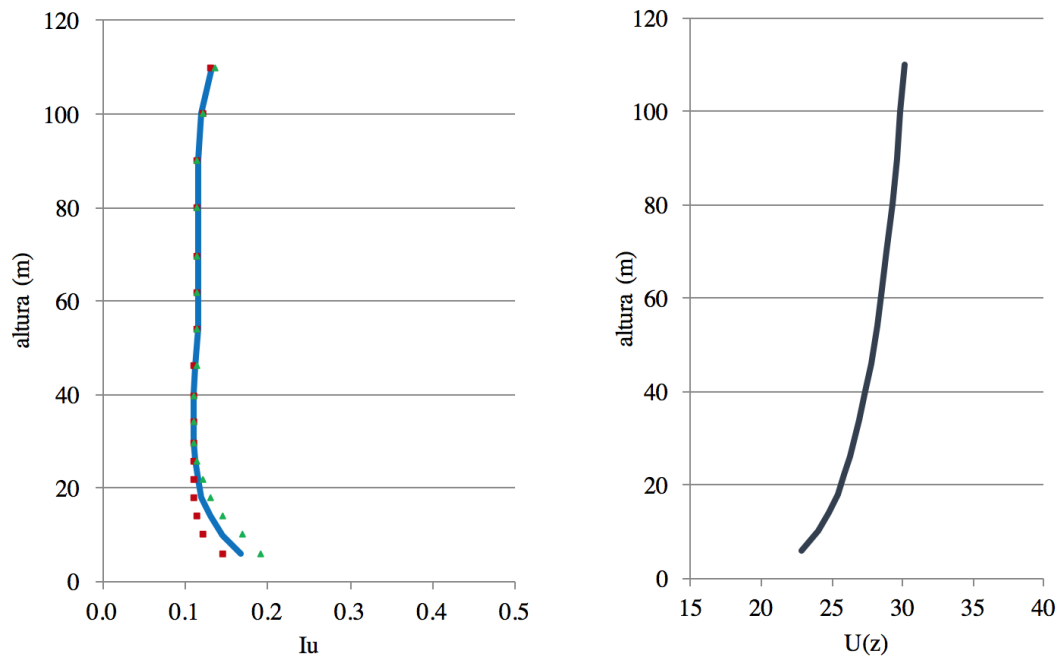


Figura 5.9 - Perfis verticais de velocidade média e de intensidade de turbulência longitudinal, com incidência a  $354^\circ$ ,  $I_u = 11,4\%$  na altura do tabuleiro.

Tabela 5.5 - Amplitudes de aceleração ( $m/s^2$ ) do modelo físico aeroelástico completo,  $354^\circ$ ,  $I_u = 11,4\%$ .

	Posições	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	
direção <i>x</i>	máx	-	-	0,021	0,019	-	-	
	pico	-	-	0,023	0,017	-	-	
	<i>rms</i>	-	-	0,008	0,013	-	-	
direção <i>y</i>	máx	0,019	0,023	0,007	0,005	0,083	0,078	
	pico	0,022	0,018	0,010	0,009	0,102	0,096	
	<i>rms</i>	0,006	0,009	0,002	0,002	0,033	0,027	
direção <i>z</i>	máx	0,008	0,007	-	-	0,187	0,179	
	pico	0,011	0,009	-	-	0,202	0,187	
	<i>rms</i>	0,003	0,002	-	-	0,042	0,039	
	Posições	<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>	<i>J</i>	<i>K</i>	<i>M35</i>	<i>M36</i>
direção <i>x</i>	máx	-	-	0,017	0,014	-	-	-
	pico	-	-	0,019	0,019	-	-	-
	<i>rms</i>	-	-	0,007	0,006	-	-	-
direção <i>y</i>	máx	0,154	0,142	0,006	0,006	0,044	0,623	0,649
	pico	0,169	0,148	0,007	0,009	0,051	0,707	0,870
	<i>rms</i>	0,041	0,036	0,001	0,002	0,019	0,151	0,185
direção <i>z</i>	máx	0,301	0,312	-	-	0,014	-	-
	pico	0,317	0,331	-	-	0,019	-	-
	<i>rms</i>	0,055	0,076	-	-	0,009	-	-

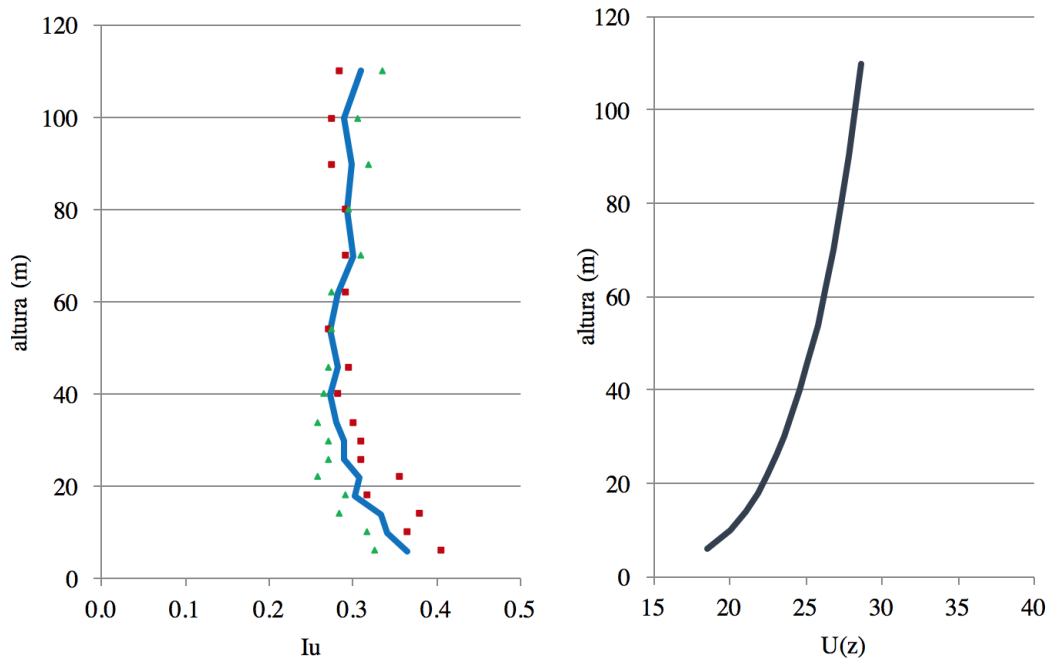


Figura 5.10 - Perfis verticais de velocidade média e de intensidade de turbulência longitudinal, com incidência a  $174^\circ$ ,  $I_u = 29,1\%$  na altura do tabuleiro.

Tabela 5.6 - Amplitudes de aceleração ( $m/s^2$ ) do modelo físico aeroelástico completo,  $174^\circ$ ,  $I_u = 29,1\%$ .

Posições		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	
direção <i>x</i>	máx	-	-	0,025	0,022	-	-	
	pico	-	-	0,032	0,027	-	-	
	<i>rms</i>	-	-	0,012	0,017	-	-	
direção <i>y</i>	máx	0,027	0,024	0,013	0,009	0,116	0,122	
	pico	0,032	0,028	0,018	0,014	0,122	0,137	
	<i>rms</i>	0,008	0,007	0,009	0,008	0,038	0,043	
direção <i>z</i>	máx	0,009	0,010	-	-	0,187	0,179	
	pico	0,013	0,011	-	-	0,202	0,187	
	<i>rms</i>	0,005	0,003	-	-	0,042	0,039	
Posições		<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>	<i>J</i>	<i>K</i>	<i>M35</i>	<i>M36</i>
direção <i>x</i>	máx	-	-	0,028	0,027	-	-	-
	pico	-	-	0,032	0,030	-	-	-
	<i>rms</i>	-	-	0,009	0,011	-	-	-
direção <i>y</i>	máx	0,297	0,293	0,007	0,007	0,066	0,978	0,984
	pico	0,309	0,303	0,007	0,009	0,070	1,015	0,997
	<i>rms</i>	0,047	0,041	0,001	0,001	0,016	0,212	0,195
direção <i>z</i>	máx	0,503	0,492	-	-	0,018	-	-
	pico	0,511	0,499	-	-	0,018	-	-
	<i>rms</i>	0,066	0,089	-	-	0,007	-	-

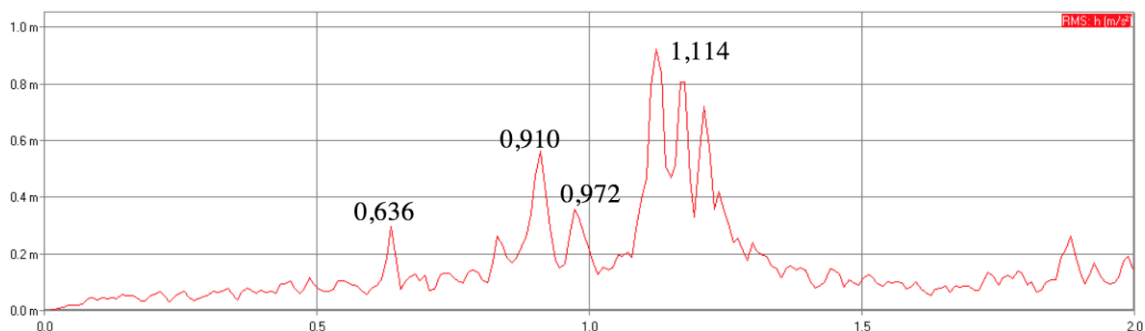


Figura 5.11.a - Espectro de resposta em acelerações verticais no meio do vão central, sob ação do vento simulado com ângulo de incidência 204° e  $I_u = 17,2\%$  na altura do tabuleiro.

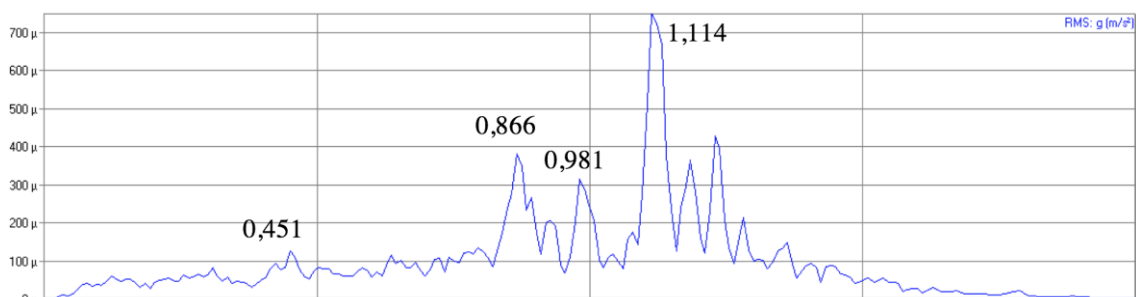


Tabela 5.11.b - Espectro de resposta em acelerações verticais no meio do vão central, sob ação do vento simulado com ângulo de incidência 354° e  $I_u = 11,4\%$  na altura do tabuleiro.

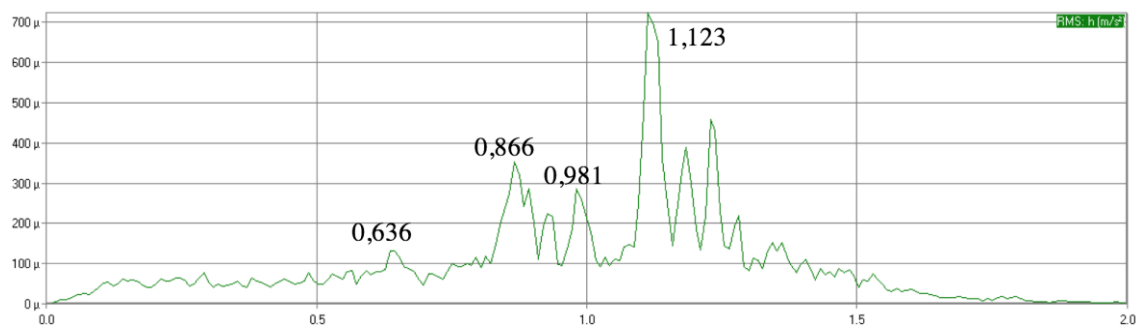


Figura 5.11.c - Espectro de resposta em acelerações verticais no meio do vão central h, sob ação do vento simulado com ângulo de incidência 174° e  $I_u = 29,1\%$  na altura do tabuleiro.

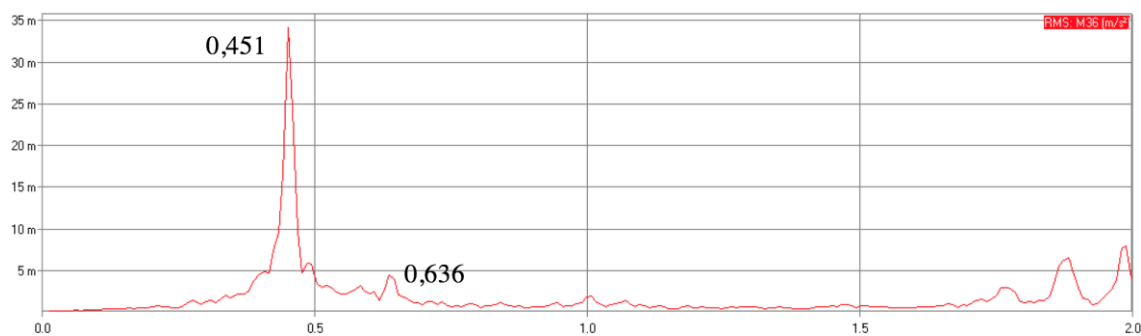


Figura 5.11.d - Espectro de resposta em acelerações verticais no topo da torre, sob ação do vento simulado com ângulo de incidência 204° e  $I_u = 17,2\%$  na altura do tabuleiro.

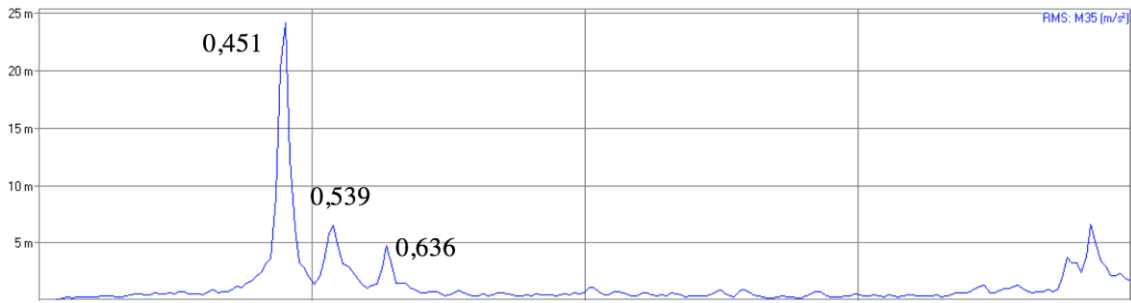


Figura 5.11.e – Espectro de resposta em acelerações no topo da torre, sob ação do vento simulado com ângulo de incidência 354° e  $I_u = 11,4\%$  na altura do tabuleiro.

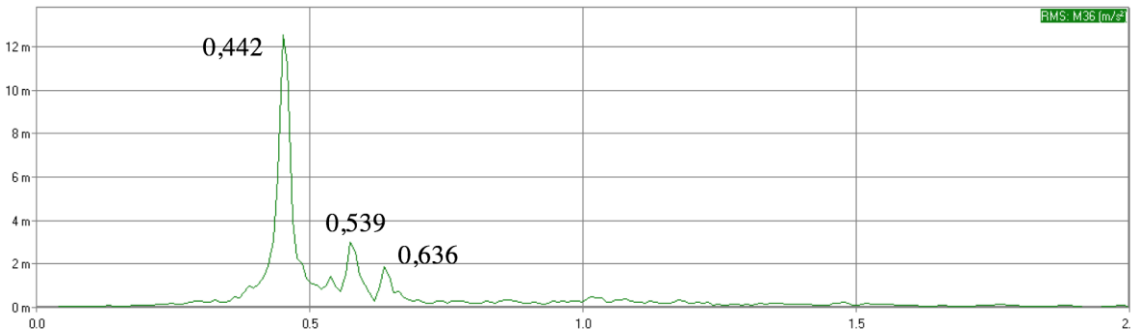


Figura 5.11.f – Espectro de resposta em acelerações no topo da torre, sob ação do vento simulado com ângulo de incidência 174° e  $I_u = 29,1\%$  na altura do tabuleiro.

Tabela 5.7 – Frequências (em Hz) associadas aos picos de resposta dinâmica – modelo físico aeroelástico.

<i>frequências</i>	
0,44; 0,45; 0,54; 0,64	0,87; 0,98; 1,12
(topo das torres)	(tabuleiro)

### 5.3. Carregamento dinâmico do modelo numérico-computacional (correlação em termos de acelerações)

Como o objetivo principal é estabelecer uma comparação entre as respostas obtidas nos dois modelos, é preciso garantir que os dados fornecidos ao modelo numérico-computacional correspondem ao que foi ensaiado em túnel de vento. Isso significa simular adequadamente os perfis verticais de velocidade média e intensidade de turbulência, além dos espectros de potência fornecidos, na geração dos históricos de velocidades flutuantes e nas expressões das forças aerodinâmicas. As taxas de amortecimento estrutural (discutida no item 5.1) e aerodinâmico, as correlações espaciais, a admitância aerodinâmica e possíveis forças aeroelásticas importantes também devem ser consideradas para que a correlação seja precisa.

O modelo numérico-computacional construído no SAP2000 é baseado numa solução no domínio do tempo, o que consiste em representar os sinais aleatórios da velocidade flutuante do vento nas expressões de forças aerodinâmicas, aplicadas nos nós

da estrutura e depois integradas nas equações de movimento do sistema (Eq. 2.5) no tempo. Uma vantagem que deve ser destacada da solução no domínio do tempo é a possibilidade de simular a não-linearidade geométrica ou do material. Além disso, o modelo numérico-computacional analisado no domínio do tempo permite a visualização de configurações deformadas e a leitura de resposta em qualquer ponto da estrutura, em termos de deslocamentos, esforços, acelerações etc.

A integração temporal das equações do movimento pode ser realizada por métodos diretos ou por superposição modal. Na aplicação de métodos diretos, como Newmark, entretanto, não é garantida a precisão dos resultados, mesmo que o algoritmo seja estável. Atenção deve ser tomada para a escolha do intervalo de integração, caso contrário erros consideráveis podem prejudicar o resultado (FOUCRIAT e CREMONA, 2002, recomendam que a razão entre o intervalo de integração  $\Delta t$  e o período de vibração  $T$  do último modo de contribuição importante na resposta final seja:  $\Delta t/T \leq 1/10$ ).

Da Eq. 2.1, a força total de vento sobre um tabuleiro de ponte pode ser descrita como o somatório de uma parcela média de ação estática, uma parcela proporcional às flutuações devidas à turbulência e as forças induzidas pelo movimento da própria estrutura:  $F_{total} = F_{estática} + F_{turbulência} + F_{aeroelástica}$ . Para a velocidade de vento considerada nas análises, as forças aeroelásticas pouco influenciam e o carregamento do modelo numérico-computacional resulta em forças totais iguais a soma das parcelas estática e turbulenta.

Lembrando que as velocidades flutuantes  $u(t)$  e  $w(t)$  são processos aleatórios estacionários com velocidade média nula, seus sinais no tempo são gerados por intermédio de um programa fornecido por PFEIL (1993). O programa não faz parte deste trabalho, mas seu princípio consiste no algoritmo (Eq. 4.2) proposto por SINOZUKA e JAN (*apud* BUCHHOLDT, 1985), que permite gerar um histórico aleatório a partir dos espectros de potência de velocidades (ver Anexo A). Para um modelo com  $N$  nós  $j$ , a componente longitudinal é dada pela Eq. 5.5.

$$u_j(t) = \sqrt{2} \cdot \sum_{i=1}^L \sqrt{(S_u(f_i)\Delta f_i)} \cos(2\pi f_i t + \phi_{ji}), j = 1, 2, \dots, N \quad (5.5)$$

onde  $L$  é o número de divisões da banda de frequência, com  $\Delta f_i = f_{i+1} - f_i$ ;

$\phi_{ji}$  é o ângulo de fase que deve variar aleatoriamente em cada nó e em cada frequência entre 0 e  $2\pi$ , segundo uma distribuição probabilística uniforme;

$S_u(f_i)$  é autoespectro obtido da interseção entre os espectros de potência no ponto mais alto e no mais baixo da estrutura (na Figura 5.12, corresponde à curva LQH).

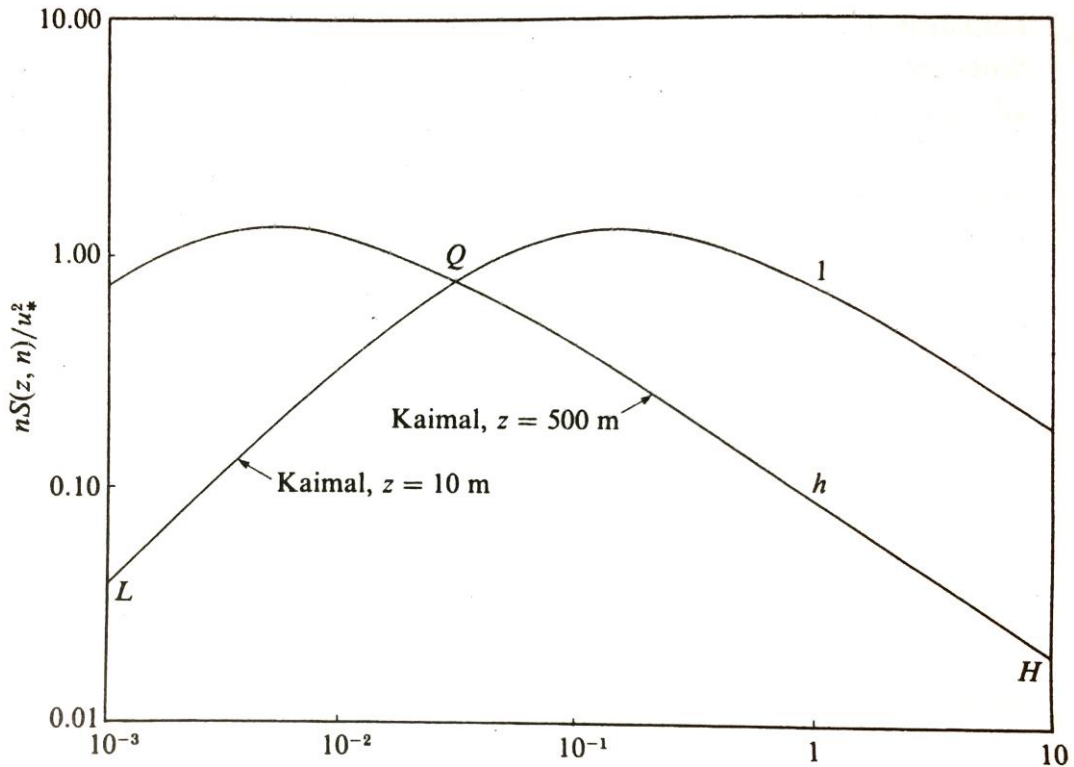


Figura 5.12 - Princípio da construção do autoespectro a partir da interseção entre os espectros de potência no ponto mais alto e mais baixo da estrutura (BUCHHOLDT, 1985).

O programa é baseado no espectro de potência de Harris para as flutuações na direção longitudinal e no espectro de Kaimal na direção vertical:

$$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{0,6 X_1}{(2 + X_1^2)^{5/6}} \quad X_1 = \frac{f L_1}{\bar{u}_{10}}, L_1 = 1800m \quad (5.6)$$

$$\frac{f S_w(f)}{\sigma_w^2} = \frac{0,164 Y_3}{[1 + 0,164 Y_3^{5/3}]} \quad Y_3 = 10,4 Y_1 \quad (5.7)$$

Também os parâmetros de entrada são ajustados para produzir os perfis de intensidade de turbulência os mais próximos o possível daquilo que foi medido no ensaio no modelo aeroelástico completo.

Para fins de projeto, as forças de vento turbulento aplicadas sobre o modelo numérico-computacional poderiam ser calculadas a partir dos parâmetros da NBR-6123, adotando-se os valores correspondentes a rugosidade de terreno de Categoria I ( $p = 0,095$ ) a  $354^\circ$  e Categoria III ( $p = 0,185$ ) a  $174^\circ$ .

No presente trabalho, são considerados os parâmetros produzidos pelos ensaios em túnel de vento, mais representativos das condições topográficas e de rugosidade de



terreno da região. Adotando a lei potencial para ajustar uma curva sobre dos perfis de velocidades médias obtidos experimentalmente, chega-se a valores de expoente  $p \approx 0,13$ ,  $p \approx 0,15$  e  $p \approx 0,2$ , respectivamente para  $204^\circ$ ,  $354^\circ$  e  $174^\circ$ .

Em função dos espectros medidos em túnel de vento se aproximarem mais do espectro teórico de von Kármán, os parâmetros no interior do programa foram alterados a fim de se aproximar das condições modeladas em túnel de vento:

$$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4X_1}{(1+70,78X_1^2)^{5/6}} \quad \begin{aligned} X_1(z) &= \frac{f L_{11}(z)}{\bar{U}(z)} \\ L_{11}(z) &= 25(z - z_d)^{0,35} z_0^{-0,063} \end{aligned} \quad (5.8)$$

A Figura 5.13 ilustra os perfis verticais de intensidade de turbulência longitudinal dos históricos simulados com auxílio do programa, que foram calibrados até apresentarem boa correlação com os perfis verticais registrados no ensaio em túnel de vento. Este passo é essencial para garantir que o modelo numérico-computacional parte das mesmas características de escoamento que o modelo físico aeroelástico completo.

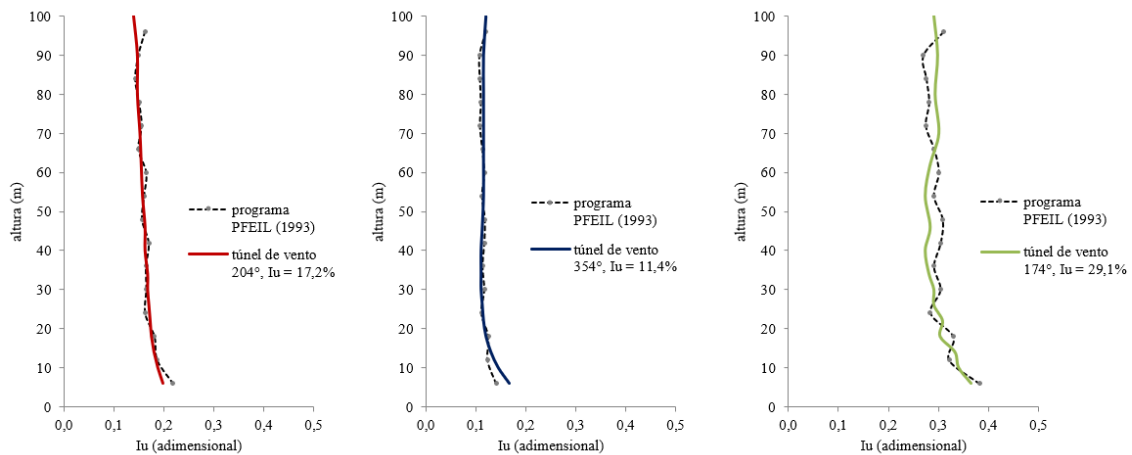


Figura 5.13 - Perfis verticais de intensidades locais de turbulência longitudinal, baseados nos históricos gerados pelo programa.

Na ausência de medições das componentes lateral e vertical da velocidade de vento flutuante, será adotada a relação dada por (COOK, 1995 *apud* BLESSMANN, 2013):

$$\sigma_u : \sigma_v : \sigma_w = 1,00 : 0,68 : 0,45 \quad (5.9)$$

Assim, a Tabela 5.8 apresenta as velocidades médias e intensidades das componentes de turbulência utilizadas no modelo de cálculo das novas forças de vento a serem aplicadas no modelo numérico-computacional 3D. A velocidade básica é adotada igual a 41m/s na cidade de Laguna (ver item 4.3.1).

Tabela 5.8 - Velocidade médias e intensidades de turbulência adotadas no cálculo das forças de vento.

vento simulado	altura	$U$ (m/s)	$I_u$ (%)	$I_v$ (%)	$I_w$ (%)
204°, $I_u = 17,2\%$	tabuleiro: 18 m	28,58	17,2	11,7	7,7
	topo das torres: 86 m	35,73	14,5	9,9	-
354°, $I_u = 11,4\%$	tabuleiro: 18 m	25,43	11,4	7,8	5,1
	topo das torres: 86 m	32,16	11,7	8,0	-
174°, $I_u = 29,1\%$	tabuleiro: 18 m	20,45	29,1	19,8	13,1
	topo das torres: 86 m	27,96	29,3	19,9	-

A Tabela 5.9 compara os valores de pico das acelerações em alguns pontos (ver Figura 5.7) do modelo numérico computacional com os valores correspondentes no modelo físico. Os valores apresentados se referem a uma solução com superposição modal, considerando todos os modos de 1 a 9 descritos na Tabela 3.1.

Tabela 5.9 – Valores de pico de aceleração (m/s<sup>2</sup>) do modelo físico aeroelástico completo nos pontos característicos (em ¼ do vão central, no meio do vão central e no topo das torres).

<i>condição de escoamento</i> 204°, $I_u = 17,2\%$					
	Posições	<i>E-F</i>	<i>G-H</i>	<i>M35</i>	<i>M36</i>
direção y	pico <sub>num.</sub>	0,117	0,213	0,776	0,823
	pico <sub>fís.</sub>	0,164	0,256	0,816	0,804
	<b>(num/fís.)</b>	<b>0,71</b>	<b>0,83</b>	<b>0,95</b>	<b>1,02</b>
direção z	pico <sub>num.</sub>	0,134	0,233	-	-
	pico <sub>fís.</sub>	0,192	0,316	-	-
	<b>(num/fís.)</b>	<b>0,70</b>	<b>0,74</b>	-	-
<i>condição de escoamento</i> 354°, $I_u = 11,4\%$					
	Posições	<i>E-F</i>	<i>G-H</i>	<i>M35</i>	<i>M36</i>
direção y	pico <sub>num.</sub>	0,102	0,169	0,707	0,87
	pico <sub>fís.</sub>	0,138	0,189	0,723	0,76
	<b>(num/fís.)</b>	<b>0,74</b>	<b>0,89</b>	<b>0,98</b>	<b>1,14</b>
direção z	pico <sub>num.</sub>	0,202	0,331	-	-
	pico <sub>fís.</sub>	0,241	0,361	-	-
	<b>(num/fís.)</b>	<b>0,84</b>	<b>0,92</b>	-	-
<i>condição de escoamento</i> 174°, $I_u = 29,1\%$					
	Posições	<i>E-F</i>	<i>G-H</i>	<i>M35</i>	<i>M36</i>
direção y	pico <sub>num.</sub>	0,137	0,309	1,015	0,997
	pico <sub>fís.</sub>	0,112	0,219	1,034	1,045
	<b>(num/fís.)</b>	<b>1,22</b>	<b>1,41</b>	<b>0,98</b>	<b>0,95</b>
direção z	pico <sub>num.</sub>	0,202	0,511	-	-
	pico <sub>fís.</sub>	0,156	0,432	-	-
	<b>(num/fís.)</b>	<b>1,29</b>	<b>1,18</b>	-	-

#### 5.4. Análise comparativa e tentativa de compatibilização dos modelos

Observando as razões (num/fís.) entre os picos teóricos, obtidos da análise do modelo numérico computacional, e os picos medidos no modelo físico aeroelástico completo, encontramos valores bastante distintos – de 0,70 a 1,41, dependendo do ponto de aquisição e do caso de escoamento considerados. Nos pontos M35 e M36, no topo das torres, a correlação obtida foi excelente, para todos os três casos de escoamento. Lembrando que as torres do modelo aeroelástico completo apresentaram frequência natural idêntica ao do modelo numérico computacional correspondente, é seguro afirmar que esta boa correlação valida a formulação das forças de vento aplicadas sobre o modelo e as premissas de cálculo adotadas na solução teórica.

Quanto às razões (num/fís.) entre os picos de aceleração do tabuleiro, algumas ponderações devem ser feitas, principalmente para a flexão vertical, considerando as diferenças entre as frequências fundamentais apresentadas na Tabela 5.1. Enquanto o modelo numérico computacional tem o primeiro modo de flexão vertical com frequência de 0,60Hz, o modelo físico (a partir do ensaio de vibrações livres) apresentou frequência em flexão vertical de ~0,97Hz. Uma correlação satisfatória dos resultados só poderia ser esperada se os modelos apresentassem uma boa correlação dos modos de vibração e das frequências fundamentais associadas.

Os valores de pico de aceleração para a condição de escoamento com ângulo de incidência de 354° na Tabela 5.9 correspondem aos resultados já apresentados no artigo de BATTISTA *et al.* (2015). A correlação entre os modelos físico e o numérico-computacional é muito boa neste caso, no qual a turbulência é mais baixa: aproximadamente 11,4% na altura do tabuleiro. Se a intensidade de turbulência é mais baixa, significa dizer que a contribuição da parcela flutuante de força será também menor e, portanto, a parcela ressonante da resposta, mesmo que condicionada por uma frequência natural distinta, terá uma importância menor na comparação teórico-computacional. Ou seja, o sucesso da correlação entre os picos na condição de escoamento com ângulo de incidência de 354° ( $I_u = 11,4\%$  na altura do tabuleiro) se deve à menor importância da parcela ressonante de resposta com relação à parcela quase-estática na resposta total.

A correlação já não é tão boa para as outras duas situações: na qual o vento incide em direção oblíqua, a 204°, com intensidade de turbulência  $I_u = 17,2\%$ ; e na situação

com vento incidente sobre o lado externo da curva, a  $174^\circ$ , e intensidade de turbulência de  $I_u = 29,1\%$ , na altura do tabuleiro.

Baseado no mesmo princípio que justifica a boa correlação com ângulo de incidência de  $174^\circ$  ( $I_u = 11,4\%$  na altura do tabuleiro), estes outros dois casos de escoamento possuem intensidades de turbulência bem mais elevadas, que resultam em maiores contribuições da parcela ressonante da resposta com relação à parcela quase-estática. Isto se nota ainda mais claramente para o caso de escoamento com ângulo de incidência de  $174^\circ$ , no qual a intensidade de turbulência é muito superior ( $I_u = 29,1\%$  na altura do tabuleiro). O modelo numérico, por ter frequência mais baixa, é mais sensível à parcela flutuante de força  $e$ , e, assim, apresenta picos de acelerações de resposta  $\sim 40\%$  superiores aos do modelo físico. A diferença entre estas respostas é, portanto, coerente com a diferença entre as frequências naturais entre os dois modelos.

A princípio, como o modelo físico foi construído com base nas características dinâmicas do modelo numérico-computacional (ver item 4.2), a origem de tal diferença entre as frequências naturais merece ser investigada. A possibilidade de influência das torres é desconsiderada, visto que a frequência fundamental observada no ensaio de vibrações livres é a mesma do modelo numérico-computacional. As torres foram, portanto, bem representadas.

Estima-se também que a rigidez à flexão e a distribuição de massas tenham sido bem simuladas ao longo do tabuleiro. No entanto, os apoios podem conferir uma rigidez maior em flexão vertical do tabuleiro. Tanto a interação solo-estrutura quanto a rigidez das conexões entre tabuleiro e apoios podem ter incrementado o valor da primeira frequência em flexão vertical. No caso do modelo físico (ver Figura 4.22), as conexões são rígidas e a interação solo-estrutura foi representada por hastes com comprimento livre equivalente. Já no modelo numérico-computacional, as fundações são representadas por longos elementos de barra com a inércia das estacas, ao longo dos quais são aplicados elementos de mola que representam a rigidez do solo.

Para verificar se o modelo físico não foi, devido a esta diferença, representado com maior rigidez, o modelo numérico-computacional recebeu uma pequena alteração: o grau de liberdade de rotação foi restringido nos apoios das torres, apenas no plano da ponte. A Tabela 5.10 apresenta os modos e novos valores de frequência obtidos.

Tabela 5.10 – Frequências e modos de vibração - modelo computacional 3D modificado com rotação dos apoios restringida no plano da ponte.

<b>modo</b>	<b>frequência (Hz)</b>	<b>forma modal</b>
<b>1</b>	0,43	Flexão lateral do tabuleiro; torção axial e flexão lateral antissimétrica das torres e dos apoios.
<b>2</b>	0,49	Flexão lateral simétrica das torres; flexão lateral e torção do tabuleiro.
<b>3</b>	0,53	Flexão lateral antissimétrica das torres; flexão lateral do tabuleiro.
<b>4</b>	0,59	Flexão lateral e torção do tabuleiro; flexão lateral simétrica das torres;
<b>5</b>	<b>0,68</b>	1º modo de flexão vertical do tabuleiro, com torção; flexão longitudinal e lateral das torres.
<b>6</b>	0,74	Flexão lateral do tabuleiro; flexão lateral antissimétrica das torres.
<b>7</b>	0,93	Flexão lateral do tabuleiro; flexão simétrica das torres.
<b>8</b>	<b>0,99</b>	2º modo de flexão vertical do tabuleiro.

O incremento de rigidez dos apoios de fato interfere nos valores de frequência, mas não o suficiente para elevar o valor de 0,60Hz a 0,97Hz. A representação das fundações e da conexão entre apoios e tabuleiro não justifica sozinha a diferença nos valores de frequência entre os dois modelos.

Deve-se observar também que as amplitudes das respostas do modelo numérico-computacional são fortemente influenciadas pelas taxas de amortecimento atribuídas a partir do ensaio de vibrações livre do modelo físico (de 0,84% para os modos dominados pelo movimento das torres e de 5,1% para os modos dominados pelo tabuleiro). A taxa só foi estimada para apenas um modo, em flexão vertical, embora o tabuleiro apresente outros modos importantes, torcionais e laterais.

### **5.5. Estimativa direta a partir do modelo seccional sobre apoios flexíveis com fatores de correção (correlação em termos de deslocamentos)**

Este método de estimativa é descrito no item 2.4.2 e foi proposto por DAVENPORT e KING (1984). Nele, as respostas do protótipo podem ser estimadas a partir dos deslocamentos medidos no modelo seccional sobre apoios elásticos, uma vez aplicados os fatores de correção  $\phi_{\sigma_w}$ ,  $\phi_{S_w}$ ,  $\phi_J$  e  $\phi_\zeta$ . Os fatores consideram as discrepâncias entre o modelo seccional ensaiado no túnel de vento e o protótipo (ou, neste caso, o modelo aeroelástico completo): intensidades de turbulência, espectros de potência das componentes flutuantes de velocidade, taxa de amortecimento e forma modal.

Os resultados medidos no ensaio do modelo seccional escolhidos como base para a estimativa correspondem às respostas para um escoamento com ângulo de ataque  $0^\circ$  e intensidade de turbulência longitudinal igual a 10,9%. O modelo mede 1,205m de comprimento, que na escala de 1:65 representa um trecho de 78,3m do tabuleiro. Foram considerados resultados apenas com o amortecimento do próprio modelo  $\zeta_v \approx 0,21\%$  e também com um amortecimento imposto  $\zeta_v \approx 1,12\%$ .

A correção é aplicada sobre os quadrados dos deslocamentos medidos no modelo seccional para estimar as amplitudes de resposta do modelo aeroelástico completo. Assim, as estimativas podem ser então comparadas às medições realizadas no modelo completo.

Foram considerados dois casos de escoamento com incidências perpendiculares ao eixo do tabuleiro, a  $354^\circ$  e  $174^\circ$ , com intensidades de turbulência longitudinal iguais a 17,2% e 29,1%, respectivamente. As taxas de amortecimento medidas nos ensaios foram:  $\zeta_v \approx 3,6\%$  (nos ensaios do túnel de vento) e  $\zeta_v \approx 5,1\%$  (no ensaio de vibrações livres).

Não foi realizada a aquisição da componente vertical de velocidade dentro do túnel de vento durante os ensaios nem do modelo seccional, nem do modelo aeroelástico completo. A medição da componente vertical serve principalmente à determinação do fator de correção  $\phi_{S_w}$ , a partir da diferença entre os espectros de velocidade vertical no modelo e no protótipo (ou no modelo aeroelástico completo, neste caso), de maneira análoga à apresentada na Figura 2.11. Assim, foram tomados os espectros de velocidade longitudinal medidos no túnel de vento e eles foram, em seguida, transformados de acordo com a relação entre os aspectos teóricos de von Kármán.

$$\left( \frac{f S_w(f)}{\sigma_w^2} \right) / \left( \frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} \right) = \left( \frac{4X_3 [1 + 188,4(2X_3)^2]}{(1 + 70,78(2X_3)^2)^{11/6}} \right) / \frac{4X_1}{(1 + 70,78X_1^2)^{5/6}} \quad (5.10)$$

sendo  $X_1(z) = \frac{fL_{11}(z)}{\bar{U}(z)}$ ;  $L_{11}(z) = 25(z - z_d)^{0,35} z_0^{-0,063}$ ;

e  $X_3(z) = \frac{fL_{31}(z)}{\bar{U}(z)}$ ;  $L_{31}(z) = 0,35(z - z_d)$ .

Os espectros de velocidade vertical obtidos dessa maneira são apresentados na Figura 5.14. Para a frequência reduzida do primeiro modo  $f^* = 0,6 \times 26,2/25,4 = 0,62$ , pode-se adotar o valor  $\phi_{S_w} = 0,89$ .

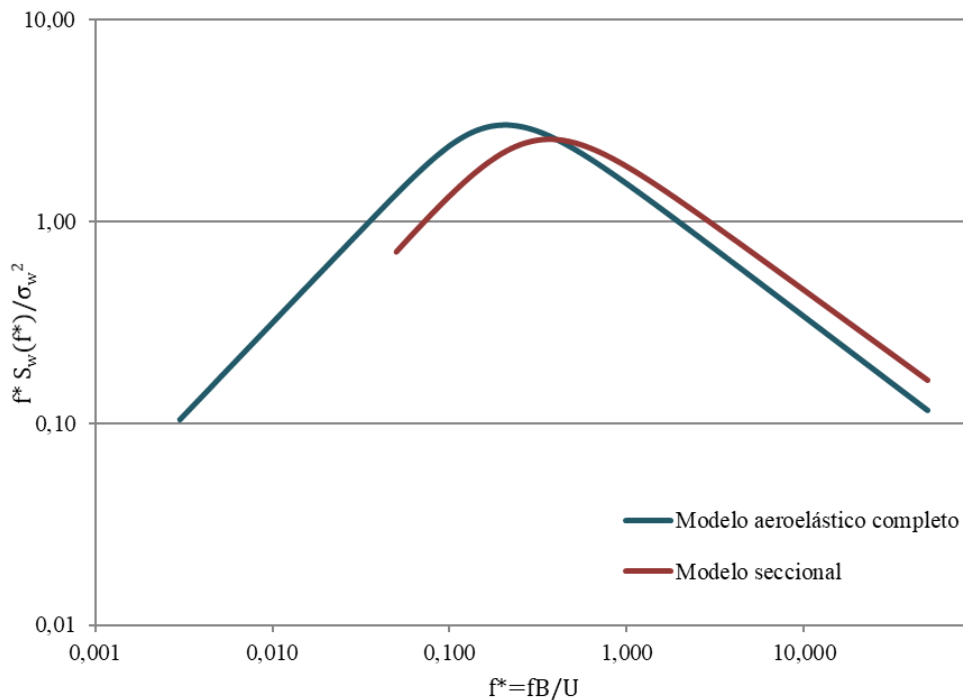


Figura 5.14 - Espectros de velocidade vertical nos modelos da ponte de Laguna.

Observa-se que, em comparação aos fatores para a ponte de Sunshine Skyway (Figura 2.11), onde o espectro de velocidades apresentava menor energia para baixas frequências no modelo seccional do que no modelo completo do protótipo, os espectros para a ponte de Laguna são bastante próximos, o que pode se justificar pelo fato de ambos terem sido gerados em condições semelhantes, no mesmo túnel de vento. Como resultado, a correção imposta pelo fator  $\phi_{S_w}$  tem um papel menos importante.

Para o fator de correção  $\phi_{\sigma_w}$ , as medidas da componente vertical também seriam necessárias. Neste caso, também podem ser adotadas as relações teóricas entre as intensidades nas direções longitudinal e vertical (Eq. 5.9):  $\sigma_u : \sigma_v : \sigma_w = 1,00 : 0,68 : 0,45$  (COOK, 1985 apud BLESSMANN, 1995). Como esta relação é linear e a razão entre intensidade de turbulência é constante para qualquer valor de frequência, aplicar esta relação teórica acaba sendo indiferente, pois o fator é o mesmo se calculado a partir das intensidades de turbulência longitudinal ou vertical:

- $\sqrt{\phi_{\sigma_w}} = 0,291/0,109 = \mathbf{2,67}$ , considerando o vento incidente a  $174^\circ$ .
- $\sqrt{\phi_{\sigma_w}} = 0,172/0,109 = \mathbf{1,58}$ , considerando o vento incidente a  $354^\circ$ .

A Figura 5.15 apresenta as curvas para a *joint acceptance function*, a partir das quais é determinado o fator  $\phi_J$ , analogamente à Figura 2.12 da ponte de Sunshine Skyway (DAVENPORT e KING, 1984). Apenas o primeiro modo de vibração, simétrico, foi considerado. As curvas são praticamente coincidentes, sobretudo no intervalo de frequências reduzidas que interessa à ponte de Laguna. Para a frequência reduzida do primeiro modo  $f^* = 0,62$ , pode-se adotar o valor  $\phi_J = 1,0$ .

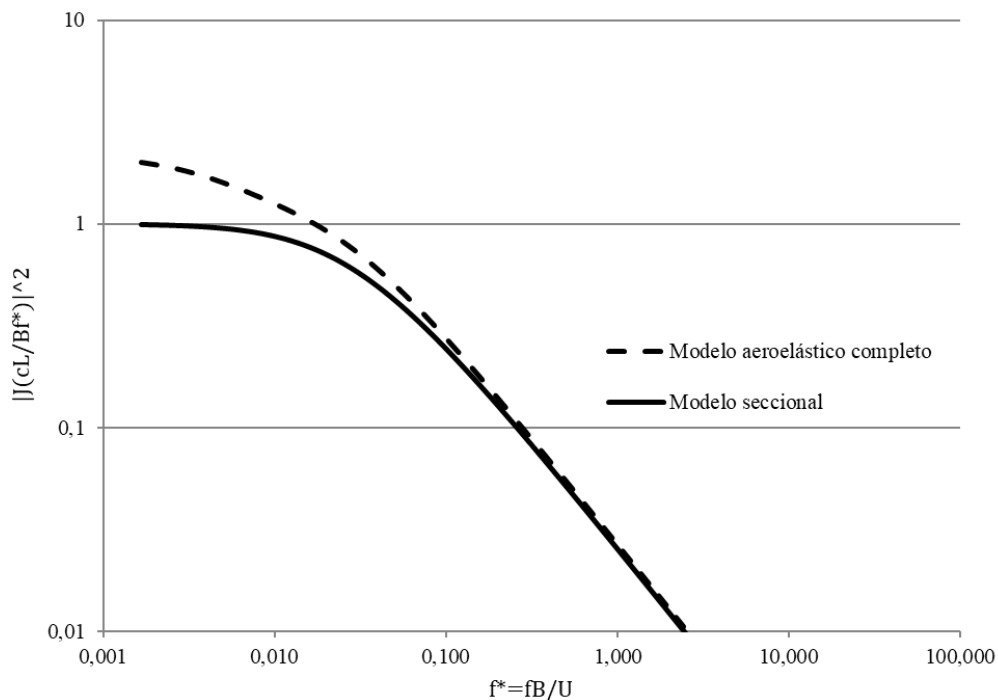


Figura 5.15 - *Joint acceptance function* para os modelos da ponte de Laguna.

Nos ensaios realizados por Davenport para a ponte de Sunshine Skyway, o amortecimento aerodinâmico foi determinado por meio de um oscilador de frequência, permitindo excitar o modelo a uma amplitude controlada para um intervalo de frequências entre 2Hz e 40Hz (escala do modelo). A partir das medições do amortecimento aerodinâmico e de valores típicos de amortecimento estrutural para pontes suspensas e estaiadas reunidas por Davenport, foi possível traçar a curva da Figura 2.13. De maneira semelhante, procurou-se traçar as curvas de amortecimento para a ponte de Laguna.

Para o cálculo da taxa de amortecimento total, DYRBYE e HANSEN (1997) propoem a expressão:



$$\zeta = \frac{f_{est}}{f_{est,vento}} \zeta_{est} + \zeta_{est}^a = \frac{f_{est}}{f_{est,vento}} \zeta_{est} - \frac{\rho B^2}{4m} H_1^* \left( \frac{U}{f_{est} B} \right) \quad (5.11)$$

$H_1^*$  e  $H_4^*$  são coeficientes aeroelásticos do tabuleiro, como descrito no item 2.3.

Na ausência de medições dos coeficientes para a seção da ponte de Laguna, foram tomados valores encontrados na literatura para seções similares, apresentadas no Anexo B: os coeficientes  $H_4^*$  foram tomados das curvas ilustradas na B.1, para a ponte do Grande Belt (DYRBYE e HANSEN, 1997); os coeficientes  $H_1^*$  foram tomados da curva ilustrada na Figura B.2 (MANNINI, 2008, *apud* BATTISTA *et al.*, 2014).

Os valores negativos de  $H_1^*$  resultam em valores positivos de amortecimento aerodinâmico e, assim, há um incremento na taxa de amortecimento total para frequências mais baixas. As curvas finais traçadas para as taxas de amortecimento estrutural consideradas ( $\zeta_v \approx 0,21\%$  e  $1,12\%$ , do modelo seccional;  $\zeta_v \approx 3,6\%$  e  $5,1\%$  do modelo completo), com a consideração de Eq. 5.10 e 5.11, são apresentadas na Figura 5.16. A influência do coeficiente aeroelástico  $H_4^*$  foi desprezível.

De maneira semelhante ao que é apresentado por DAVENPORT e KING (1984) na Figura 2.13, as curvas do fator de correção  $\phi_\zeta$  são traçadas na Figura 5.17, a partir das curvas de taxa de amortecimento total (Figura 5.16) fazendo  $\phi_\zeta = \zeta_{modelo} / \zeta_{protótipo}$ .

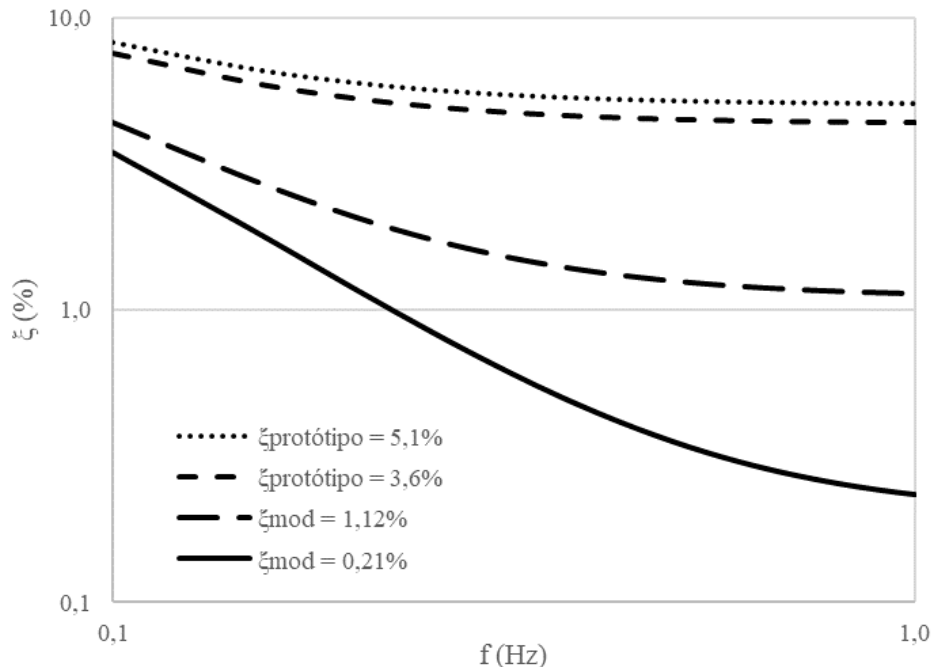


Figura 5.16 – Taxas de amortecimento total (%) em função da frequência (Hz).

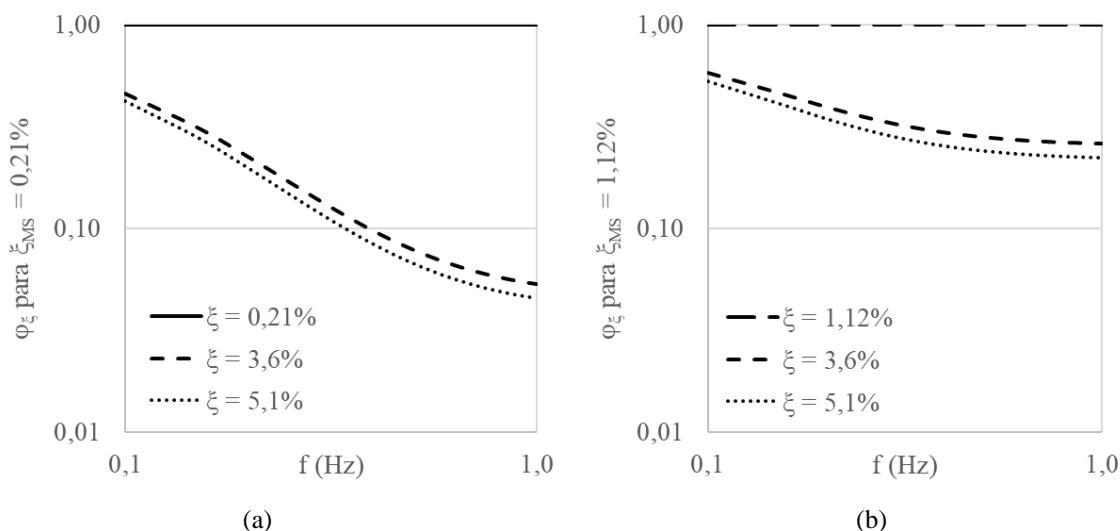


Figura 5.17 – Fatores de correção da taxa de amortecimento total  $\phi_\zeta$  a serem aplicados sobre os resultados do modelo seccional sobre apoios elásticos (a) com  $\zeta_v \approx 0,21\%$  e (b) com  $\zeta_v \approx 1,12\%$ .

A Tabela 5.11 resume todos os fatores de correção determinados para aplicação do método de DAVENPORT e KING (1984), com auxílio das curvas ilustradas nas Figuras 5.14, 5.15 e 5.17. Nota-se que, para o caso da ponte de Laguna, a correção da parcela ressonante é mais sensível aos fatores de correção  $\phi_{\sigma_w}$  e  $\phi_\zeta$ , de intensidade de turbulência e amortecimento.

Tabela 5.11 – Fatores de correção para a estimativa dos deslocamentos do modelo aeroelástico completo (MC) da ponte de Laguna a partir das medidas no seu modelo seccional correspondente (MS).

$\phi_{S_w}$	$\phi_{\sigma_w}$		$\phi_J$	$\phi_\zeta$		
	MS	$I_u = 10,9\%$		MS	$\zeta_v = 0,21\%$	$\zeta_v = 1,12\%$
<b>0,89</b>	MC	<b>2,49</b>	<b>1,0</b>	MC		
	$I_u = 17,2\%$			$\zeta_v = 3,6\%$	<b>0,068</b>	<b>0,273</b>
	$I_u = 29,1\%$			$\zeta_v = 5,1\%$	<b>0,058</b>	<b>0,234</b>

As Figuras 5.18 a 5.21 apresentam os deslocamentos medidos no modelo aeroelástico completo, nas duas situações consideradas (vento incidente a  $174^\circ$  e  $354^\circ$ ), junto dos valores correspondentes estimados a partir do modelo seccional sobre apoios elásticos. O fator de correção total aplicado  $\phi = \phi_{S_w} \phi_{\sigma_w} \phi_J \phi_\zeta$  é indicado em cada Figura.

Assim como no item anterior, apenas o primeiro modo de vibração vertical do tabuleiro foi considerado na estimativa. Recorda-se que, no caso da ponte de Laguna, o primeiro modo foi o único modo observado em baixas frequências: para o modelo aeroelástico completo foi identificado uma frequência igual a 0,97Hz no ensaio de vibrações livres. A priori, os fatores de correção devem ser aplicados apenas à parcela flutuante da resposta – i.e., deveriam ser subtraídas as contribuições da parcela média e

da parcela quase-estática dos valores de pico –, mas não havendo medida das diferentes parcelas, foram aplicados à resposta total. Foi constatado que a parcela média de força é bem pequena, o que ainda justifica a aplicação do método.

Em todos os gráficos, os valores de deslocamentos e velocidades são expressos na escala do protótipo (1:1) e, portanto, no cálculo da frequência reduzida é tomado B (dimensão típica de turbulência) igual a 26,2m, largura do tabuleiro.

A correlação é boa para os resultados em deslocamentos estimados a partir do modelo seccional de menor taxa de amortecimento ( $\zeta_v \approx 0,21\%$ ). Tanto para o caso com incidência a  $354^\circ$ , de menor intensidade de turbulência ( $I_w \approx 7,7\%$ ) – e mais próxima do ensaio do modelo seccional ( $I_w \approx 4,9\%$ ) –, quanto para o caso com incidência a  $174^\circ$ , onde a intensidade de turbulência é maior ( $I_w \approx 13,1\%$ ), as curvas de valores estimados se aproximaram muito dos deslocamentos medidos no modelo aeroelástico completo. Este resultado surpreende, pois de acordo com DAVENPORT e KING (1984), as melhores estimativas são esperadas para valores próximos de taxas de amortecimentos do modelo seccional e do protótipo (neste caso, do modelo físico completo). De fato, destaca-se que esta boa correlação é aparente, visto que os dois modelos não apresentaram a mesma frequência fundamental de vibração (0,60Hz no modelo seccional, 0,97Hz no modelo completo). Ainda assim, as amplitudes estimadas são evidência de que o método pode fornecer valores na ordem de grandeza da resposta da estrutura projetada, mesmo para uma grande diferença de intensidade de turbulência.

Já nos valores estimados a partir do modelo seccional de maior taxa de amortecimento ( $\zeta_v \approx 1,12\%$ ) as curvas não são tão próximas, ainda que a correlação seja razoável. A razão entre pico de deslocamento estimado / pico de deslocamento medido nos casos considerados, na velocidade de vento de projeto, foi entre 1,6 e 1,8, a favor da segurança. Deve-se lembrar que uma correlação perfeita não pode ser esperada se os dois modelos não possuem a mesma frequência fundamental. Além disso, que os fatores de correção foram aplicados sobre a resposta total, incluindo a parcela média, que mesmo de pequeno valor, contribui para o acréscimo na estimativa do deslocamento. Vê-se que os deslocamentos medidos no modelo completo são menores do que os estimados a partir dos resultados do modelo seccional com taxa de amortecimento de 1,12% (mais próxima da taxa de amortecimento do modelo físico completo do que o caso anterior), o que é esperado, considerando as citadas diferenças de frequência natural.

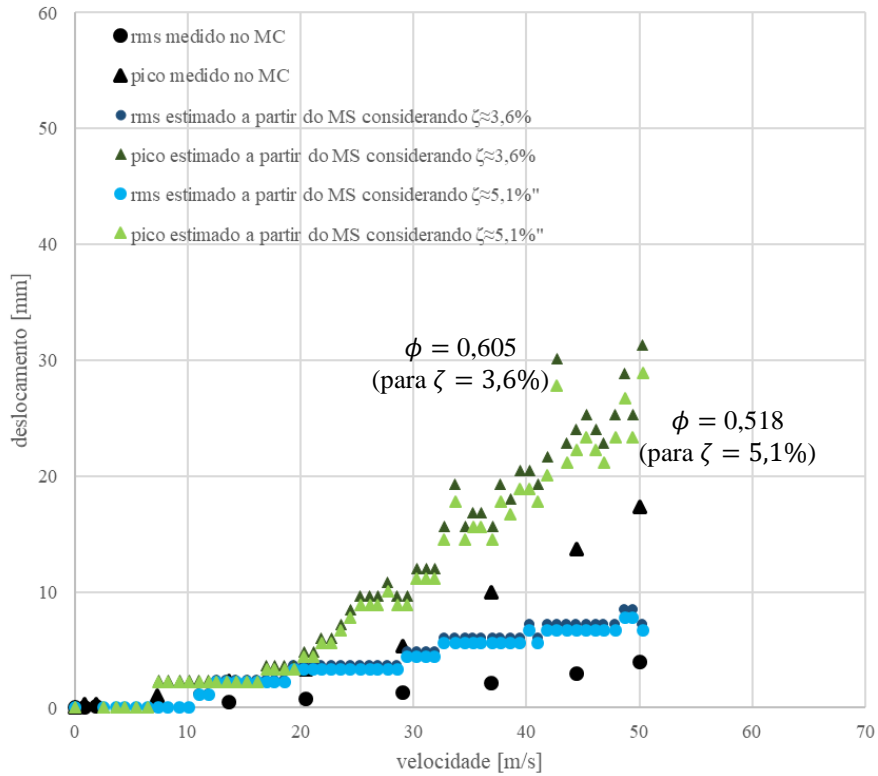


Figura 5.18 – Correlação de deslocamentos na escala do protótipo. Modelo aeroelástico completo com ângulo de incidência de  $354^\circ$ ,  $I_u = 17,2\%$ . Modelo seccional sobre apoios elásticos: amortecimento  $1,12\%$ ,  $I_u = 10,9\%$ .

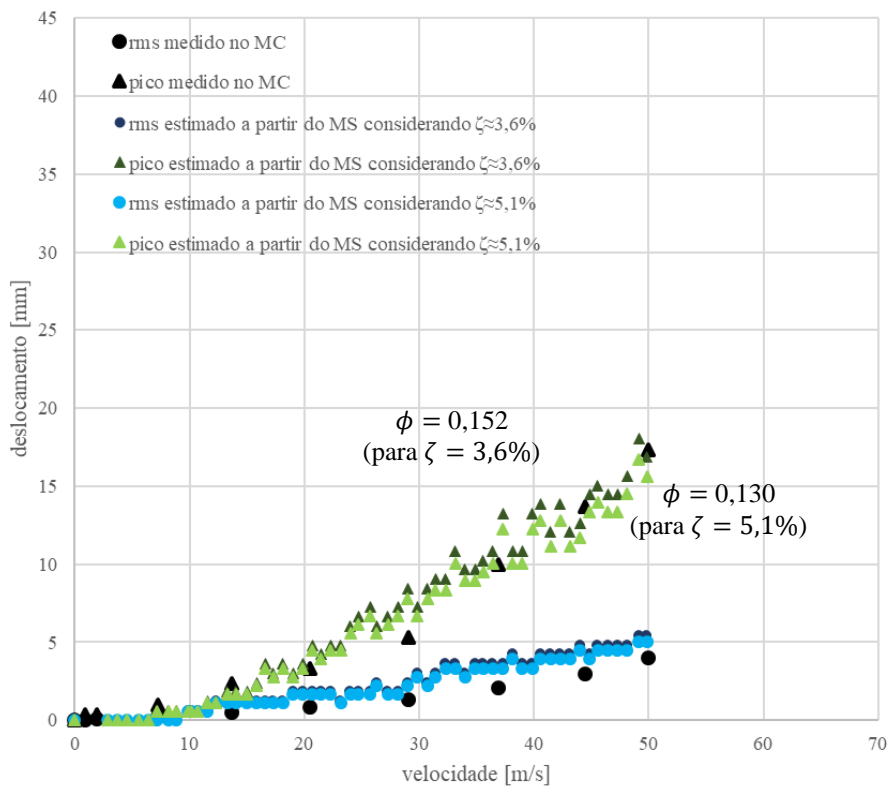


Figura 5.19 – Correlação de deslocamentos na escala do protótipo. Modelo aeroelástico completo com ângulo de incidência de  $354^\circ$ ,  $I_u = 17,2\%$ . Modelo seccional sobre apoios elásticos: amortecimento  $0,21\%$ ,  $I_u = 10,9\%$ .

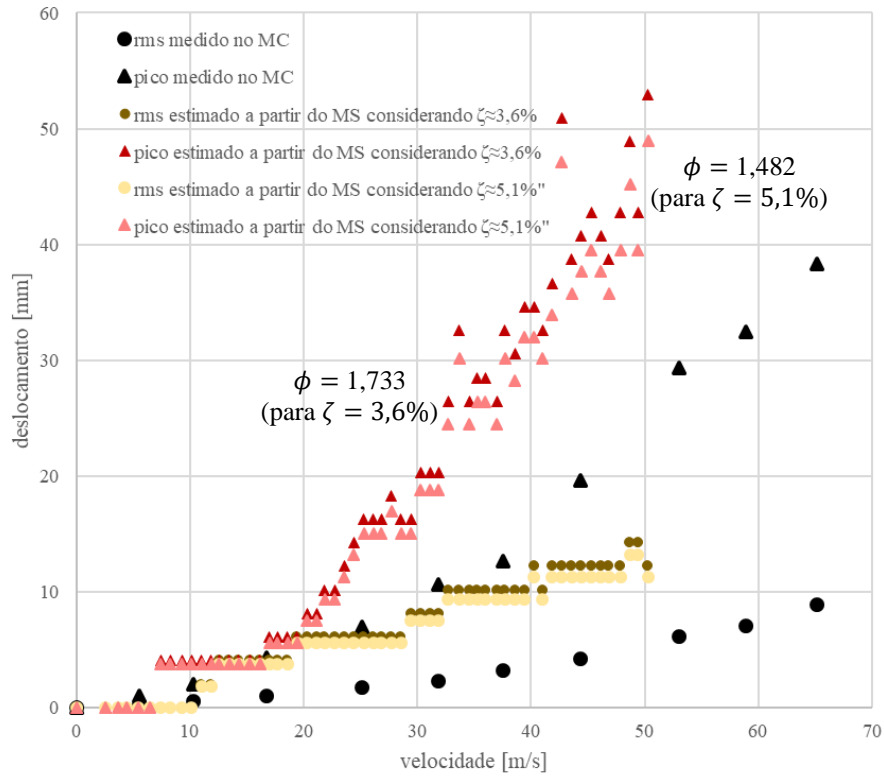


Figura 5.20 – Correlação de deslocamentos na escala do protótipo. Modelo aeroelástico completo com ângulo de incidência de  $174^\circ$ ,  $I_u = 29,1\%$ . Modelo seccional sobre apoios elásticos: amortecimento  $1,12\%$ ,  $I_u = 10,9\%$ .

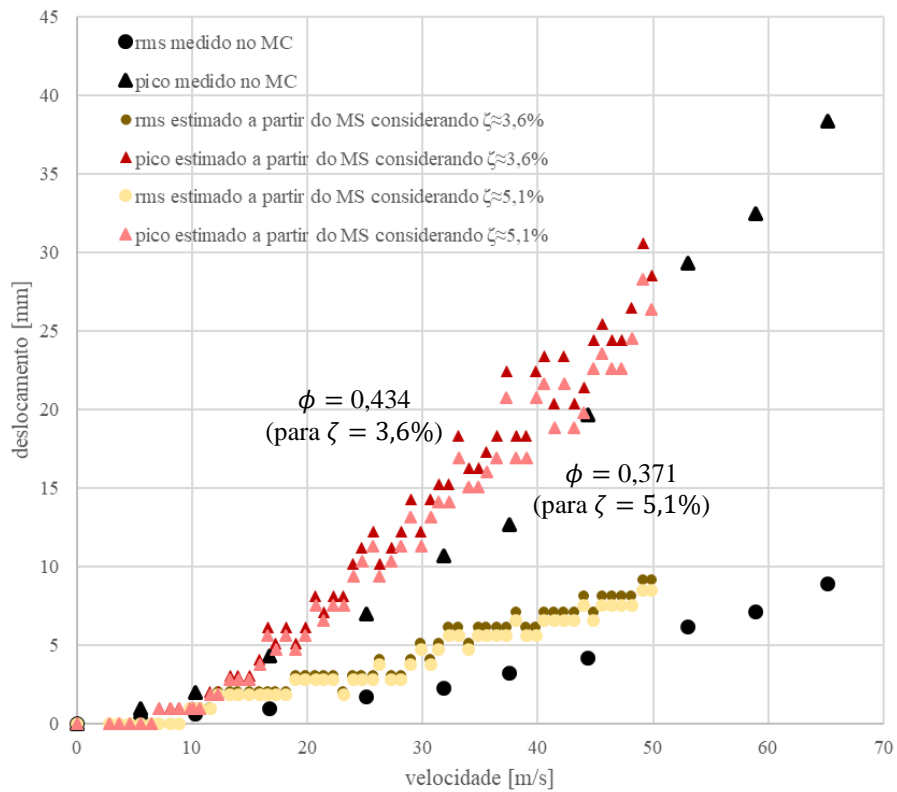


Figura 5.21 – Correlação de deslocamentos na escala do protótipo. Modelo aeroelástico completo com ângulo de incidência de  $174^\circ$ ,  $I_u = 29,1\%$ . Modelo seccional sobre apoios elásticos: amortecimento  $0,21\%$ ,  $I_u = 10,9\%$ .

## 6. COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

Este trabalho investigou diferentes ferramentas de modelagem teórica e física de uma ponte estaiada, úteis na estimativa de sua resposta dinâmica sob ação de vento turbulento. Os ensaios que serviram como referência foram realizados sobre (i) um modelo topográfico para determinação das características do escoamento do vento no local de construção da ponte; (ii) um modelo seccional, fabricado para determinação dos coeficientes aerodinâmicos que servem na formulação dos vetores de força (sobre apoios rígidos), e para verificação da susceptibilidade da seção do tabuleiro a outros fenômenos aeroelásticos (sobre apoios flexíveis); e (iii) o modelo físico aeroelástico da ponte completa em escala reduzida, que avaliou o comportamento global do conjunto tabuleiro, torres, estais e fundações, e a partir do qual foram coletados valores de amplitudes de aceleração e deslocamentos estimados para diferentes condições de escoamento de vento.

Em seguida, um modelo numérico-computacional foi carregado com as funções de forças aerodinâmicas calculadas a fim de reproduzir da forma mais fiel possível as condições simuladas em túnel de vento. Os resultados apresentaram sucesso para algumas condições de turbulência. Algumas considerações:

- \* Foi observada uma diferença entre as frequências fundamentais do modelo numérico-computacional e as frequências obtidas no ensaio de vibrações livres do modelo físico completo (item 5.1), o que pode justificar as diferenças encontradas em algumas respostas dinâmicas. Para a condição de escoamento com incidência de  $174^\circ$ , em particular, onde a intensidade de turbulência é mais elevada ( $I_u = 29,1\%$  na altura do tabuleiro) e se espera, portanto, uma maior contribuição da parcela ressonante de resposta do tabuleiro, os picos de aceleração obtidos da solução do modelo numérico ficaram cerca de 20% distantes dos picos medidos no modelo físico. Alguns modos de vibração identificados no modelo numérico-computacional não foram observados no modelo aeroelástico completo, especialmente aqueles dominados pelo tabuleiro, (modos 5 a 9 do modelo numérico-computacional). No ensaio de vibrações livres, apenas as taxas de amortecimento para o 1º modo de flexão vertical do tabuleiro e de 1º modo de flexão lateral das torres foram determinados. Nas análises do modelo numérico-computacional, as taxas de amortecimento atribuídas para os modos de flexão lateral e torção foram as mesmas da flexão vertical. Destaca-se que o valor de amortecimento estimado para o modo de flexão vertical do tabuleiro é um pouco

superior ao encontrado para pontes desse tipo, segundo algumas referências (KOLOUSEK *et al.*, 1984; DAVENPORT e KING, 1984; DIANA, 1999; FUJINO, 2012; GIMSING, 2012);

- \* Levantou-se também a possibilidade de o valor mais alto de frequência no modelo físico estar associado à rigidez dos apoios e fundações. Ou seja, apesar de o tabuleiro ter sido bem representado em rigidez e distribuição de massas, a modelagem das fundações ou da ligação do tabuleiro aos apoios poderia ter elevado a frequência do modo de flexão vertical. Para verificar se esta hipótese era razoável, o modelo numérico-computacional teve suas fundações e suas ligações entre tabuleiro, torres e apoio restringidas no grau de liberdade de rotação no plano da ponte, mas esta alteração não foi suficiente para elevar a frequência do tabuleiro em flexão vertical;
- \* Sabe-se que as flutuações na direção longitudinal do vento foram bem representadas na modelagem numérica, por meio dos ajustes realizados para que os históricos de velocidades gerados conferissem com o perfil de intensidade de turbulência medido no túnel de vento. Já nas direções lateral e vertical, não há garantia de que o modelo numérico-computacional está de acordo com o físico. Os históricos de velocidade nestas direções para a análise teórica foram baseados nos espectros de Kaimal e os desvios padrões respeitaram a relação indicada por COOK (1985, apud BLESSMANN, 1995):  $\sigma_u : \sigma_v : \sigma_w = 1,00 : 0,68 : 0,45$ . Entretanto, estes espectros e a relação de Cook se referem a dados de campo e não foram realizadas medições para sua validação no túnel de vento. As flutuações verticais são importantes nas expressões das forças de sustentação do tabuleiro e as forças laterais podem não ter influência sobre o tabuleiro, mas têm sobre as torres;
- \* O estudo topográfico identificou intensidades de turbulência distintas nos três diferentes pontos de medição (meio do vão central e topo das duas torres), devido à presença dos morros a oeste. Somado a este efeito topográfico, as intensidades variam também ao longo do comprimento em função a correlação espacial. Nos ensaios do modelo físico completo no túnel de vento, a variação de turbulência identificada pelo modelo topográfico não foi modelada e a correlação espacial de turbulência da camada limite é desconhecida. Todas as análises no modelo numérico-computacional foram realizadas sob a premissa de correlação total, uma

vez que o artigo de BATTISTA *et al.* (2015) já havia identificado que este era o cenário com melhor correlação teórico-experimental;

- \* A correlação das respostas dinâmicas na condição de escoamento com incidência a  $204^\circ$  e  $I_u = 17,2\%$  também não foi ideal, mas destaca-se que esta condição se refere a direção principal do vento incidindo obliquamente sobre o tabuleiro. As diferenças podem estar associadas à turbulência lateral, conforme descrito no tópico anterior, uma vez que uma componente da flutuação lateral (cuja intensidade é desconhecida) atua na direção perpendicular do tabuleiro;
- \* Foi constatado que os modos de vibração da ponte não são puros e associam diferentes modos do tabuleiro com modos das torres (bastante flexíveis), podendo o movimento das torres na direção do eixo da ponte ter influência sobre a flexão vertical do tabuleiro. Como a turbulência lateral é desconhecida e não foram realizadas medições de aceleração no topo da ponte no sentido  $x$ , é difícil avaliar o quanto a turbulência lateral e as vibrações das torres podem estar influenciando na diferença entre as amplitudes de respostas em flexão vertical do tabuleiro.

Guardadas estas ressalvas, foram observados resultados excelentes na correlação em termos de acelerações:

- \* No topo das torres, a correlação obtida foi muito boa, para todos os três casos de escoamento. As torres do modelo aeroelástico completo apresentaram frequência natural idêntica ao do modelo numérico computacional correspondente e, portanto, pode-se garantir que a correlação valida a formulação das forças de vento aplicadas sobre o modelo e as premissas de cálculo adotadas na solução teórica;
- \* A correlação entre os valores de pico de aceleração no tabuleiro, para a condição de escoamento com ângulo de incidência de  $354^\circ$  (e intensidade de turbulência é mais baixa,  $11,4\%$ ), também foi muito boa. Concluiu-se, neste caso, que a intensidade de turbulência mais baixa resulta numa contribuição da parcela flutuante de força também menor e, portanto, a parcela ressonante da resposta é menos perturbada pela frequência natural distinta e tem uma importância menor na comparação teórico-computacional. Ou seja, o sucesso da correlação entre os picos na condição de escoamento com ângulo de incidência de  $354^\circ$  ( $I_u = 11,4\%$  na altura do tabuleiro) se deve à menor contribuição da parcela ressonante na resposta total, em relação à parcela quase-estática;



- \* Do mesmo modo, para os outros dois casos de escoamento (204° e 174°) com intensidades de turbulência bem mais elevadas ( $I_u = 17,2\%$  e  $I_u = 29,1\%$  na altura do tabuleiro, respectivamente), as contribuições da parcela ressonante da resposta são mais importantes, em relação à parcela quase-estática. Assim, a comparação entre essas respostas se mostra coerente com a diferença entre as frequências naturais entre os dois modelos. Particularmente no caso de escoamento com ângulo de incidência de 174°, no qual a intensidade de turbulência é muito superior ( $I_u = 29,1\%$  na altura do tabuleiro), o modelo numérico, por ter frequência mais baixa, mostrou-se bem mais sensível à parcela flutuante de força e apresentando picos de acelerações de resposta ~20% superiores aos do modelo físico, como já mencionado.

Após todas as análises realizadas sobre o modelo numérico computacional, uma nova correlação foi proposta, desta vez em termos de deslocamentos e baseada, não na solução completa do problema dinâmico no domínio do tempo, mas na estimativa direta a partir dos ensaios sobre o modelo seccional, recuperando um método proposto por DAVENPORT e KING (1984). Sobre esta correlação, deve-se destacar:

- \* O método constitui uma ferramenta muito prática ao engenheiro projetista para se obter tanto a amplitude de forças equivalentes a serem aplicadas estaticamente no seu modelo numérico-computacional, quanto para estimar diretamente os valores de resposta. O método é baseado em fatores de correção que consideram as discrepâncias entre o modelo seccional ensaiado no túnel de vento e o protótipo (intensidades de turbulência e espectros de potência das componentes flutuantes de velocidade, taxa de amortecimento, e da forma modal para o modo de vibração);
- \* Além de prescindir de muitas etapas de cálculo, o método não exige a realização de ensaios diferentes do usual – uma vez que o ensaio do modelo seccional é quase sempre realizado para a análise aerodinâmica de novas pontes flexíveis –, mas destaca-se que algumas medidas devem ser tomadas (aquisição das velocidade flutuantes nas diferentes direções; separação das parcelas de resposta). Na estimativa dos deslocamentos apresentados no item 5.5, os valores de base são os picos de resposta do modelo seccional sobre apoios elásticos. No entanto, o valor de pico inclui o valor médio e o valor quase-estático (*background*) da resposta, que não estão sujeitos às correções calculadas pelos fatores. Não havendo medida das diferentes parcelas, os fatores foram aplicados à resposta total;

- \* Para a ponte de Laguna, foi constatado que a parcela média de força é bem pequena, o que ainda justifica a aplicação do método. Já para a parcela quase-estática, não se pode determinar com certeza. Para a ponte de Sunshine Skyway, apresentada como exemplo por DAVENPORT e KING (1984), a primeira frequência fundamental é baixa e, portanto, a contribuição da parcela quase-estática medida foi também pequena. Já o caso da ponte de Laguna é diferente, uma vez que a frequência fundamental do primeiro modo em flexão vertical do tabuleiro se encontra em faixa menos susceptível à ação dinâmica devida à turbulência. Isso pode justificar as diferenças entre valores estimados a partir do modelo seccional e medidos do modelo aeroelástico completo. Ainda assim, foi observada uma correlação bastante razoável.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas; 1988, *NBR-6123 – Forças devidas ao vento em edificações*, Rio de Janeiro (RJ), Brasil.
- BATTISTA, R., PFEIL, M., CURI, A., SANTOS, C., LOREDO-SOUZA, A., ROCHA, M., OLIVEIRA, M.K., BÊNIA, M.C., VALLIS, M., WITTWER, A.; 2015, “Reviewing the art of modeling 3D aeroelastic behavior of cable-stayed bridges”, *14th International Conference on Wind Engineering*, Porto Alegre (RS), Brasil.
- BATTISTA, R.C., PFEIL, M.S., dos SANTOS, C.A.N.; 2014, *Análise dinâmica da estrutura da ponte estaiada sobre o canal Laranjeiras - Relatório técnico III : Análise aeroelástica 3D da ponte estaiada sob ação das forças aerodinâmicas produzidas por ventos suave e turbulento*, Controllato Ltda., Rio de Janeiro (RJ), Brasil.
- BIENKIEWICZ, B., CERMAK, J.E., PETERKA, J.A.; 1987, “Wind-tunnel study of aerodynamic stability and response of a cable-stayed bridge deck”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 26, No. 3, Colorado State University, Engineering Research Center, Fort Collins (CO), Estados Unidos.
- BJØRGE, H.M., SØREIDE, T.H., LARSEN, O.G., KLAVENESS, W.; 1990, “Response prediction of structures subjected to gusty wind”, *Second Symposium on Strait Crossings*, Trondheim, Noruega.
- BLEICH, F.; 1948, “Dynamic instability of truss-stiffened suspension bridges under wind action”, *Proc. ASCE*, Vol. 74, No. 8, pp. 1269-1314.
- BLESSMANN, J.; 2005, *Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento*, 2ª edição, editora da UFRGS, Porto Alegre (RS), Brasil.
- BLESSMANN, J.; 2011, *Aerodinâmica das construções*, 3ª edição, editora da UFRGS, Porto Alegre (RS), Brasil.
- BLESSMANN, J.; 2013, *O vento na engenharia estrutural*, 2ª edição, editora da UFRGS, Porto Alegre (RS), Brasil.
- BUCHHOLDT, H.A.; 1985, *An introduction to cable roof structures*, 1ª edição, Cambridge University Press, Cambridge, Reino Unido.
- CALGARO, J.A., BERNARD-GÉLY, A. ; 1994, *Conception des ponts*, *Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées*, Paris, França.
- CEN, *Comité Européen de Normalisation*; 2005, *EN 1991-1-4 Eurocode 1: action sur les structures. Partie 1-4: actions générales - actions du vent*, Bruxelas, Bélgica
- DAVENPORT, A.G. ; 1962, “The buffeting response of a suspension bridge by storm winds”, *ASCE, Journal of the Structural Division*, Vol. 88, pp. 233-268, Reston (VA), Estados Unidos.

- DAVENPORT, A.G.; 1972, “The use of taut-strip models in the prediction of the response of long span bridges to turbulent flow”, *Proc. Symposium on Flow-Induced Structural Vibrations, IUTAM-IAHR*, pp. 373-381, Karlsruhe, Alemanha.
- DAVENPORT, A.G., KING, J.P.C.; 1984, “Dynamic wind forces on long span bridges”, 12<sup>th</sup> IABSE, pp.705-712, Vancouver (BC), Canada.
- DIANA, G., CHELI, F. ZASSO, A.; 1999, *Suspension bridge response to turbulent wind: Comparison of new numerical simulation method results with full scale data. Wind Engineering into the 21st Century*, pp, 871–878, G. L. Larose and F. M. Livesey, eds., Balkema, Roterdã, Países Baixos.
- DYRBYE, C.; HANSEN, S.O.; 1997, *Wind Loads on Structures*, John Wiley & Sons, Hoboken (NJ), Estados Unidos.
- FOUCRIAT, J.C., CREMONA, C.; 2002, *Comportement au vent des ponts*, AFGC, *Presses de l’Ecole nationale des ponts et chaussées*, Paris, França.
- FUJINO, Y., KIMURA, K., TANAKA, H.; 2012, *Wind resistant design of bridges in Japan*, Springer, Tóquio, Japão.
- GIMSING, N.J., GEORGAKIS, C.T.; 2012, *Cable Supported Bridges*. 3 ed. Chichester, John Wiley & Sons, Hoboken (NJ), Estados Unidos.
- HERZOG, M.; 1987, *Näherungsberechnung von Schrägseilbrücken*, *Bau+Technik* 64, Heft 10, S. 348-356, Erkhart, Alemanha.
- HOLMES, J.D.; 1975, “Prediction of the response of a cable stayed bridge to turbulence”, *Proceedings of the Fourth International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures*, Heathrow, Reino Unido.
- HOLMES, J.D.; 2015, *Wind Loading on Structures*, 3<sup>a</sup> edição, CRC Press, Boca Raton (FL), Estados Unidos.
- KOULOUSEK, V., PRINER, M., FISCHER, O., NAPRSTEK, J.; 1984, *Wind Effects on Civil Engineering Structures*, Elsevier, Praga, República Tcheca.
- LAROSE, G. L.; 1992, *The response of a suspension bridge deck to turbulent wind: the taut strip model approach*, *The University of Western Ontario*, London (Ontario), Canadá.
- LEONHARDT, F., ZELLNER, SAUL. R.; 1979, “Modellversuche für die Schrägkabelbrücken Zárate-Brazo Largo über den Rio Paraná”, *Bauingenieur* 54.
- LOBO CARNEIRO, F.; 1993, *Análise Dimensional e Teoria da Semelhança e dos Modelos Físico*, 2<sup>a</sup> edição, editora da UFRJ, Rio de Janeiro (RJ), Brasil.
- LOREDO-SOUZA, A.M., ROCHA, M.M., OLIVEIRA, M.G.K., CACHUÇO, F.B., BÊNIA, M.C.D., VALLIS, M.B.; 2014-2015; Relatórios de determinação experimental, em túnel de vento do comportamento aerodinâmico da Ponte Estaiada sobre o Canal Laranjeiras, BR-101 – Laguna – SC, Vento-S Consultoria

em Engenharia do Vento Ltda.; LAC/UFRGS, Laboratório de Aerodinâmica das Construções; Porto Alegre (RS), Brasil.

Etapa I - Coeficientes Aerodinâmicos Médios, set/2014

Etapa II - Derivativo Aerodinâmico A2, set/2014

Etapa III - Velocidades Críticas de Drapejamento (Flutter) e Desprendimento Alternado de Vórtices, out/2014.

Etapa IV - Amplitudes de vibrações devidas à ação dinâmica do vento através de modelo aeroelástico completo, abr/2015

MIYATA, T.; YAMAGUCHI, H., ITO, M., 1977, "A study on dynamics of cable-stayed structures". *Annual Report of the Engineering Research Institute*, Vol. 36, Report No. 7814, pp 49-56, Faculty of Engineering, University of Tokyo, Tóquio, Japão.

MIYATA, T.; OKAUCHI, I., SHIRAISHI, N., NARITA, N., NARAHIRA, T., 1988, "Preliminary design considerations for wind effects on a very long-span suspension bridge", *Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Congress on Wind Engineering, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 29, pp. 379-388, Aachen, Alemanha.

PATRÓN SOLARES, A.; 1998, *Modélisation numérique de la tenue au vent des ponts souples*, tese de doutorado, Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris, França.

PFEIL, M.S.; 1993, *Comportamento aeroelástico de pontes estaiadas*, tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro (RJ), Brasil.

PODOLNY, W. SCALZI, J.B.; 1976, *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*, 1 ed., John Wiley & Sons, Nova Iorque (NY), Estados Unidos.

ROCARD, Y.; 1954; *L'instabilité en mécanique*, Masson, Paris.

SANTOS, C., el DAMATTY, A., PFEIL, M.; 2016, "Comparison between the numerical and experimental wind responses from a full aeroelastic model test of a cable stayed bridge", *4<sup>th</sup> American Association for Wind Engineering Workshop*, Miami (FL), Estado Unidos.

SABZEVARI, A.; 1971, "Aerodynamic response of suspension bridges to wind gust", *Proceedings of the Third International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures*, Part IV, pp. 1029-1038, Tóquio, Japão.

SCANLAN, R.H.; 1971, "An examination of aerodynamic response theories and model testing relative to suspension bridges", *Proceedings of the Third International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures*, Part IV, pp. 941-951, Tóquio, Japão.

SCANLAN, R.H.; TOMKO, J.J.; 1971, "Airfoil and bridge flutter derivatives", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 109, No. 2, pp.586-603.

SCANLAN, R.H., 1978, "The action of flexible bridges und wind", *I & II, Journal of Sound and Vibration*, Vol. 160, No. 2, pp. 187-211.

- SCANLAN, R.H.; 1987, “Interpreting aeroelastic models of cable-stayed bridges”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 113, No. 4, pp. 555-531.
- SCANLAN, R.H.; 1993, “Problematics in formulation of wind-forced models for bridge deck”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 119, No. 7, pp. 1353-1375.
- SCRUTON, C.; 1952, “Experimental investigation of aerodynamic stability of suspension bridges with special reference to proposed Severn Bridge”, *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, Vol. 1, Part 1, No. 2, pp.189-22, Londres, Reino Unido.
- SIMIU, E; SCANLAN, R.; 1996, *Wind Effects on Structures*, 3a edição, John Wiley & Sons, EUA.
- SOO, H.S.W., SCANLAN, R.H.; 1983, “Calculation of the wind buffeting of the Lions Gate Bridge and comparison with model studies”, *Proceedings of the Sixth International Conference on Wind Engineering*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 14, pp. 201-210, Auckland, Nova Zelândia.
- STAROSSEK, U.; 2013, *Brückendynamik: Windregte Schwingungen von Seilbrücken*, Springer, Hamburgo, Alemanha.
- SVENSSON, H.; 2011, *Cable-stayed bridges: 40 years of experience worldwide*, Ernst & Sohn.
- VINCENT, D.H.C., TAYLOR, P.R., STIEMER, S.F.; 1988, *Full scale dynamic testing of the Annacis Bridge*, IABSE Proc. P-122/88, Zurique, Suíça.
- VIRLOGEUX, M.; 1989, *Un pont de 3000 mètres. Les ponts suspendus*, *Bulletin de l'Association "Connaissance des Ouvrages d'Art"*, No. 3-4, pp. 58-67, Paris, França.
- VIRLOGEUX, M.; 2012, *Cours de conception et de construction des ponts. Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées*, Paris, França.
- WALTHER, R., 1994, *Schrägseilbrücken*, Bau+Technik, Erkrath, Alemanha.
- WARDLAW, R.L., TANAKA, H., TTSUNOMIYA, H.; 1983, “Wind tunnel experiments on the effects of turbulence on the aerodynamic behaviour of bridge road decks”, *Proceedings of the Sixth International Conference on Wind Engineering, Session 12*, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 14, pp. 247-257, Auckland, Nova Zelândia.
- WARDLAW, R.L.; 1988, “The wind resistant design of cable-stayed bridges”, *Proceedings, ASCE National Convention, Session Cable-Stayed Bridges*, pp. 46-61, Nashville (TE), Estados Unidos.
- WARDLAW, R.L.; 1988, *Wind tunnel testing techniques*, National Research Council of Canada, Ottawa (Ontario), Canadá.
- WYATT, T.A.; 1988, *The dynamic behavior of cable-stayed bridges: Fundamentals and parametric studies*, Imperial College Press, Londres, Reino Unido.

## ANEXO A – Parâmetros estatísticos e propriedades de turbulência

### A.1. Parâmetros estatísticos de um processo aleatório

As flutuações devidas à turbulência do vento são processos estocásticos estacionários e ergódicos. Por *estacionário*, entende-se que num sinal qualquer registrado, os parâmetros estatísticos são invariantes para qualquer deslocamento da origem do tempo (se a amostra for tomada sobre um intervalo de tempo representativo). Já por *ergódico*, entende-se que basta uma única amostra para descrever o fenômeno, pois os parâmetros estatísticos se repetem em qualquer amostra. Estas duas propriedades são fundamentais para determinação dos seguintes parâmetros estatísticos do processo:

$$\text{Média:} \quad \mu_u = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T u(x, t) dt \quad (\text{A.1})$$

$$\text{Média quadrática:} \quad \psi_u^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T u^2(x, t) dt \quad (\text{A.2})$$

$$\text{Variância:} \quad \sigma_u^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [u(x, t) - \mu_u]^2 dt \quad (\text{A.3})$$

$$\text{Valor RMS (raiz da média quadrática):} \quad \psi_u = \sqrt{\psi_u^2} \quad (\text{A.4})$$

$$\text{Desvio padrão:} \quad \sigma_u = \sqrt{\sigma_u^2} \quad (\text{A.5})$$

Dados estes parâmetros, a frequência relativa de ocorrência das velocidades de vento pode ser expressa numa distribuição probabilística que, de acordo com Davenport (Blessmann, 2013), se aproxima de uma distribuição normal (gaussiana).

### A.2. Intensidade de turbulência

A *intensidade de turbulência* serve de medida adimensional da energia cinética das flutuações da velocidade e é definida pelo quociente entre o desvio padrão das flutuações e uma velocidade de referência – podendo ser a velocidade média no ponto em que se determinou o desvio padrão.

Para cada componente flutuante, tem-se:

$$\text{na direção longitudinal } x: \quad I_u = \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \quad (\text{A.6.a})$$

$$\text{na direção lateral } y: \quad I_v = \frac{\sigma_v}{\bar{U}} \quad (\text{A.6.b})$$

$$\text{na direção lateral } z: \quad I_w = \frac{\sigma_w}{\bar{U}} \quad (\text{A.6.c})$$

### A.3. Função de autocorrelação (correlação temporal)

A interdependência entre os valores de uma amostra nos instantes de tempo  $t$  e  $t + \tau$  é medida pela *função de autocorrelação*, dada pela Eq. 3.6.

$$R_u(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T u(t) \cdot u(t + \tau) dt \quad (\text{A.7})$$

para a componente flutuante longitudinal  $u(x, y, z, t)$ . A mesma expressão se aplica às componentes  $v(x, y, z, t)$  e  $w(x, y, z, t)$ .

Quanto menor a defasagem  $\tau$ , espera-se que seja maior a correlação entre dois valores e, para uma defasagem nula ( $\tau = 0$ ), a função de autocorrelação  $R_u(0)$  é igual à média quadrática  $\psi_u^2$ .

#### A.4. Função de correlação cruzada (correlação espacial)

Define-se como *função de correlação cruzada* a medida da interdependência entre flutuações  $u_k(x_k, t)$  e  $u_l(x_l, t)$ , referentes às velocidades em dois pontos distintos  $k$  e  $l$ :

$$R_{u_k u_l}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T u_k(t) \cdot u_l(t + \tau) dt \quad (\text{A.8})$$

As funções de correlação cruzada permitem a determinação das dimensões médias dos maiores turbilhões. A área sob a curva da função  $R_{u_k u_l}(\tau)$  é chamada escala espacial da turbulência (ou também macroescala, escala integral ou apenas escala de turbulência) e indica uma dimensão média  $L$  característica da turbulência.

#### A.5. Espectros de potência

Espectros (ou densidades espectrais) de potência descrevem a distribuição da energia do processo em função da frequência. Sua expressão matemática tem origem na função de autocorrelação, sobre a qual se aplica a transformada de Fourier:

$$S_u(f) = \mathcal{F}[R_u(\tau)] = \int_{-\infty}^{\infty} R_u(\tau) \cdot e^{-i2\pi n\tau} df \quad (\text{A.9})$$

Se a função de autocorrelação  $R_u(\tau)$  é real, par e não negativa, a função de densidade espectral  $S_u(f)$  é também uma função real e fornece as mesmas informações no domínio da frequência. A inversão de Fourier também é válida e dada por:

$$R_u(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_u(f) \cdot e^{i2\pi n\tau} df \quad (\text{A.10})$$

Assim, para uma defasagem de tempo real nula, tem-se:

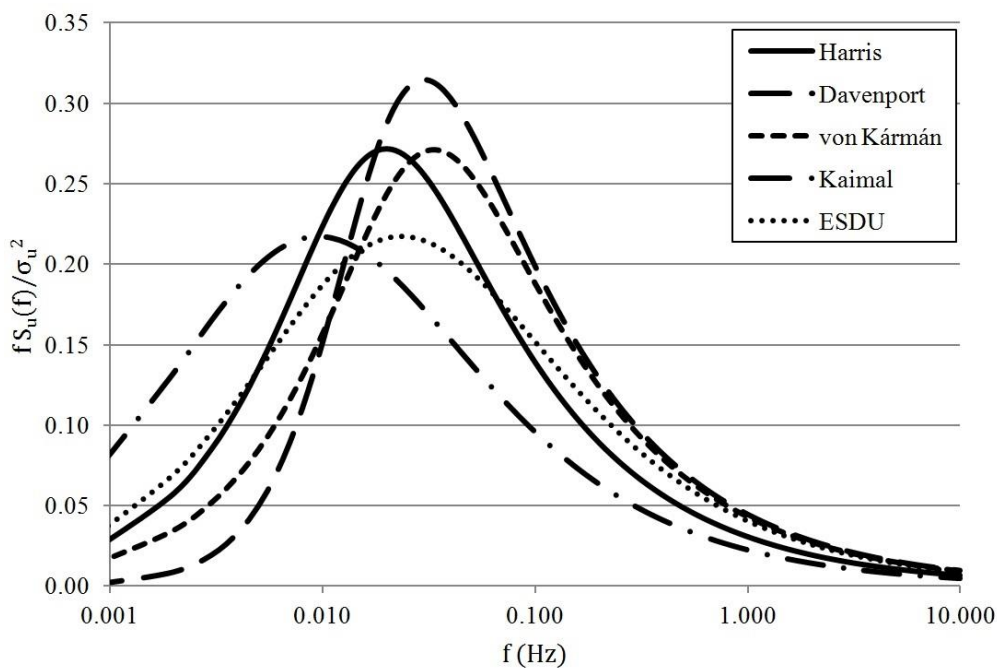
$$R_u(0) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T u^2(t) dt = \int_{-\infty}^{\infty} S_u(n) dn = \psi_u^2 = \sigma_u^2 - \mu_u^2$$



A área sob o gráfico do espectro de potência  $S_u(f)$  é, portanto, igual à média quadrática  $\psi_u^2$ . A Tabela A.1 resume algumas das diversas expressões propostas para as funções de densidade espectral de potência  $S_u$  (na direção longitudinal do vento) escritas na forma adimensional. Destaca-se que o espectro de Harris é o adotado pela NBR 6123 e que o espectro ESDU (*Engineering Sciences Data Unit*, 1974) é utilizado pela norma europeia EN 1991-1-4. Estes espectros teóricos são comparados na Figura A.1.

**Tabela A.1 – Espectros teóricos de potência  $S_u$ , na direção longitudinal do vento.**

<b>Autor</b>	<b>Função de densidade espectral</b>	
Harris	$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{0,6 X_1}{(2 + X_1^2)^{5/6}}$	$X_1 = \frac{f L_1}{\bar{U}_{10}}, L_1 = 1800m$
Davenport	$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{2 X_1^2}{3(1 + X_1^2)^{4/3}}$	$X_1 = \frac{f L_1}{\bar{U}_{10}}, L_1 = 1200m$
von Kármán	$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4 X_1}{(1 + 70,78 X_1^2)^{5/6}}$	$X_1(z) = \frac{f L_{11}(z)}{\bar{U}(z)}$ $L_{11}(z) = 25(z - z_d)^{0,35} z_0^{-0,063}$
Kaimal	$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{(100/3) Y_1}{(1 + 50 Y_1)^{5/3}}$	$Y_1(z) = \frac{f z}{\bar{U}(z)}$
ESDU	$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{6,8 f_L(f, z)}{(1 + 10,2 f_L(f, z))^{5/3}}$	$f_L(f, z) = \frac{f L(z)}{\bar{U}(z)}$ $L(z) = 300 \left( \frac{z}{200} \right)^{0,67 + 0,05 \ln(z_0)}$



**Figura A.1 – Espectros teóricos de potência  $S_u$  (na direção longitudinal do vento), Tabela A.1.**

A Tabela A.2 apresenta as funções de densidade espectral  $S_v$  e  $S_w$ , nas outras duas direções de flutuação, ilustradas nas Figuras A.2 a A.4.

Tabela A.2 – Espectros teóricos de potência  $S_v$  e  $S_w$ , nas outras duas direções de flutuação.

Autor	Função de densidade espectral
von Kármán	$\frac{fS_v(f)}{\sigma_v^2} = \frac{4X_2[1 + 188,4(2X_2)^2]}{(1 + 70,78(2X_2)^2)^{11/6}} \quad X_2 = \frac{fL_{21}(z)}{\bar{U}(z)}$
	$\frac{fS_w(f)}{\sigma_w^2} = \frac{4X_3[1 + 188,4(2X_3)^2]}{(1 + 70,78(2X_3)^2)^{11/6}} \quad X_3 = \frac{fL_{31}(z)}{\bar{U}(z)}$
Kaimal	$\frac{fS_v(f)}{\sigma_v^2} = \frac{0,164Y_2}{[1 + 0,164Y_2^{5/3}]} \quad Y_2 = 37,7Y_1$
	$\frac{fS_w(f)}{\sigma_w^2} = \frac{0,164Y_3}{[1 + 0,164Y_3^{5/3}]} \quad Y_3 = 10,4Y_1$
ESDU	$\frac{fS_v(f)}{\sigma_v^2} = \frac{4X_2(1 + 755X_2^2)}{(1 + 283X_2^2)^{11/6}} \quad X_2 = \frac{fL_{21}(z)}{\bar{U}(z)}$
	$\frac{fS_w(f)}{\sigma_w^2} = \frac{4X_3(1 + 755X_3^2)}{(1 + 283X_3^2)^{11/6}} \quad X_3 = \frac{fL_{31}(z)}{\bar{U}(z)}$
	$L_{21}(z) = 5,1(z - z_d)^{0,48}z_0^{-0,086}$
	$L_{31}(z) = 0,35(z - z_d)$

A relação entre os desvios padrão e entre as variâncias das três componentes pode ser tomada como (COOK, 1985 *apud* BLESSMANN, 1995):

$$\sigma_u : \sigma_v : \sigma_w = 1,00 : 0,68 : 0,45$$

$$\sigma_u^2 : \sigma_v^2 : \sigma_w^2 = 1,00 : 0,46 : 0,20$$

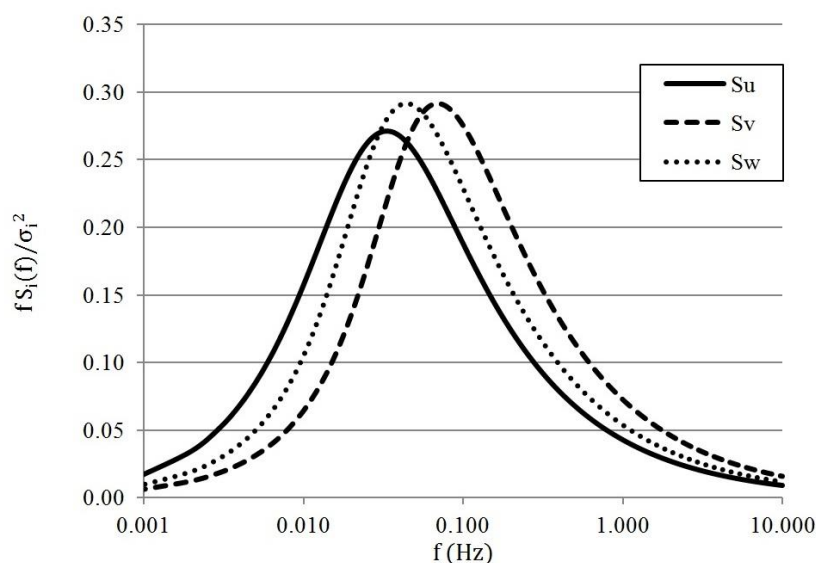


Figura A.2 – Espectros teóricos de potência  $S_u$ ,  $S_v$  e  $S_w$ , por von Kármán (ver Tabelas A.1 e A.2).

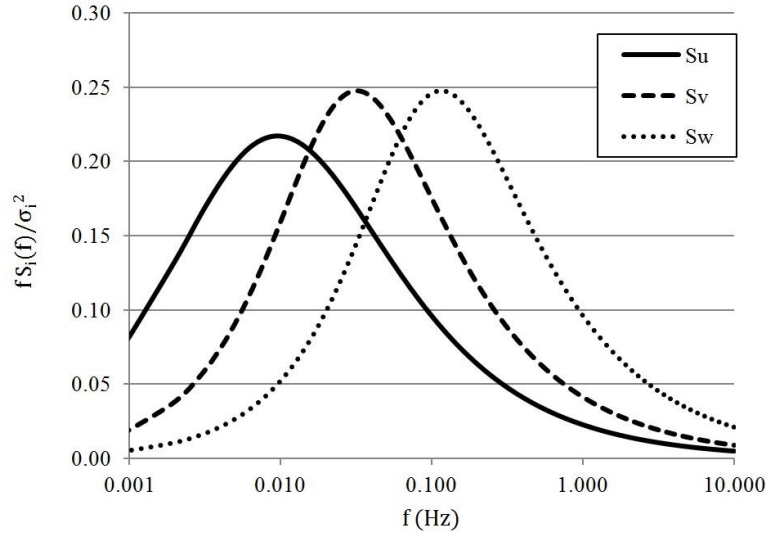


Figura A.3 – Espectros teóricos de potência  $S_u$ ,  $S_v$  e  $S_w$ , por Kaimal (ver Tabelas A.1 e A.2).

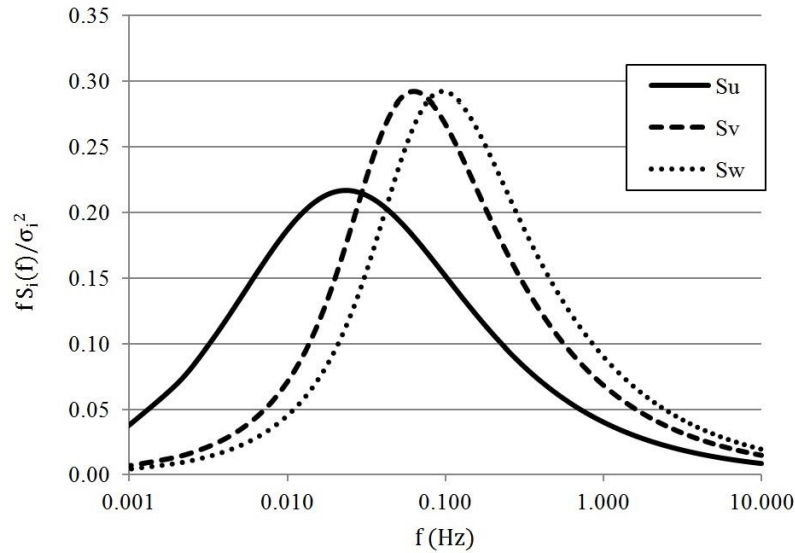


Figura A.4 – Espectros teóricos de potência  $S_u$ ,  $S_v$  e  $S_w$ , pelo ESDU (ver Tabelas A.1 e A.2).

### A.6. Espectros de potência

Os espectros cruzados de turbulência são funções que descrevem a correlação espacial das flutuações no domínio da frequência entre dois pontos  $k$  e  $l$ .

$$S_{uk,ul}(f) = \sqrt{S_{uk}(f)}\sqrt{S_{wl}(f)}\psi_u(\Delta_r, f) \quad (\text{A.11})$$

sendo  $\psi_u(\Delta_r, f)$  é o co-espectro normalizado dado por:

$$\psi_u(\Delta_r, f) = \exp\left(\frac{-f}{\bar{U}_{med}} \sqrt{C_x^2(x_k - x_l)^2 + C_y^2(y_k - y_l)^2 + C_z^2(z_k - z_l)^2}\right) \quad (\text{A.12})$$

onde  $(x_k, y_k, z_k)$  e  $(x_l, y_l, z_l)$  são coordenadas dos pontos  $k$  e  $l$ ;

$\bar{U}_{med}$  é a velocidade de tempo média entre os pontos  $k$  e  $l$ ;

$C_x, C_y, C_z$  são coeficientes de decaimento, obtidos experimentalmente.

## ANEXO B – Coeficientes aeroelásticos $H1^*$ e $H4^*$ aplicados à ponte de Laguna

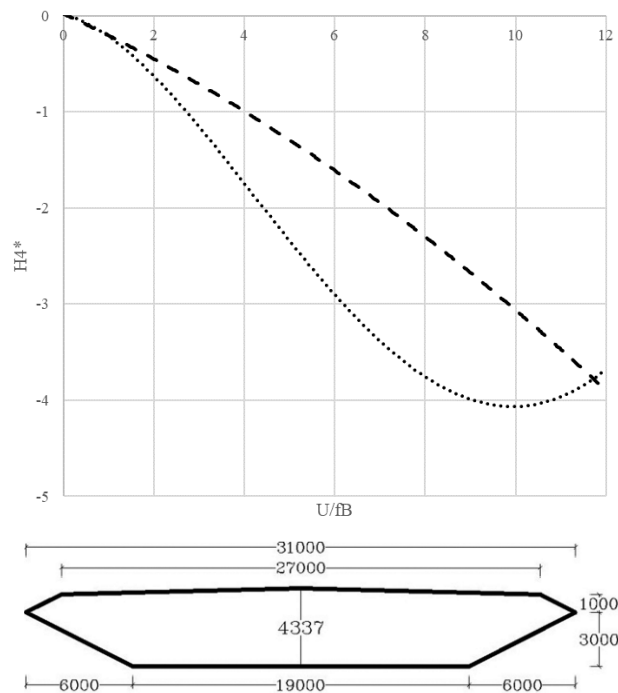


Figura B.1 – Variação do coeficiente aeroelástico  $H4^*$  em função da velocidade reduzida, para a seção da ponte do Grande Belt (adaptado de DYRBYE e HANSEN, 1997).

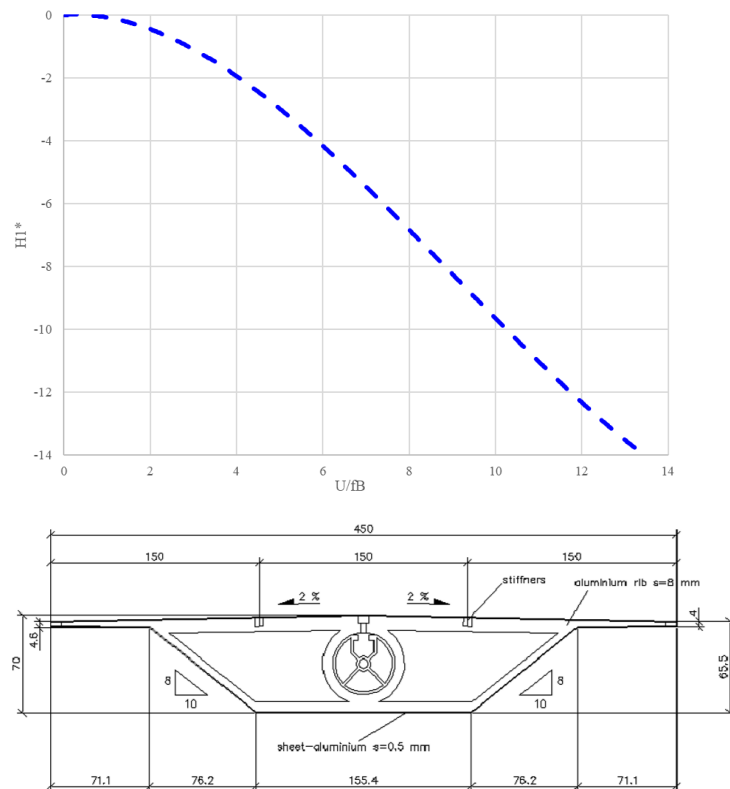


Figura B.2 – Variação do coeficiente aeroelástico  $H1^*$  em função da velocidade reduzida, para a seção indicada (adaptado de MANNINI, 2008, *apud* BATTISTA *et al.*, 2014).