

**Universidade Federal do Rio Grande do Sul**

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

**INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DO EFEITO DE  
INTERFERÊNCIA DE TABULEIROS PARALELOS DE  
PONTES EM TÚNEL DE VENTO FRENTE AO  
DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES**

**Gustavo Javier Zani Núñez**

Porto Alegre

Dezembro de 2008

---

Gustavo Javier Zani Núñez

**INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DO EFEITO DE  
INTERFERÊNCIA DE TABULEIROS PARALELOS DE  
PONTES EM TÚNEL DE VENTO FRENTE AO  
DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de **Doutor em Engenharia**.

Porto Alegre  
Dezembro de 2008

N972i Núñez, Gustavo Javier Zani  
Investigação experimental do efeito de interferência de tabuleiros paralelos de pontes em túnel de vento frente ao desprendimento de vórtices / Gustavo Javier Zani Núñez. – 2008.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2008.

Orientação: Prof. Dr. Acir Mércio Loredou-Souza  
Prof. Dr. Marcelo Maia Rocha

1. Túnel de vento. 2. Pontes (Engenharia). 3. Vento – Estruturas.  
I. Loredou-Souza, Acir Mércio, orient. II. Rocha, Marcelo Maia, orient.  
III. Título.

CDU-624.042.4(043)

---

**Gustavo Javier Zani Núñez**

**INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DO EFEITO DE  
INTERFERÊNCIA DE TABULEIROS PARALELOS DE  
PONTES EM TÚNEL DE VENTO FRENTE AO  
DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES**

Esta Tese foi julgada adequada para a obtenção do título de **Doutor em Engenharia** e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 12 de dezembro de 2008.

---

Prof. Acir Mércio Loredou-Souza  
Ph.D. pela University of Western Ontario,  
Canadá  
Orientador

---

Prof. Marcelo Maia Rocha  
Dr. Techn. pela Universität Innsbruck,  
Áustria  
Orientador

---

Prof. Fernando Schnaid  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. José Luís Vital de Brito (UnB)**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Adrián Roberto Wittwer (UNNE)**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Joaquim Blessmann (UFRGS)**  
D.Sc. pelo Instituto Tecnológico da Aeronáutica, Brasil

**Profª. Angela Borges Masuero (UFRGS)**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

*Aos meus pais, Javier e Anita;  
À Ana e Bárbara e especialmente  
à Anelise, dedico este trabalho.*

---

## AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Acir Mércio Loredou-Souza e Prof. Marcelo Maia Rocha, agradeço pela dedicação e estímulo durante minha formação na Pós-Graduação, em especial na realização deste trabalho.

Um agradecimento especial ao amigo Acir Mércio, por sua amizade e cumplicidade em todos os momentos profissionais e pessoais, pessoa com quem sempre pude contar.

Ao meu grande amigo Paulo Francisco Bueno pelo apoio incondicional e estímulo em todos meus momentos no túnel de vento.

Aos colegas de LAC, em especial aos amigos Elvis Antônio Carpeggiani e Lisandra Fraga Limas.

Aos muitos bolsistas de iniciação científica que me auxiliaram, especialmente à Maria Cristina Dolz Bênia, sempre muito prestativa e eficiente.

Aos Professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil pelo conhecimento transmitido, e ao pessoal da secretaria do PPGEC pela atenção e paciência.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa de estudos concedida.

---

## RESUMO

NÚÑEZ, G. J. Z. – **Investigação Experimental do Efeito de Interferência de Tabuleiros Paralelos de Pontes em Túnel de Vento Frente ao Desprendimento de Vórtices**. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2008.

O conhecimento do comportamento aerodinâmico do tabuleiro de uma ponte é um fator determinante em projetos de pontes e na resolução de problemas práticos de engenharia associados. No Brasil ainda são poucas, mas crescentes, as construções de pontes com cabos, sejam elas pênséis ou estaiadas. Estas fazem parte do foco do estudo desta tese de doutorado que visa à obtenção de contribuições para ampliar a base de dados referentes aos parâmetros que influenciam o comportamento aerodinâmico de pontes. Busca-se investigar e quantificar os efeitos de interferência devidos à ação do vento em tabuleiros paralelos (próximos) de pontes, frente à resposta induzida pelo desprendimento de vórtices, gerando subsídios para a elaboração de projetos e solução de problemas da prática da Engenharia Civil.

O programa experimental foi realizado nas instalações do Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann* da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Foram realizadas medidas em modelos seccionais reduzidos de um tabuleiro de ponte. Um modelo teve sua secção transversal média instrumentada com tomadas de pressão para determinação do campo de pressões. Foram obtidos campos de pressões para o modelo isolado e para distintas configurações de vizinhança (posicionamento de outro tabuleiro idêntico paralelo ao instrumentado). O outro modelo seccional foi ensaiado com o auxílio de um dispositivo que permite a simulação de dois graus de liberdade, vertical e torcional, utilizado para a determinação do comportamento dinâmico do tabuleiro frente ao desprendimento de vórtices. Nestes testes foram investigadas as condições de vizinhança, de dispositivos aerodinâmicos (nariz de vento) além da variação do nível de amortecimento em relação ao crítico, sendo a seguir realizadas medidas do campo de velocidades no entorno do modelo do tabuleiro.

Os efeitos de interferência observados, a partir dos testes com modelos estáticos, variaram de acordo com cada uma das disposições geométricas estudadas. Em determinadas situações foram observados efeitos benéficos de proteção, entretanto, aumentos nos coeficientes

também ocorreram. Os resultados obtidos com os modelos dinâmicos indicaram, de uma forma geral, melhora na estabilidade aerodinâmica em relação à situação com modelo isolado. Foi observada a ocorrência de mais de um pico na resposta vertical por desprendimento de vórtices o que ocasionou estudos adicionais aos inicialmente propostos. A partir da verificação da real possibilidade de ocorrência de mais de um pico na resposta, propõe-se a inclusão de novas orientações para o projeto de estruturas suscetíveis a vibrações verticais por desprendimento de vórtices em texto de normas ou recomendações de projeto.

Palavras-chave: desprendimento de vórtices, pontes; túnel de vento.

## ABSTRACT

NÚÑEZ, G. J. Z. – **Wind Tunnel Experimental Investigation on the Interference Effects of Parallel Bridge Decks due to Vortex Shedding**. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2008.

The knowledge of the aerodynamic behavior of a bridge deck is a major factor in the design of bridges and in the solving of related engineering problems. There are still not many suspension or cable stayed bridges in Brazil, although the construction of these kind of structures has been increasing in the last years. This Thesis has the aim of contributing with the broadening of the state of the art in the aerodynamics of cable stayed bridges. The objective is to investigate the effects of aerodynamic interference in closely spaced bridge decks due to vortex shedding.

The experimental program was performed in the boundary layer wind tunnel *Prof. Joaquim Blessmann* of the *Universidade Federal do Rio Grande do Sul*. The measurements were obtained through sectional models of bridge decks. One of the models was instrumented with pressure taps for the measurement of the individual pressure field (isolated model) as well as for several vicinity configurations (two closely spaced parallel models). The other sectional model was tested through an experimental device which allows the simulation of two degrees of freedom, vertical and torsional, used for the investigation of the bridge deck behavior under vortex shedding excitation. Several vicinity configurations, aerodynamic devices, damping levels and measurement points around the models were investigated in the wind tunnel tests. The interference effects observed from the static models vary according to each one of the geometric positions studied. For some situations there were beneficial protection effects, although an increase in the value of the coefficients also occurred. The results from the dynamic model have generally indicated an improvement in the aerodynamic stability in relation to the isolated model. It was also observed that more than one peak occurred for the vertical response due to vortex shedding, which lead to additional studies to the initial planned. From these observations, the inclusion of new guidelines for the design of structures

susceptible to vertical vibrations due to vortex shedding, in the specific codes, are recommended.

Key-words: vortex-shedding, bridges, wind tunnel.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	xii
LISTA DE TABELAS.....	xxi
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xxii
1 Introdução.....	1
1.1 Relevância do Estudo .....	1
1.2 Objetivos.....	5
2 Revisão Bibliográfica .....	6
2.1 Histórico de Pontes.....	6
2.1.1 Pontes Estaiadas .....	6
2.1.2 Pontes Pênseis .....	10
2.1.3 Pontes Brasileiras .....	15
2.2 Efeitos do Vento sobre Pontes.....	19
2.2.1 Desenvolvimento histórico .....	19
2.2.2 Classificação dos efeitos do vento em estruturas .....	25
2.2.3 Fatores influentes na instabilidade aerodinâmica.....	26
2.2.4 Drapejamento ( <i>flutter</i> ) .....	28
2.2.5 Martelamento ( <i>Buffeting</i> ) .....	32
2.2.6 Vibrações induzidas pelo desprendimento de vórtices.....	33
2.2.6.1 O processo de desprendimento de vórtices.....	35
2.2.6.2 Classificação das oscilações induzidas por vórtices.....	45
2.2.6.3 Interação fluido-estrutura – o fenômeno da sincronização.....	60
2.2.6.4 Efeitos da turbulência .....	61
2.2.6.5 Vibrações de tabuleiros de pontes por desprendimento de vórtices.....	71
2.2.6.6 Controle de vibrações por vórtices em pontes.....	76
2.2.6.7 Formulação para estimativa da resposta.....	82
2.2.6.8 Critérios de projeto para desprendimento de vórtices .....	89
2.3 Efeitos de interferência.....	90
2.3.1 Pontes com tabuleiros paralelos – independentes.....	93
2.3.2 Pontes com tabuleiros paralelos – conectados.....	106
3 Técnicas de Modelagem .....	109
3.1 Requisitos de Semelhança .....	109
3.1.1 Semelhança do vento .....	110
3.1.2 Semelhança aeroelástica .....	111
3.1.2.1 Número de Reynolds .....	111
3.1.2.2 Número de Froude .....	113
3.1.2.3 Razão de densidades.....	114
3.1.2.4 Número de Cauchy .....	115
3.1.2.5 Razão de amortecimento .....	115
3.1.2.6 Efeitos da massa e do amortecimento.....	116
3.2 Técnicas de Modelagem - Pontes .....	117
3.2.1 Modelo seccional.....	118
3.2.2 Modelo aeroelástico parcial.....	120
3.2.3 Modelo aeroelástico completo.....	122
4 Ensaios em Túnel de Vento.....	125

---

4.1	O Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann .....	125
4.2	Simulação do vento natural .....	126
5	Investigação Experimental com Modelos Reduzidos.....	132
5.1	Ensaio Estáticos .....	132
5.1.1	Determinação experimental das pressões .....	132
5.1.1.1	Modelos estáticos .....	132
5.1.1.2	Equipamentos utilizados.....	134
5.1.1.3	Programa de ensaios .....	135
5.1.1.4	Cálculo dos coeficientes aerodinâmicos.....	140
5.1.1.5	Resultados e comentários .....	146
5.1.1.5.1	Incidência do vento sobre a borda superior do modelo - BS .....	147
5.1.1.5.2	Incidência do vento sobre a borda inferior do modelo - BI.....	148
5.1.2	Determinação experimental das frequências de Strouhal.....	160
5.2	Ensaio Dinâmicos .....	183
5.2.1	Determinação experimental da resposta dinâmica .....	183
5.2.2	Modelos dinâmicos.....	184
5.2.3	Equipamentos utilizados.....	188
5.2.4	Calibração do modelo .....	189
5.2.5	Programa de ensaios .....	190
5.2.6	Resultados e comentários .....	193
6	Conclusões.....	214
6.1	Sugestões para Próximos Trabalhos .....	217
7	Referências Bibliográficas.....	218

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Embarcação Egípcia mostrando cordas estaiadas (Leonhardt e Zellner, 1991)...	6
Figura 2.2 – Tipos de arranjos de cabos em pontes estaiadas (Leonhardt e Zellner, 1991).....	8
Figura 2.3 – Ponte <i>Normandie</i> - França. ....	9
Figura 2.4 – Ponte <i>Tatara</i> - Japão. ....	9
Figura 2.5 – Ponte <i>Brighton Chain Pier</i> – Inglaterra (Simiu e Scanlan, 1996).....	12
Figura 2.6 – Ponte <i>Brooklyn</i> – Estados Unidos. ....	13
Figura 2.7 – Ponte <i>Mackinac</i> – EUA.....	13
Figura 2.8 – Ponte <i>Verrazano</i> – EUA.....	13
Figura 2.9 – Ponte <i>Storebaelt East</i> –Dinamarca.....	14
Figura 2.10 – Ponte <i>Akashi Kaikyo</i> - Japão. ....	14
Figura 2.11 – Ponte <i>Jiangyin</i> – China. ....	15
Figura 2.12 – Ponte <i>Rio-Niterói</i> – Brasil.....	16
Figura 2.13 – Fotografias da Ponte <i>Hercílio Luz</i> – Brasil. Detalhes das barras de olhal. ....	16
Figura 2.14 – Ponte sobre o Rio <i>Guamá</i> – Brasil. ....	17
Figura 2.15 – Pontes do <i>Complexo Viário Real Parque</i> – Brasil. ....	18
Figura 2.16 – Foto do <i>Complexo Viário Real Parque</i> – Brasil. ....	18
Figura 2.17 – Fotografias da ponte de <i>Tacoma Narrows</i> durante oscilação e no momento da sua ruptura. ....	20
Figura 2.18 – Fotografias da ponte de <i>Tacoma Narrows</i> : detalhes do tabuleiro e torre.....	20
Figura 2.19 – Mecanismo de excitação torcional – <i>Tacoma Narrows</i> (Scott, 2001). ....	23
Figura 2.20 – Resposta típica de corpos rombudos em escoamentos de baixa turbulência (Ito e Nakamura, 1982). ....	26
Figura 2.21 – Resposta torcional correspondente à teoria idealizada (curva 1), obtida com modelo seccional sob escoamento suave (curva 2) e a partir de modelo completo sob escoamento turbulento (curva 3) (Irwin et al., 1997). ....	29
Figura 2.22 – Representação esquemática da resposta ressonante de uma ponte (Davenport, 1998).....	30
Figura 2.23 – Desprendimento de vórtices em um cilindro circular. ....	35
Figura 2.24 – Imagem de satélite da formação de vórtices de nuvens desprendidos na Ilha Alejandro Selkirk ( <i>Robinson Crusoe</i> ), na costa Chilena, com 1,5km de diâmetro e 1,6km de altura. ....	36
Figura 2.25 – Desenvolvimento da camada limite para uma placa plana. ....	37
Figura 2.26 – Distribuição circunferencial de pressões em cilindros circulares (Roshko, 1961). ....	38
Figura 2.27 – Definição dos regimes de escoamento e parâmetros característicos para cilindros circulares bidimensionais (Ribeiro, 1989).....	39
Figura 2.28 – Número de Strouhal para diferentes secções (Blessmann, 1998). ....	41
Figura 2.29 – Coeficientes aerodinâmicos e número de Strouhal em função do número de Reynolds (Schewe, 2001). ....	42
Figura 2.30 – Visualização do escoamento na porção inferior do tabuleiro a diferentes números de Reynolds (Schewe, 2001). ....	43
Figura 2.31 – Esquema das características do escoamento em torno da secção transversal (Schewe, 2001). ....	43

Figura 2.32 – Comparação entre secções testadas em função do número de Reynolds. Os círculos sobre as linhas de corrente indicam transição de regime laminar a turbulento (Schewe, 2001). .....	44
Figura 2.33 – Formação e desenvolvimento dos vórtices induzidos pelo movimento e distribuição das pressões em torno de uma secção transversal retangular em movimento (Komatsu e Kobayashi, 1980). .....	46
Figura 2.34 – Velocidade reduzida crítica $V_{cr1}$ , $V_{cr2}$ em função da razão $B/D$ (Shiraishi e Matsumoto, 1983). .....	48
Figura 2.35 – Amplitudes típicas das respostas vertical e rotacional em função da velocidade reduzida do vento (Shiraishi e Matsumoto, 1983). .....	49
Figura 2.36 – Padrões de escoamento (Shiraishi e Matsumoto, 1983). .....	50
Figura 2.37 – Distribuição das pressões flutuantes na superfície de modelos – Grupo 2 (Shiraishi e Matsumoto, 1983). .....	51
Figura 2.38 – Efeito de placas divisórias na esteira durante oscilações verticais induzidas pelo desprendimento de vórtices para um corpo 2D retangular com razão $B/D = 2$ , em escoamento suave (Matsumoto, 1999). .....	54
Figura 2.39 – Categorias de formação de vórtices com o aumento da razão $(B/D)$ para diferentes corpos prismáticos (Deniz e Staubli, 1997). .....	55
Figura 2.40 – Gamas de possíveis vibrações induzidas pelo escoamento para corpos de secção transversal retangular, pouco amortecidos, em escoamentos com baixos índices de turbulência (Naudasher e Wang, 1993). .....	57
Figura 2.41 – Visualização do escoamento com baixos índices de turbulência em torno de um prisma com secção transversal tipo “H” com relação $B/D = 5$ ( $Re = 1200$ ). (a) e (b) prismas estacionários com e sem placa divisória; (c), (d) e (e) prismas vibrando transversalmente com amplitude relativa ( $A/D = 0,19$ ). (c) $V_{red} = V/fD = 8,65$ ; (d) $V_{red} = 8,65$ com placa divisória; (e) $V_{red} = 4,3$ (Nakamura e Nakashima, 1986). .....	58
Figura 2.42 – Sincronização ou captura de vórtices (Blessmann, 1998). .....	60
Figura 2.43 – Influência da variação da secção transversal nas oscilações (Blessmann, 1998). .....	61
Figura 2.44 – Influência da turbulência no espectro das forças de sustentação (Blessmann, 1998). .....	63
Figura 2.45 – Coeficiente de arrasto em função do número de Reynolds e de diferentes intensidades da turbulência (Cheung e Melbourne, 1983). .....	64
Figura 2.46 – Valor <i>rms</i> do coeficiente de sustentação em função do número de Reynolds e de diferentes intensidades da turbulência (Cheung e Melbourne, 1983). .....	65
Figura 2.47 – Ilustração esquemática do escoamento em torno de uma secção transversal retangular (Haan Jr., 2000). .....	65
Figura 2.48 – Distribuição dos coeficientes de pressão médio em função da distância relativa à borda de ataque de uma secção transversal retangular com comprimento “infinito” (Haan Jr., 2000). .....	66
Figura 2.49 – Efeitos da turbulência nas amplitudes induzidas pelo desprendimento de vórtices: (a) amplitude normalizada em função de $I_2$ e (b) Razão: amplitudes em escoamento turbulento / escoamento suave, em função de $I_2$ (Sato, 2003). .....	68
Figura 2.50 – Efeitos da turbulência no espectro das forças de sustentação flutuantes para uma secção retangular com relação $B/D = 2$ (Sato, 2003). .....	68
Figura 2.51 – Efeitos da turbulência e do amortecimento estrutural para a ponte <i>Palmerston</i> (Wardlaw et al, 1983). .....	70
Figura 2.52 – Esquema com os efeitos da turbulência na resposta induzida pelo vento (Narita et al., 1988). .....	71

Figura 2.53 – Secções transversais dos modelos. Dimensões referentes aos modelos [mm]. (Mashnad e Jones, 2005). .....	72
Figura 2.54 – Variação da amplitude vertical normalizada em função da velocidade reduzida do vento para distintos modelos (Mashnad e Jones, 2005). .....	73
Figura 2.55 – Fotografia das pontes <i>Fred Hartmann</i> e secção transversal dos tabuleiros paralelos (Mashnad et al., 2005). .....	73
Figura 2.56 – Variação da amplitude vertical adimensionalizada em função da velocidade reduzida do vento para os modelos das pontes <i>Fred Hartmann</i> . (Mashnad et al., 2005).....	74
Figura 2.57 – Velocidades reduzidas de disparo para distintas secções transversais não circulares. (Mashnad e Jones, 2005). .....	75
Figura 2.58 – Variação do valor RMS do deslocamento vertical no meio do vão da ponte em função da velocidade média do vento para as pontes <i>Fred Hartmann</i> (Mashnad et al., 2005). .....	76
Figura 2.59 – Classificação das medidas preventivas para o controle de vibrações induzidas pelo vento (Ito, 1998). .....	77
Figura 2.60 – Dispositivos aerodinâmicos estabilizadores (Ito, 1998). .....	78
Figura 2.61 – Efeito do amortecimento estrutural para a ponte <i>Quincy</i> (Wardlaw, 1994). ....	79
Figura 2.62 – Efeito do comprimento e forma do “nariz de vento” para a ponte <i>Longs Creek</i> (Wardlaw, 1992). .....	80
Figura 2.63 – Pórtico com 2 MADS preparado para ensaios no LABEST-COPPE/UFRJ (Battista e Pfeil, 2005). .....	82
Figura 2.64 – Simulação do espectro da turbulência – altas frequências (Irwin, 1998). .....	89
Figura 2.65 – Classificação das regiões de interferência (Zdravkovich, 1982). .....	91
Figura 2.66 – Modelos seccionais da ponte <i>Runcorn-Widnes</i> (primeiro plano) e da ponte ferroviária adjacente (segundo plano) (Scruton, 1955). .....	93
Figura 2.67 – Elevação e planta baixa das pontes de acesso ao aeroporto <i>Kansai</i> . (Honda et al., 1990). .....	94
Figura 2.68 – Secções transversais das pontes de acesso ao aeroporto <i>Kansai</i> . Deslocamentos verticais em função da velocidade do vento para secções isoladas (Honda et al., 1990). .....	94
Figura 2.69 – Deslocamentos verticais em função da velocidade do vento para as pontes de acesso ao aeroporto <i>Kansai</i> . Efeitos de interferência. (Honda et al., 1990). .....	95
Figura 2.70 – Modelo aeroelástico da ponte com cabos próximo à ponte em arcos. (Grillaud et al., 1992). .....	96
Figura 2.71 – Resposta vertical do modelo aeroelástico para diferentes modificações na geometria externa da secção transversal da ponte em arcos. (Grillaud et al., 1992). .....	96
Figura 2.72 – Fotografias das pontes sobre o Rio Ozama, Rep. Dominicana. .....	97
Figura 2.73 – Respostas induzidas pelo desprendimento de vórtices para as duas pontes paralelas: (a) medidas correspondentes à nova ponte ( $D = 3,6\text{m}$ ), (b) medidas correspondentes à antiga ponte ( $D = 2,8\text{m}$ ). (Larsen et al., 2000). .....	98
Figura 2.74 – Futura configuração das pontes paralelas de <i>Tacoma</i> – EUA. ....	99
Figura 2.75 – Modelo aeroelástico completo das pontes paralelas de <i>Tacoma</i> – EUA no interior do túnel de vento. ....	99
Figura 2.76 – Fotografia dos modelos seccionais das pontes paralelas de <i>Tacoma</i> no interior do túnel de vento. ....	100
Figura 2.77 – Coeficientes aerodinâmicos para os tabuleiros paralelos de <i>Tacoma</i> (Irwin et al., 2005). .....	101
Figura 2.78 – Amortecimento aerodinâmico das pontes paralelas de <i>Tacoma</i> (Irwin et al., 2005). .....	102
Figura 2.79 – (a) 3ª Ponte <i>Carquinez</i> – EUA e (b) modelo aeroelástico completo das pontes paralelas no interior do túnel de vento. ....	102

Figura 2.80 – Fotografia das pontes paralelas <i>Meiko Nishi</i> - Japão. ....	103
Figura 2.81 – Fotografia das pontes estaiadas <i>Fred Hartmann</i> (Liu et al., 2007).....	103
Figura 2.82 – Esquema da secção transversal das Pontes <i>Hongdao</i> . Medidas em [mm] (Liu et al., 2007).....	104
Figura 2.83 – Fotografia das pontes <i>Taxiway</i> no interior do túnel de vento e esquema das secções transversais (Sugiyama et al., 2007).....	104
Figura 2.84 – Fotografia da ponte <i>Tsing Ma</i> – Hong Kong.....	105
Figura 2.85 – Fotografia de viadutos paralelos. ....	105
Figura 2.86 – Geometria dos tabuleiros gêmeos selecionada para as simulações com o DVMFLOW (Larsen et al., 1998). ....	106
Figura 2.87 – Velocidade crítica de <i>flutter</i> em função da razão $A/B$ (Larsen et al., 1998).107	
Figura 2.88 – Visualizações do escoamento para uma razão $A/B = 0,5$ para: (a) tabuleiros alinhados; (b) tabuleiros com afastamento $y = B/11$ e (c) tabuleiros com afastamento $y = B/4$ (Larsen et al., 1998).....	108
Figura 3.1 – Modelo seccional de uma ponte estaiada no interior do túnel de vento.....	118
<i>Prof Joaquim Blessmann</i> – UFRGS (Rocha et al., 2002). ....	118
Figura 3.2 - Aparato experimental dos ensaios (Rocha et al., 2006a).....	119
Figura 3.3 – Detalhe da porção central do modelo aeroelástico parcial da ponte <i>Storebaelt</i> (Larose, 1992).....	121
Figura 3.4 – Modelo aeroelástico parcial da ponte <i>Storebaelt</i> no interior do túnel de vento (King, 2003).....	121
Figura 3.5 – Modelo aeroelástico parcial da ponte <i>Bronx-Whitestone</i> no interior do túnel de vento (King, 2003).....	121
Figura 3.6 - Modelo da ponte <i>Akashi Kaikyo</i> no interior do túnel de vento (Simiu e Scanlan, 1996).....	123
Figura 3.7 - Modelo da ponte <i>Akashi Kaikyo</i> deformado pelo vento (Miyata, 2003). ....	123
Figura 3.8 – Modelo aeroelástico completo das pontes do <i>Complexo Viário Real Parque</i> (Rocha e Loredou-Souza, 2007). ....	124
Figura 4.1 – Vista externa do Túnel de Vento <i>Prof. Joaquim Blessmann</i> .....	125
Figura 4.2 – Circuito aerodinâmico do Túnel de Vento <i>Prof. Joaquim Blessmann</i> .....	126
Figura 4.3 – Características de perfis verticais de velocidades médias. ....	126
Figura 4.4 – Dispositivos de geração das diferentes camadas limites do túnel de vento <i>Prof.</i> <i>Joaquim Blessmann</i> . (a) $p = 0,11$ ; (b) $p = 0,23$ . ....	128
Figura 4.5 – Perfis de velocidade média, intensidade e macroescala da componente longitudinal da turbulência, para o eixo vertical de duas seções de ensaio do túnel de vento. Ventos deslizantes e turbulentos.....	129
Figura 4.6 - Uniformidade da seção transversal do túnel em termos do desvio percentual da velocidade média obtida na região interna da seção, com a exclusão da camada limite (Blessmann, 1982). ....	130
Figura 4.7 – Dispositivo gerador de turbulência – Grelha – G1.....	130
Figura 4.8 – Perfis de velocidade média, intensidade e macroescala da componente longitudinal da turbulência, para o eixo vertical de duas seções de ensaio do túnel de vento. Vento uniforme e suave e vento uniforme e turbulento (gerado por grelha).....	131
Figura 4.9 – Espectro de potência normalizado da componente longitudinal da turbulência – Grelha – G1. ....	131
Figura 5.1 – Secção transversal do tabuleiro da ponte em estudo – dimensões da ponte real e do modelo [cm].....	133
Figura 5.2 – (a) Modelo seccional para medida de pressões nos tabuleiros no interior do túnel de vento e (b) detalhe da instrumentação com tomadas de pressão. ....	133
Figura 5.3 – Distribuição das tomadas de pressão na secção transversal do tabuleiro.....	134

---

Figura 5.4 – Aparato experimental utilizado nos ensaios estáticos para medidas de pressões em modelos seccionais. ....	134
Figura 5.5 – Sistema mecânico de apoio do modelo seccional de pressões e caixas com transdutores elétricos de pressão. ....	136
Figura 5.6 – Referência para incidência do vento sobre a borda inferior – BI. ....	136
Figura 5.7 – Referência para incidência do vento sobre a borda superior – BS. ....	136
Figura 5.8 – Plano de ensaios (PI_BI) com modelo seccional de pressões na posição da ponte inferior (PI), para vento incidindo sobre a borda inferior (BI) e modelo mudo na posição da ponte superior (PS) segundo três posições horizontais indicadas. ....	137
Figura 5.9 – Plano de ensaios (PI_BS) com modelo seccional de pressões na posição da ponte inferior (PI), para vento incidindo sobre a borda superior (BS) e modelo mudo na posição da ponte superior (PS) segundo três posições horizontais indicadas. ....	137
Figura 5.10 – Plano de ensaios (PS_BS) com modelo seccional de pressões na posição da ponte superior (PS), para vento incidindo sobre a borda superior (BS) e modelo mudo na posição da ponte inferior (PI) segundo três posições horizontais indicadas. ....	138
Figura 5.11 – Plano de ensaios (PS_BI) com modelo seccional de pressões na posição da ponte superior (PS), para vento incidindo sobre a borda inferior (BI) e modelo mudo na posição da ponte inferior (PI) segundo três posições horizontais indicadas. ....	138
Figura 5.12 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e instrumentado com tomadas de pressão no interior do túnel de vento – diferentes cotas verticais. ....	139
Figura 5.13 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e instrumentado com tomadas de pressão no interior do túnel de vento – mesma cota vertical – vento incidindo sobre a borda superior (BS). ....	139
Figura 5.14 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e instrumentado com tomadas de pressão no interior do túnel de vento – mesma cota vertical – vento incidindo sobre a borda inferior (BI). ....	140
Figura 5.15 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e instrumentado com tomadas de pressão no interior do túnel de vento – mesma cota vertical. ....	140
Figura 5.16 – Coeficiente de força $C_x$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado ....	149
Figura 5.17 – Coeficiente de arrasto $C_a$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado ....	149
Figura 5.18 – Coeficiente de força $C_z$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado ....	150
Figura 5.19 – Coeficiente de sustentação $C_s$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado. ....	150
Figura 5.20 – Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado ....	151
Figura 5.21 – Coeficiente de força $C_x$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado ....	151
Figura 5.22 – Coeficiente de arrasto $C_a$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado ....	152
Figura 5.23 – Coeficiente de força $C_z$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado ....	152
Figura 5.24 – Coeficiente de sustentação $C_s$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado. ....	153
Figura 5.25 – Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado ....	153
Figura 5.26 – Coeficientes de força $C_x$ e de arrasto $C_a$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento suave. ....	154

Figura 5.27 – Coeficientes de força $C_x$ e de arrasto $C_a$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento turbulento. ....	154
Figura 5.28 – Coeficientes de força $C_z$ e de sustentação $C_s$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento suave. ....	155
Figura 5.29 – Coeficientes de força $C_z$ e de sustentação $C_s$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento turbulento. ....	155
Figura 5.30 – Coeficientes de torção $C_t$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento suave. ....	156
Figura 5.31 – Coeficientes de torção $C_t$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento turbulento. ....	156
Figura 5.32 – Coeficientes de força $C_x$ e de arrasto $C_a$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento suave. ....	157
Figura 5.33 – Coeficientes de força $C_x$ e de arrasto $C_a$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento turbulento. ....	157
Figura 5.34 – Coeficientes de força $C_z$ e de sustentação $C_s$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento suave. ....	158
Figura 5.35 – Coeficientes de força $C_z$ e de sustentação $C_s$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento turbulento. ....	158
Figura 5.36 – Coeficientes de torção $C_t$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento suave. ....	159
Figura 5.37 – Coeficientes de torção $C_t$ para ângulo de incidência do vento de $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento turbulento. ....	159
Figura 5.38 – Modelo e posicionamento do sensor de fio quente no interior do túnel de vento. ....	160
Figura 5.39 – Modelos e configurações utilizadas nos ensaios com fio quente – dimensões de modelo [mm]. ....	161
Figura 5.40 – Aparato experimental utilizado nos ensaios com anemometria a fio quente. ....	162
Figura 5.41 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção tipo “H”. Medidas em [mm]. ....	163
Figura 5.42 – Perfil vertical de frequências observadas a partir de medidas com fio quente. Cotas em [mm]. ....	165
Figura 5.43 – Espectros de potência das velocidades medidas na esteira do modelo tipo H – TAC – face superior. ....	165
Figura 5.44 – Espectros de potência das velocidades medidas na esteira do modelo tipo H – TAC – eixo horizontal. ....	166
Figura 5.45 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção tipo retangular. Medidas em [mm]. ....	166
Figura 5.46 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,04m$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo retangular - RET. ....	168
Figura 5.47 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção tipo retangular inclinada. Medidas em [mm]. ....	168
Figura 5.48 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,04m$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo retangular - REI. ....	169
Figura 5.49 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção tipo retangular com “nariz de vento” triangular. Medidas em [mm]. ....	170
Figura 5.50 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,04m$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo retangular com “nariz de vento” triangular - REN. ....	171

Figura 5.51 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção original com placa vertical nos bordos. Medidas em [mm].	171
Figura 5.52 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,064\text{m}$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo retangular PLA para dois pontos verticais de medição (a) e (b).	173
Figura 5.53 – Registros truncados do sinal adquirido, com duração de 1s, e espectros de potência para velocidade de incidência do vento de $5,64\text{m/s}$ . A posição de medida com a sonda de fio quente ((a), (b) e (c)) é mostrada na secção transversal do modelo original com placa vertical - PLA.	174
Figura 5.54 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção original. Medidas em [mm].	175
Figura 5.55 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,0284\text{m}$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo original ORI para dois pontos de medição (a) e (b).	176
Figura 5.56 – Registros das velocidades adquiridas nos pontos indicados, e correspondentes espectros de potência para as velocidades: (a) $2,82\text{m/s}$ , (b) $3,45\text{m/s}$ , (c) $5,85\text{m/s}$ e (d) $6,43\text{m/s}$ para a mesma posição de medida indicada no esquema (fixa). Modelo original - ORI.	177
Figura 5.57 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção original com modificações. Medidas em [mm].	178
Figura 5.58 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,0284\text{m}$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo original sem guarda-corpo e guarda-rodas - OSN.	179
Figura 5.59 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,0284\text{m}$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo original com guarda-rodas - OGR.	179
Figura 5.60 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,0284\text{m}$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo original com guarda-corpo - OGC.	180
Figura 5.61 – Perfis verticais de velocidades normalizadas para as configurações: ORI, OGR, OSN e OGC.	181
Figura 5.62 – Perfis verticais de intensidades da componente longitudinal da turbulência normalizadas para as configurações: ORI, OGR, OSN e OGC.	181
Figura 5.63 – Sistema de apoio elástico do modelo dinâmico com o dispositivo para incremento do amortecimento do sistema.	185
Figura 5.64 – Primeira forma modal de vibração livre ( $0,41\text{Hz}$ ).	186
Figura 5.65 – Aparato experimental utilizado nos ensaios dinâmicos (a) e detalhe do posicionamento do acelerômetro piezoelétrico (b).	188
Figura 5.66 – Registro da curva de decaimento do modelo em vibração livre.	189
Figura 5.67 – Espectros de potência dos registros em vibração livre do modelo.	190
Figura 5.68 – Modelo com placas planas nos bordos do tabuleiro.	191
Figura 5.69 – Modelo com “nariz de vento” nos bordos do tabuleiro.	191
Figura 5.70 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e dinâmico no interior do túnel de vento – mesma cota vertical – vento incidindo sobre a borda superior (BS).	191
Figura 5.71 – Posicionamento relativo ( $2,0B$ ) entre os modelos dinâmico e mudo no interior do túnel de vento – mesma cota vertical.	192
Figura 5.72 – Referência para incidência do vento sobre a borda superior (BS) – ensaios com modelo seccional dinâmico.	192
Figura 5.73 – Velocidades reduzidas críticas de disparo em função da razão $B/D$ para os modelos com secção original e com placa vertical.	197

Figura 5.74 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,1\%$ .....	199
Figura 5.75 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .....	199
Figura 5.76 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,1\%$ .....	200
Figura 5.77 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .....	200
Figura 5.78 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,22\%$ .....	201
Figura 5.79 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 1,3\%$ .....	201
Figura 5.80 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,22\%$ .....	202
Figura 5.81 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 1,3\%$ .....	202
Figura 5.82 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com placa com $\zeta_h \approx 0,1\%$ .....	203
Figura 5.83 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com placa com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .....	203
Figura 5.84 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro com placa com $\zeta_h \approx 0,1\%$ .....	204
Figura 5.85 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro com placa com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .....	204
Figura 5.86 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com placa com $\zeta_h \approx 0,22\%$ .....	205
Figura 5.87 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com placa com $\zeta_\theta \approx 1,3\%$ .....	205
Figura 5.88 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com nariz de vento com $\zeta_h \approx 0,1\%$ .....	206
Figura 5.89 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com nariz de vento com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .....	206
Figura 5.90 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro com nariz de vento com $\zeta_h \approx 0,1\%$ .....	207

Figura 5.91 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro com nariz de vento com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .....	207
Figura 5.92 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,1\%$ - Afastamento $0,5B$ .....	208
Figura 5.93 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ - Afastamento $0,5B$ . .....	208
Figura 5.94 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,1\%$ - Afastamento $0,5B$ .....	209
Figura 5.95 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ - Afastamento $0,5B$ . .....	209
Figura 5.96 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,1\%$ - Afastamento $1,0B$ .....	210
Figura 5.97 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ - Afastamento $1,0B$ . .....	210
Figura 5.98 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,1\%$ - Afastamento $1,0B$ .....	211
Figura 5.99 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ - Afastamento $1,0B$ . .....	211
Figura 5.100 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,1\%$ - Afastamento $2,0B$ .....	212
Figura 5.101 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ - Afastamento $2,0B$ . .....	212
Figura 5.102 – Valor <i>rms</i> e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_h \approx 0,1\%$ - Afastamento $2,0B$ .....	213
Figura 5.103 – Valor <i>rms</i> e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ - Afastamento $2,0B$ . .....	213
Figura 6.1 – Velocidades críticas reduzidas de disparo em função da razão $(B/D)$ , para secções transversais não circulares.....	216

---

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Classificação dos efeitos do vento em estruturas. ....	25
Tabela 5.1 – Valores dos coeficientes aerodinâmicos em função da condição de interferência, tipo de escoamento e orientação do bordo do tabuleiro. Incidência do vento sobre o bordo superior (BS) – 0° .....	143
Tabela 5.2 – Valores dos coeficientes aerodinâmicos em função da condição de interferência, tipo de escoamento e orientação do bordo do tabuleiro. Incidência do vento sobre o bordo inferior (BI) – 0° .....	143
Tabela 5.3 – Valores dos fatores de interferência em função da condição de interferência, tipo de escoamento e orientação do bordo do tabuleiro. Incidência do vento sobre o bordo superior (BS) – 0° .....	145
Tabela 5.4 – Valores dos fatores de interferência em função da condição de interferência, tipo de escoamento e orientação do bordo do tabuleiro. Incidência do vento sobre o bordo inferior (BI) – 0° .....	145
Tabela 5.5 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção transversal H.....	164
Tabela 5.6 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção retangular.....	167
Tabela 5.7 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção retangular inclinada (2,1°).....	169
Tabela 5.8 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção retangular com “nariz de vento” triangular. ....	170
Tabela 5.9 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção original com placa vertical nos bordos.....	172
Tabela 5.10 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção original.....	175
Tabela 5.11 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção original e com modificações.....	178
Tabela 5.12 - Freqüências naturais e modos de vibração correspondentes da ponte real. ...	185
Tabela 5.13 - Parâmetros de escala para o modelo seccional dinâmico.....	186
Tabela 5.14 - Propriedades dinâmicas da ponte e do modelo seccional dinâmico.....	187

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras Romanas Maiúsculas:

$B$	largura do tabuleiro
$C_a$	coeficiente de arrasto $C_a = \frac{\overline{F}_a}{q_o B}$
$Ca$	número de Cauchy
$C_s$	coeficiente de sustentação $C_s = \frac{\overline{F}_s}{q_o B}$
$C_t$	coeficiente de torção $C_t = \frac{\overline{Mt}}{q_o B^2}$
$C_x$	coeficiente de força na direção arbitrada x
$C_z$	coeficiente de força na direção arbitrada z
$\tilde{C}_L$ e $C'_L$	valor rms do coeficiente de sustentação
$D$	altura do tabuleiro
$E$	módulo de elasticidade
$Fr$	número de Froude
$\overline{F}_a$	força de arrasto média por unidade de comprimento
$\overline{F}_s$	força de sustentação média por unidade de comprimento
$I$ ou $I_m$	momento de inércia de massa por unidade de comprimento
$I_1$	intensidade da componente longitudinal da turbulência = $\sigma_1/V$
$I_2$	intensidade da componente vertical da turbulência
$L$	comprimento total do vão sobre o qual as forças aerodinâmicas atuam
$L_1$	macroescala da componente longitudinal da turbulência
$M_g$	massa generalizada

---

$\overline{M}_t$	momento torçor médio por unidade de comprimento
$R$	fator de correlação do coeficiente de sustentação flutuante $C'_L$ .
$Re$	número de Reynolds
$Sc$	número de Scruton
$St$	número de Strouhal
$S_L(f)$	espectro de potência das forças de sustentação
$S_u(f)$	espectro de potência da componente longitudinal da turbulência
$S_v(f)$	espectro de potência da componente vertical da turbulência
$S_w(f)$	espectro de potência da componente transversal da turbulência
$T$	intervalo de tempo de amostragem
$V$	velocidade média do vento
$V(z)$	velocidade média do vento na altura $z$
$V_{cr}$ ou $V_{crít.}$	velocidade crítica do vento relacionada com instabilidades dinâmicas: desprendimento de vórtices ou drapejamento
$V_{ref}$	velocidade média na altura de referência $z_{ref}$

### **Letras Romanas Minúsculas:**

$\bar{c}_p$	coeficiente de pressão
$c_{pe}$	coeficiente de pressão externa
$c_{pb}$	coeficiente de pressão de base: média dos $c_{pe}$ ao longo da esteira para $\pm 150^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ em um cilindro
$c_{pm}$	coeficiente de pressão mínimo
$d$	diâmetro de um cilindro
$d_h$	deslocamento
$f$	frequência
$f_h$	frequência de sustentação (vertical)

---

$f_h(y,t)$	força aerodinâmica por unidade de comprimento do tabuleiro
$f_n$	freqüência natural ou fundamental de vibração da estrutura
$f_s$	freqüência de desprendimento de um par de vórtices (freqüência de Strouhal)
$f_\theta$	freqüência de torção
$g_0$	aceleração devida a gravidade
$\hat{h}$	resposta vertical máxima ou pico
$h_{rms}$	valor rms da resposta vertical
$h_{0máx}$	amplitude de deslocamento no ponto de máximo deslocamento modal
$h(y,t)$	deslocamento vertical do tabuleiro
$m$ ou $m(l)$	massa por unidade de comprimento
$m_c$	massa dos elementos da ponte (tabuleiro, cabos e torre) por unidade de comprimento
$m_e$	massa equivalente por unidade de comprimento $m_e = \frac{\int_0^L m(l)\mu^2(l)dl}{\int_0^L \mu^2(l)dl}$
$m_{equ}$	massa equivalente $m_{equ} = \frac{M_g}{L \int_0^L \phi_h^2 dy}$
$p$	expoente da curva de potência teórica ajustada ao perfil de velocidades médias
$p(t)$	pressão instantânea, na superfície da estrutura, medida em relação à pressão estática de referência pressão dinâmica de referência medida no nível do topo do tabuleiro
$q_0$	$q_0 = \frac{1}{2} \rho V^2$
$q(t)$	coordenada generalizada
$s$	comprimento de cada coordenada das componentes
$t$	tempo
$z_{ref}$	cota do eixo longitudinal do túnel = 450mm

---

**Letras Gregas Minúsculas:**

$\alpha$	ângulo de incidência do vento
$\phi_h(y)$	forma modal
$\phi_{máx}$	máximo valor da forma modal $\phi$
$\phi_x, \phi_y, \phi_z$	$x, y, z$ componentes da forma modal de cada ponto da estrutura
$\lambda_a$	escala de aceleração
$\lambda_f$	escala de frequência
$\lambda_F$	escala de força
$\lambda_L$	escala de comprimento
$\lambda_{Im}$	escala de momento de inércia de massa
$\lambda_m$	escala de massa
$\lambda_{Mf}$	escala de momentos
$\lambda_T$	escala de tempo
$\lambda_v$	escala de velocidade
$\lambda_\rho$	escala de massa específica
$\mu_d$	razão entre massas
$\mu(l)$	forma modal
$\theta_s$	ângulo de separação do escoamento
$\theta$	deslocamento angular
$\rho$ ou $\rho_{ar}$	massa específica do ar
$\rho_m$	massa específica do material
$\rho_r$	massa específica da estrutura real
$\sigma_1$	desvio padrão da componente longitudinal da velocidade

$\nu$	viscosidade cinemática do fluido
$\zeta$	razão de amortecimento crítico
$\zeta_e$	razão de amortecimento estrutural crítico
$\zeta_{aero}$	razão de amortecimento aerodinâmico
$\zeta_m$	razão de amortecimento crítico do modelo
$\zeta_r$	razão de amortecimento crítico da estrutura real
$\omega_0$	frequência natural circular de cada modo de vibração

# 1 Introdução

## 1.1 Relevância do Estudo

O conhecimento do comportamento aerodinâmico do tabuleiro de uma ponte é um fator determinante em projetos de pontes e na resolução de problemas práticos de engenharia associados. No Brasil ainda são poucas, mas crescentes, as construções de pontes suspensas por cabos, sejam elas pênséis ou estaiadas. Estas fazem parte do foco do estudo desta tese de doutorado que visa à obtenção de contribuições para ampliar a base de dados referentes aos parâmetros que influenciam o comportamento aerodinâmico de pontes. Busca-se fundamentalmente identificar e quantificar os efeitos de interferência devidos à ação do vento em tabuleiros paralelos (próximos) de pontes, frente à resposta induzida pelo desprendimento de vórtices, gerando subsídios para a elaboração de projetos e solução de problemas da prática da Engenharia Civil.

Os efeitos do vento neste tipo de estrutura são preponderantes e podem ser considerados como o carregamento mais importante e o que envolve maiores dificuldades na sua estimativa. A determinação das condições de estabilidade das pontes depende de diversos fatores, entre os quais se encontram as características geométricas da secção transversal, suas propriedades dinâmicas, como amortecimento estrutural em relação ao crítico e frequências fundamentais de vibração.

Todo bom projeto de pontes deve estar balizado num carregamento, tanto estático como dinâmico, determinado com um mínimo grau de segurança e confiabilidade. A determinação analítica das condições de estabilidade de pontes através de simulações numéricas ainda depende de parâmetros obtidos através de estudos experimentais, os chamados parâmetros aerodinâmicos. Portanto, até o presente momento a melhor forma disponível para a determinação dos efeitos do vento em pontes, oriundos de sua complexa interação com a estrutura, é através de estudos específicos em túneis de vento.

O elevado número de pontes pênséis e estaiadas existentes na América do Norte e Europa, principalmente, parece ter inspirado os arquitetos e engenheiros brasileiros em seus novos projetos. Nos últimos anos o Brasil foi presenteado com projetos e construções de estruturas especiais de engenharia: as Pontes Estaiadas. Destacam-se a ponte sobre o Rio

---

Guamá (Rocha et al., 2001), em Belém, Pará, concluída em 2002, o projeto da ponte estaiada sobre o Rio Paraná (Rocha et al., 2002), em Paulicéia, São Paulo. O projeto da ponte estaiada Octavio Frias de Oliveira, do Complexo Viário Real Parque, sobre a marginal do Rio Pinheiros em São Paulo capital (Rocha e Loredou-Souza, 2006a e b) inaugurada em maio de 2008. Por fim, o Viaduto Cidade de Guarulhos também no estado de São Paulo (Loredou-Souza e Rocha, 2008).

Essa nova tendência observada nos últimos anos tem servido de motivação para o Laboratório de Aerodinâmica das Construções, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, dando origem à criação de uma linha específica de pesquisa para o estudo da ação do vento em pontes.

A necessidade de estudar o comportamento de pontes frente à ação do vento surge como um importante tópico para o projeto desse tipo de estrutura. A realização de ensaios em túnel de vento é a melhor forma disponível de se estimar a resposta dessas estruturas. A escolha de um tipo de modelagem é feita de acordo com um conjunto de fatores, como por exemplo, o tempo disponível para a fase de projeto da estrutura, a complexidade da sua secção transversal, características topográficas do local, entre outros. Além destes fatores relacionados com o projeto propriamente dito, os túneis de vento podem impor certas limitações que podem inviabilizar a realização do estudo ou necessitar adaptações específicas.

O Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann, fundado em 1973 (Blessmann, 1982), do Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) foi pioneiro na América do Sul em estudos da ação do vento em estruturas civis. Todo processo de geração e de aplicação de conhecimento requer tempo e crescimento gradual.

O estudo de pontes no LAC teve início com o trabalho de Brito (1995), que abordou os efeitos da interação fluido-estrutura em elementos prismáticos, visando a determinação da instabilidade dinâmica devida à ação do vento. Brito (1995) apresenta um novo esquema experimental que permite a determinação diferenciada de coeficientes aerodinâmicos. Posteriormente, com os dois estudos de casos (Rocha et al., 2001 e 2002), este tema passou a ser uma das principais linhas de pesquisa do LAC. Limas (2003) realizou um trabalho específico sobre a influência da forma da secção transversal de pontes, nas características aerodinâmicas estáticas (coeficientes aerodinâmicos), e verificou ainda a tendência destas secções a apresentar um tipo de instabilidade estática chamada de divergência torcional. Em

---

um estudo comparativo, Beier (2007) empregou um método computacional para estimar coeficientes aerodinâmicos de pontes validando-o a partir de resultados experimentais. Limas (2007) utilizou a técnica de identificação de sistemas para determinação da influência de seções transversais de pontes na resposta dinâmica das mesmas. Através de ensaios em túnel de vento, Machado (2008) estudou os efeitos combinados de vento e chuva em cabos de pontes estaiadas.

Recentemente, foi realizado o estudo da ação do vento sobre as duas pontes estaiadas do Complexo Viário Real Parque, ponte estaiada Octavio Frias de Oliveira (Rocha e Loredou-Souza, 2006a e b) inauguradas em maio de 2008, em São Paulo capital. O estudo da ação do vento sobre as pontes estaiadas do Complexo Viário Real Parque, devido à complexidade da estrutura proposta, exigiu a elaboração de um amplo programa de ensaios. Foi utilizada a técnica de modelagem aeroelástica completa (tabuleiros e mastro), além de testes com modelos seccionais, tanto dos tabuleiros quanto do mastro. As pontes estaiadas possuem traçado com geometria horizontal em curva e o cruzamento das vias ocorre na base do mastro. A largura do tabuleiro possibilita abrigar três faixas de tráfego, duas necessárias hoje e uma terceira para o futuro.

O aumento global do número de veículos automotores exige que os sistemas viários sejam capazes de absorver tamanho crescimento. A construção de vias duplas em centros populosos (duas pistas) atualmente é uma questão de demanda, sendo ainda, muitas vezes necessário o planejamento de ampliação para uma terceira faixa de tráfego para o futuro.

A necessidade de atender ao elevado volume tráfego de veículos em grandes cidades requer dos departamentos de engenharia de tráfego soluções de operação para suas vias e rodovias. Existem diversas alternativas para possibilitar a passagem de um maior volume de tráfego de veículos automotores sobre pontes. Nem sempre é possível aumentar o número de pistas por limitações físicas ou por falta de planejamento prévio em projeto.

A transposição de vias, rodovias e águas através da construção de pontes e viadutos é também afetada pela altura de navegação. A altura de navegação mínima exigida entre o tabuleiro da ponte e o nível da água pode ser um empecilho em pontes antigas. Em muitos acessos de portos, devido ao aumento da capacidade de carga de navios com containeres, a altura das embarcações carregadas ultrapassa a altura disponível sob as pontes.

---

Em situações específicas, a construção de uma nova estrutura paralela (lateral ou vertical) à existente pode ser uma alternativa. Um exemplo é a solução utilizada em Washington, devido ao substancial aumento de tráfego, meio século depois da construção da ponte de *Tacoma* que substituiu àquela destruída pelo vento em 1940, o Departamento de Transportes do Estado de Washington (*WSDOT*) iniciou o projeto de construção de uma nova ponte paralela à existente (Irwin et al., 2005). Como exemplo de estruturas paralelas verticais, pode ser citado a solução de viadutos em níveis distintos adotada no Rio de Janeiro, a linha vermelha.

Outra alternativa é a construção de tabuleiros com duas camadas (tipo caixão), por exemplo, na ponte *Young-Jong* na Coreia (Kwon et al., 1995), na ponte *Oresund*, na travessia entre a Suécia e a Dinamarca (Strommen et al., 1999) e na ponte *Tsing Ma* na China (Zhu et al., 2002a e b). Normalmente os veículos automotores trafegam na parte superior do tabuleiro e os veículos sobre trilhos na parte interior.

Levando-se em consideração a possibilidade de que as novas construções de pontes possam ocorrer em paralelo a alguma já existente, ou que os projetos contemplem trechos que se cruzam, como é o caso das pontes do Complexo Viário Real Parque, torna-se necessário conhecer os efeitos de interferência, devidos à ação do vento, existentes entre tabuleiros dispostos em paralelo.

## 1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho é identificar e quantificar os efeitos de interferência devidos à ação do vento, determinando zonas ou distâncias de influência, entre tabuleiros paralelos ou próximos (que se cruzam), apontando os principais fenômenos e alterações provocadas.

Determinar quais os principais fenômenos ou alterações ocasionadas na resposta de modelos seccionais dinâmicos de pontes, devidos às modificações na forma da secção transversal do tabuleiro, pelo aumento do nível de amortecimento e pelo do tipo de escoamento incidente (suave ou turbulento).

Aumentar o conhecimento sobre o comportamento de pontes pênses ou estaiadas submetidas a ventos de camada limite atmosférica, através de medições em túnel de vento da resposta induzida pelo desprendimento de vórtices em modelos dinâmicos reduzidos.

Sugerir redação de texto capaz de ser anexado à norma brasileira NBR-6123 (1988): Forças devidas ao vento em edificações ou mesmo à alguma norma específica de pontes.

---

## 2 Revisão Bibliográfica

### 2.1 Histórico de Pontes

#### 2.1.1 Pontes Estaiadas

A idéia de sustentar uma viga com cordas e cabos presos a um mastro é bastante antiga. Os Egípcios já utilizavam esse conceito em suas embarcações, conforme ilustrado na Figura 2.1.

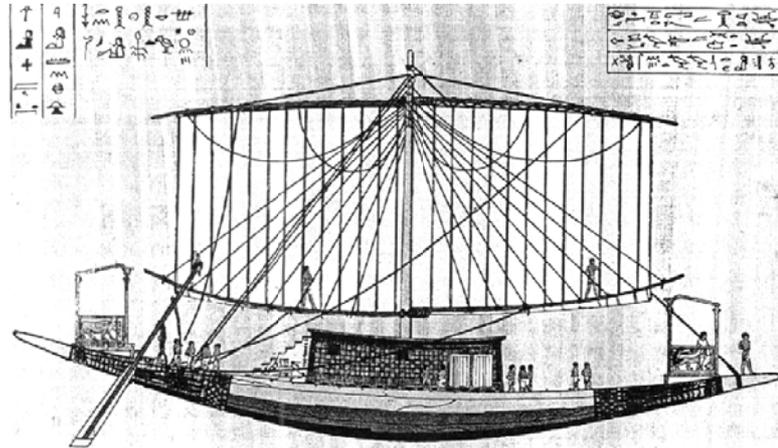


Figura 2.1 – Embarcação Egípcia mostrando cordas estaiadas (Leonhardt e Zellner, 1991).

Leonhardt e Zellner (1991) descrevem que na literatura européia encontramos pontes com correntes estaiadas descritas por Faustus Verantius em 1615, estais de madeira utilizados pelo carpinteiro alemão Immanuel Löscher em 1784 e cabos formados por cordoalhas de aço na Ponte *King's Meadow*, na Inglaterra em 1817. Em 1821 o arquiteto francês Poyet sugeriu arranjos de planos de estais em forma de leque. Hatley, em 1840, propôs a distribuição de estais em forma de harpa. Como as primeiras pontes construídas nesses sistemas ruíram, o sistema foi temporariamente abandonado.

De acordo com Leonhardt e Zellner (1991), a primeira grande aplicação que se tem conhecimento quanto ao uso de cabos estaiados foi idealizada por John A. Roebling entre 1851 e 1855, com a construção da ponte sobre as Cataratas do Niágara, no Canadá, com

---

comprimento de 246m. Os estais serviam para enrijecer a ponte pênsil, dando origem assim a uma estrutura mista.

As portas para o desenvolvimento das pontes estaiadas foram abertas em 1938 por F. Dischinger (Leonhardt e Zeller, 1991) quando observou que os cabos de aço de alta resistência deveriam ser fortemente tensionados para minimizar as deformações dos cabos mais longos. Apenas os cabos com pequenas deformações são suficientemente rígidos para garantir que as deflexões do tabuleiro se mantenham pequenas.

Outra fonte de origem do rápido sucesso das pontes estaiadas foi o desenvolvimento na concepção da superestrutura, tornando-se uma estrutura monolítica, sem juntas construtivas. As estruturas antigas eram basicamente constituídas por uma laje de tabuleiro com juntas transversais apoiadas sobre vigas longitudinais suportadas por vigas ou treliças transversalmente apoiadas sobre as vigas principais. Esse sistema estrutural não é adequado na concepção de pontes estaiadas.

Leonhardt (1936, apud Leonhardt e Zellner, 1991), propôs a idéia de um tabuleiro formado por um caixão metálico, constituído de duas placas de aço enrijecidas por elementos nervurados, transversalmente dispostos, a fim de sustentar a parte superior do tabuleiro como as vigas principais. Dessa forma a estrutura passa a funcionar como se fosse uma única peça, contínua sobre os apoios intermediários e também sobre as torres de sustentação. No caso de pontes em concreto este conceito é garantido devido à união contínua entre as inúmeras aduelas de concreto, sendo essa técnica muito empregada na Alemanha.

As primeiras grandes pontes estaiadas foram projetadas entre 1955 e 1965 e, construídas de 1956 a 1972 na cidade de Düsseldorf, sobre o Rio Reno. Foram construídas três pontes, denominadas por "família das pontes", com a disposição dos estais na conhecida forma de harpa.

Leonhardt e Zellner (1991) citam que H. Homberg, em 1964, empregou, em uma de suas pontes, ancoragens a cada 2,24m, possibilitando a disposição de cabos simples formando um único plano de estais central para sustentar o tabuleiro com 36m de largura. A ancoragem dos cabos foi bastante simples e o sistema de montagem a vãos sucessivos de fácil execução. Esse projeto deu início ao sistema denominado por multi-estais, no qual quanto maior o número de estais, menor a rigidez à flexão necessária para as vigas do tabuleiro, tornando-se

mais esbeltas. Projetos de pontes estaiadas com curtas distâncias entre estais é uma tendência mundial (Leonhardt e Zellner, 1991).

Se os cabos dos planos de estais tiverem uma configuração tipo leque (ver Figura 2.2(a)), a ancoragem dos cabos às torres torna-se bastante difícil. É preferível então distribuir os cabos ao longo de um determinado trecho do topo da torre formando a denominada configuração semileque (ver Figura 2.2(b)). A altura que deve ocorrer esta distribuição é determinada por detalhes estruturais e pela facilidade dos procedimentos construtivos.

Se todos os cabos são paralelos, como é o caso nas pontes de *Düsseldorf*, o arranjo é denominado tipo harpa (ver Figura 2.2(c)). Esse sistema demanda maior quantidade de cabos de aço, eleva a compressão axial do tabuleiro e ocasiona momentos fletores nas torres, mas do ponto de vista estético torna-se mais agradável (Leonhardt e Zeller, 1991).

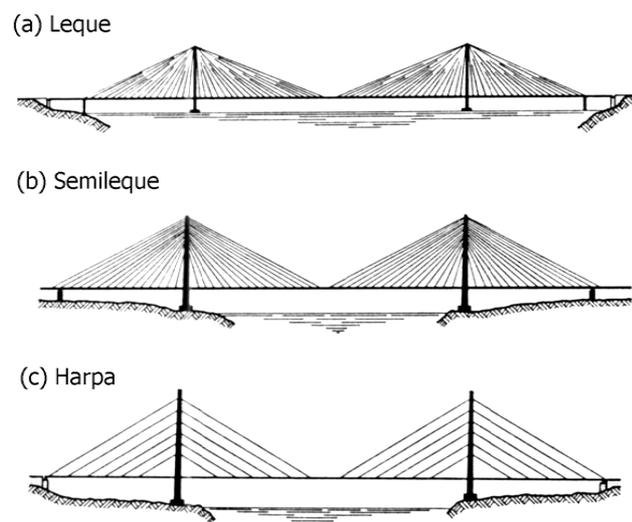


Figura 2.2 – Tipos de arranjos de cabos em pontes estaiadas (Leonhardt e Zellner, 1991).

O desenvolvimento internacional desse tipo de ponte teve início na década de 70, mas somente na década de 90 as pontes estaiadas entraram para o denominado grupo de pontes com grandes vãos. É extremamente interessante analisar seu progresso no mundo em termos de recordes em pontes estaiadas, o que serve como base para o entendimento da evolução de seu projeto.

Segundo Virlogeux (1999), o recorde no comprimento dos vãos de pontes estaiadas aumentou rapidamente nos últimos 10 anos, passando de 465m a 900m, aproximadamente,

---

com expectativas de que vãos da ordem de 1200m sejam atingidos num futuro não muito distante.

Os grandes vãos e seus limites são fortemente condicionados pela resposta dinâmica da estrutura à ação do vento turbulento. Atualmente, a vibração dos cabos e seu controle parecem ser os maiores problemas envolvendo o assunto pontes estaiadas (Virlogeux, 1999).

As pontes *Normandie* (França), com 856m de vão central, concluída em 1995 e *Tatara* (Japão), com 890m de vão central, concluída em 1999, são belos exemplos das primeiras pontes estaiadas a entrarem no mundo dos grandes vãos, que anteriormente era dominado apenas pelas pontes pênséis. Essas obras de arte da engenharia são mostradas nas Figuras 2.3 e 2.4, respectivamente.



Figura 2.3 – Ponte *Normandie* - França.



Figura 2.4 – Ponte *Tatara* - Japão.

---

### 2.1.2 Pontes Pênseis

De acordo com Scott (2001), a origem das pontes pênseis é manifestada pela natureza. As estruturas suspensas encontradas nas úmidas florestas tropicais da América do Sul e Sudeste Asiático, conhecidas como videiras penduram-se sobre as árvores formando verdadeiras passagens para pequenos mamíferos. Não é de se estranhar que as primeiras pontes pênseis construídas com fibras naturais datam da idade do bronze, cerca de 3500 anos a.C., precedendo as pontes construídas com pedras e material com propriedades cimentícias. Acredita-se que as primeiras pontes pênseis têm origem no leste do Himalaia e posteriormente na costa oeste da América do Sul.

O nascimento das pontes pênseis modernas tem início com a era dos metais, em particular com o surgimento do ferro e do aço. Pontes formadas por tábuas de madeira apoiadas sobre correntes paralelas apareceram primeiro nas montanhas chinesas, na província de Yunnan, no início da era Cristã. Acredita-se que correntes de ferro talvez tenham sido usadas cerca de 200 anos a.C., durante a dinastia Han. Estas pontes, muitas vezes com grandes vãos (para a época), apresentavam falha devida à falta de rigidez, apresentando grandes amplitudes de movimento lateral quando submetidas a cargas móveis. Não antes de 1586 é que se tem conhecimento da primeira ponte pênsil consideravelmente rígida. Trata-se da ponte *Ji-Hong*, construída com correntes estaiadas auxiliares, conectando o tabuleiro às torres – talvez o protótipo das pontes estaiadas atuais, Scott (2001).

O conhecimento dos chineses proliferou-se lentamente para o ocidente, principalmente devido às anotações das viagens de Athanasius Kircher em 1667. A origem conceitual das pontes pênseis modernas foi atribuída a Venetian Faustus Verantius em *Machinae Novae*, primeiramente publicado em 1615. Este notável trabalho descreve dois tipos de estruturas tensionadas hoje existentes. O primeiro reporta uma estrutura muito similar com as contemporâneas pontes estaiadas, sendo que o outro, sugere as clássicas pontes pênseis apresentadas no início do século XIX. Segundo Scott (2001), em recente estudo realizado nas ruínas de uma ponte pênsil Maia com 183m de vão central, provavelmente construída no século VII, foi revelado o uso de cordoalhas de aço e de um tabuleiro de concreto conectado aos cabos principais através de pendurais.

Em termos de Américas o primeiro protótipo de ponte pênsil, dita moderna, pode ser atribuído a James Finley (Scott, 2001). Finley incorporou em seus projetos dois importantes

---

avanços em termos de pontes pênséis. O primeiro deles diz respeito à forma de conectar o tabuleiro de suas pontes aos cabos principais através de correntes de ferro com comprimentos variáveis. O segundo foi utilizar um guarda-corpo enrijecido com elementos diagonais e longitudinais cujo efeito benéfico contribuiu para dar mais resistência ao tabuleiro da ponte frente aos efeitos de vibração induzidos pelo tráfego de cargas móveis.

O desenvolvimento das pontes pênséis ocorreu em cenários distintos. A América ficava para trás em termos de desenvolvimento de pontes pênséis, enquanto que na Europa, a Inglaterra desenvolvia-se com várias pontes construídas, aprendendo com diversos colapsos. Destaca-se Briton Samuel Brown, grande construtor das primeiras pontes pênséis inglesas. De acordo com Simiu e Scanlan (1996), sua ponte mais famosa foi a ponte *Brighton Chain Pier* (1823), composta por quatro vãos contínuos com 77m de comprimento cada (Figura 2.5). Em 1833, um de seus vãos foi parcialmente destruído sob circunstâncias não explicadas, mas certamente relacionadas à ação do vento. Em novembro de 1836 o mesmo vão ruiu de forma espetacular sob fortes ventos, frente a um grande número de espectadores. Seus últimos momentos foram registrados em detalhes, mas o real significado destes registros não foi apreciado por mais de um século.

De acordo com Scott (2001), na França, sob a revolucionária revolução Napoleônica, o conhecimento gerado não atravessava fronteiras. Os engenheiros franceses ficaram isolados do desenvolvimento britânico, isolamento esse iniciado em 1789, durante a revolução francesa. Os conhecimentos de Finley difundiram-se entre os franceses, tornando-os líderes nesta nova tecnologia. Os engenheiros franceses tinham forte formação acadêmica e interesse teórico natural, enquanto que de forma contrária, os engenheiros britânicos eram mais práticos. Os ingleses ignoraram o desenvolvimento francês, enquanto que os engenheiros franceses aprenderam com a experiência britânica. Estima-se que a França construiu pelo menos 350 pontes até 1870 com o uso de cordoalhas ao invés das tradicionais correntes. Duas visitas do engenheiro francês Navier (1785-1836) à Inglaterra, em 1821 e em 1823, foram marcantes tornando seu relatório *Rapport et Mémoire sur les Ponts Suspendus* reconhecidamente como o primeiro tratado teórico-prático em projeto, construção e carregamento de pontes pênséis. Após vários eventos de colapso com pontes pênséis na França, devido a problemas com o vento, falta de rigidez e corrosão entre outros, houve uma proibição com relação à construção deste tipo de estrutura. O evento que culminou com esta proibição ocasionou a morte de 226 soldados que marchavam sobre a ponte Basse-Chaine (França), devido ao rompimento, por corrosão acentuada, de um dos cabos principais. O

abrupto fim das construções das pontes pênséis francesas fez com que o conhecimento e experiência locais não pudessem ser aproveitados ou melhorados em sua plenitude.

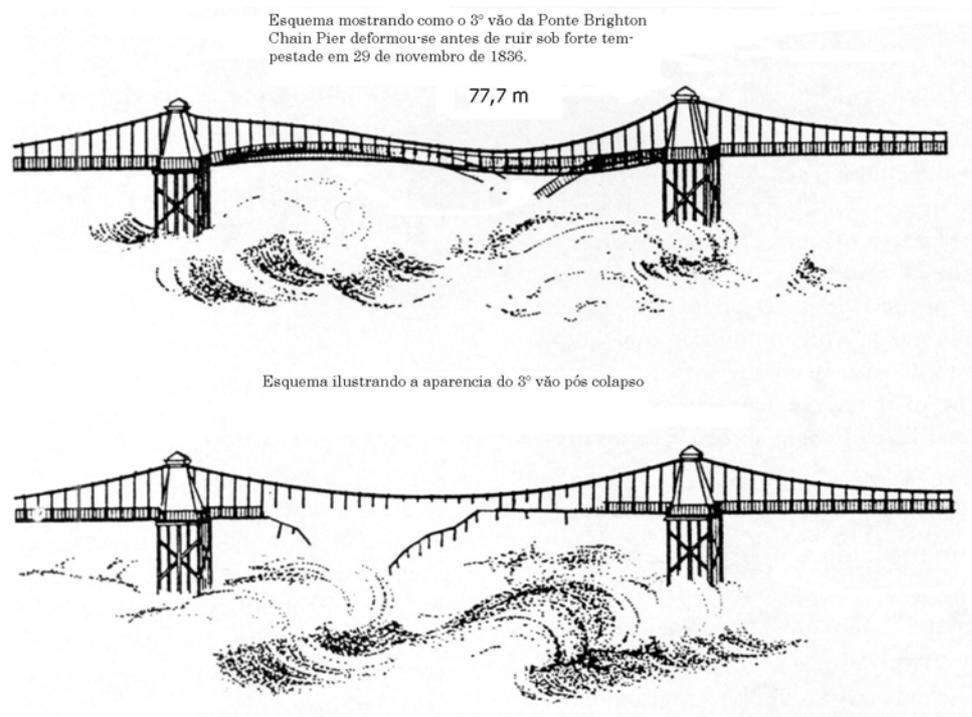


Figura 2.5 – Ponte *Brighton Chain Pier*– Inglaterra (Simiu e Scanlan, 1996).

Na América destacam-se dois protagonistas, Charles Ellet Jr. e John Augustus Roebling (imigrante da Prússia), engenheiros com formação altamente influenciada pela técnica europeia que viriam a dominar e alavancar a construção de grandes pontes pênséis no continente americano. Ellet (1810-1862) e Roebling (1806-1869) realizaram inúmeros projetos de pontes pênséis, tornando-se rivais. Roebling é o projetista de uma das mais famosas pontes da cidade de Nova Iorque, a ponte *Brooklyn* (Figura 2.6). A construção da ponte *Brooklyn* é um épico de visão, perseverança, coragem, tragédia pessoal, corrupção, política e triunfo para a engenharia. Roebling planejou utilizar pela primeira vez cabos de aço para formar os cabos principais da ponte. Tragicamente, três dias após a obtenção da aprovação para a construção da ponte, Roebling corta-se nas ferragens da ponte, falecendo três semanas após, vítima de tétano. Após 14 anos de construção, com gastos superiores a 16 milhões de dólares e com mais de 20 mortos, a ponte foi inaugurada em 1883. De acordo com Scott (2001), a ponte *Brooklyn* representa, em termos simbólico e concreto, a ponte entre a antiga e a nova era – a ponte de pedra e aço.



Figura 2.6 – Ponte *Brooklyn* – Estados Unidos.

Dentre os inúmeros exemplos de pontes pênséis construídas pelo mundo podem ser destacadas: nos Estados Unidos, a grandiosa ponte *Golden Gate* (1937 – vão central de 1280m), a famosa ponte *Tacoma Narrows* (1940 – vão central de 853m), destruída pelo vento, renascendo dez anos mais tarde. De merecido destaque o legado de dois engenheiros: David Steinman, com a ponte *Mackinac* (1957 – vão central de 1158m) e Othmart Ammann, projetista da belíssima *Verrazano-Narrows* (1964 – vão central de 1298m), ambas as pontes mostradas nas Figuras 2.7 e 2.8, respectivamente.



Figura 2.7 – Ponte *Mackinac* – EUA.

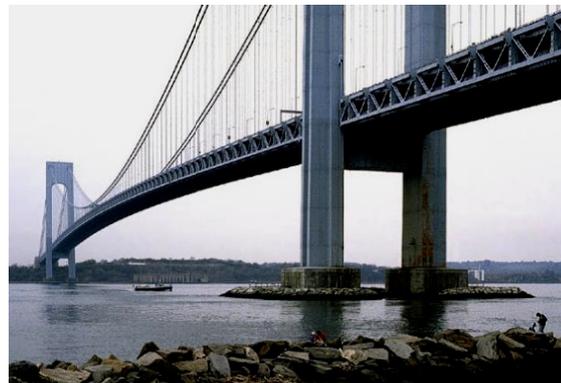


Figura 2.8 – Ponte *Verrazano* – EUA.

Na Europa pós-guerra, a escassez de aço fez com que se desenvolvessem novas tecnologias e conceitos, sob o comando do engenheiro Fritz Leonhardt, principalmente. Surge então, com muita força, o uso do concreto protendido, e secção transversal em aço tipo caixão. A experiência escandinava é demonstrada com a construção de grandiosas pontes: ponte *Lillebaelt* (1970 – vão central de 600m) e *Storebaelt East* (1998 – vão central de 1624m), mostrada na Figura 2.9.



Figura 2.9 – Ponte *Storebaelt East* –Dinamarca.

No Japão, existem muitas pontes para vencer os obstáculos geográficos impostos pela natureza, permitindo assim a existência de estruturas com uma ampla gama de vãos. Desde os 93m da primeira ponte pênsil construída no Japão, *Katsuyama* (1916) até a gigantesca *Akashi Kaikyo* (1998 - vão central de 1990m) considerada a ponte com o maior vão livre do mundo a um custo de 3,8 bilhões de dólares americanos em dez anos de construção (mostrada na Figura 2.10).



Figura 2.10 – Ponte *Akashi Kaikyo* - Japão.

O grande potencial de desenvolvimento chinês possibilitou em poucos anos a construção de grandes pontes, entre elas a ponte *Tsing Ma* (1997 – vão central de 1377m) e a ponte *Jiangyin* (1999 – vão central de 1385m), mostrada na Figura 2.11.



Figura 2.11 – Ponte *Jiangyin* – China.

O futuro das pontes pênséis terá como força impulsionadora, entre outras, o ambicioso programa de transportes em desenvolvimento na China, que ocasionará uma enorme demanda de estruturas com os mais variados vãos, além de outras demandas asiáticas. A consolidação da rede de transportes na Europa, unindo o norte ao sul, avalizou a construção da ponte sobre o *Stretto di Messina*, com um vão central de 3300m, na Itália (candidata ao maior vão do mundo). O consórcio para o projeto da ponte foi constituído em 1957, por empresas privadas e estatais, com um custo inicial estimado em 800 milhões de dólares, atualmente próximo aos 4,7 bilhões. Talvez este tenha sido o projeto de ponte pênsil mais discutido na história (Scott, 2001).

### 2.1.3 Pontes Brasileiras

Tradicionalmente o método construtivo de pontes adotado no Brasil é o de pontes em concreto armado a vãos sucessivos. A ponte *Rio-Niterói* (Rio de Janeiro-Niterói – RJ), mostrada na Figura 2.12, com os seus 13300m de comprimento é um belo exemplo de ponte em concreto armado, sendo a maioria de seus vãos em concreto protendido. Entretanto, seus três vãos centrais com 200m, 300m e 200m, são formados por secção transversal metálica tipo caixão duplo. De acordo com Battista e Pfeil (2000), o vão central da ponte (vão de navegação) constitui-se no maior vão metálico do mundo. A ponte *Rio-Niterói* tem sido freqüentemente excitada por ventos de baixas velocidades, apresentando vibrações por desprendimento de vórtices. Battista (2004) apresenta um sistema de múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados para controle das oscilações induzidas pelo vento na ponte *Rio-Niterói*, com a finalidade de reduzir as amplitudes de vibração observadas na ponte.



Figura 2.12 – Ponte *Rio-Niterói* – Brasil.

Em 1926 foi concluída a construção da ponte *Hercílio Luz*, em Florianópolis, Santa Catarina, com um comprimento total de 821m mostrada na Figura 2.13. Além de ser uma ponte em estrutura metálica pênsil, das quais existem poucas no Brasil, tem como característica marcante a sua suspensão formada por correntes de barras de olhal, sendo atualmente a única no mundo com parte das barras compondo a corda superior da treliça de rigidez. Projetada pelo engenheiro David Steinman é a mais longa ponte pênsil com sistema de barras de olhal no mundo. Atualmente, encontra-se fechada para qualquer tipo de tráfego, passando por diversas etapas de restauração. Steinman foi o responsável pelo projeto de duas outras pontes semelhantes, uma destruída e a outra desmontada, por consequência da oxidação dos pinos que ligam os olhais.



Figura 2.13 – Fotografias da Ponte *Hercílio Luz* – Brasil. Detalhes das barras de olhal.

Um belo exemplo de ponte estaiada brasileira é a ponte sobre o Rio *Guamá*, em Belém, Pará, cuja conclusão ocorreu em setembro de 2002. Possui tabuleiro em concreto armado protendido com um trecho central estaiado de 582m, composto por um vão livre de

---

320m e outros dois laterais de 131m, sustentados por duas torres de concreto protendido com mais de 100m de altura (Rocha et al., 2001). Uma fotografia da ponte durante a fase de conclusão de sua construção é mostrada na Figura 2.14.



Figura 2.14 – Ponte sobre o Rio *Guamá* – Brasil.

Outro exemplo de ponte estaiada é a sobre o Rio *Paraná* em Paulicéia, divisa dos estados de São Paulo e Mato Grosso do Sul, em Paulicéia, São Paulo. A estrutura tem um comprimento total da superestrutura de 400m, composto de um vão principal central de 200m e dois vãos laterais de 100m (Rocha et al., 2002).

Recentemente, uma obra de arte da engenharia brasileira foi concluída em São Paulo capital. Trata-se da ponte estaiada Octavio Frias de Oliveira do Complexo Viário Real Parque (Rocha et al., 2006a e 2006b). A superestrutura é composta por duas pontes transpondo o canal do Rio Pinheiros, com aproximadamente 1200m de comprimento cada uma delas (290m de trecho estaiado cada), sustentadas por um único mastro com 138m de altura. As pontes estaiadas possuem traçado com geometria horizontal em curva e o cruzamento das vias ocorre na base do mastro. A largura do tabuleiro possibilita abrigar três faixas de tráfego, duas necessárias hoje e uma terceira para o futuro. Na Figura 2.15 é mostrada uma perspectiva artística do Complexo Viário Real Parque. Na Figura 2.16 pode ser vista uma fotografia do complexo concluído.



Figura 2.15 – Pontes do *Complexo Viário Real Parque* – Brasil.



Figura 2.16 – Foto do *Complexo Viário Real Parque* – Brasil.

## 2.2 Efeitos do Vento sobre Pontes

Inicialmente é importante destacar os efeitos do vento sobre pontes de um modo geral, principalmente sobre aquelas com grandes vãos. As informações aqui apresentadas têm base em diversos estudos de pesquisadores como Davenport, Scanlan, Tanaka e Larose, por exemplo, que se dedicam ou dedicaram ao tema em estudo, assim como resultados publicados em estudos em túnel de vento sobre a ação do vento em pontes com grandes vãos.

### 2.2.1 Desenvolvimento histórico

De acordo com Tanaka (1990), a evolução no entendimento do processo da interação vento-pontes pode ser destacada por três incidentes particulares que, segundo o autor, indicam alterações históricas.

O primeiro deles é o colapso da ponte *Firth Tay* em 1879, quando a porção central da ponte ruiu vitimando cerca de 80 pessoas. Nada ainda havia causado um impacto tão grande nos engenheiros de pontes em termos de carregamentos devidos ao vento em pontes. Este incidente teria despertado a engenharia para dar início a estudos em túnel de vento, bem como os estudos em estruturas reais de pontes, buscando o entendimento do carregamento devido ao vento.

A segunda ocasião a ser relatada foi o famoso colapso da ponte de *Tacoma Narrows*, na manhã de 7 de novembro de 1940, talvez o acidente mais famoso do mundo devido aos efeitos do vento. Na Figura 2.17 é apresentada uma seqüência de fotografias mostrando a amplitude de oscilações experimentada pela ponte até a sua ruína. Antes mesmo de sua destruição a ponte já fora apelidada de “ponte galopante” uma vez que suas oscilações atingiam níveis assustadores.



Figura 2.17 – Fotografias da ponte de *Tacoma Narrows* durante oscilação e no momento da sua ruptura.

A “mais bela do mundo”, assim designou Leon Moisseiff, o engenheiro que a projetou em 1938. As palavras de Moisseiff representavam uma importante tendência arquitetônica nos anos 30, assim como causou reflexos nos projetos de pontes pênseis nas três décadas seguintes. Certas características da ponte de *Tacoma Narrows* estão diretamente relacionadas à tradição *Art Deco*. Detalhes das torres e de seu tabuleiro são mostrados na Figura 2.18.



Figura 2.18 – Fotografias da ponte de *Tacoma Narrows*: detalhes do tabuleiro e torre.

Deve ser ressaltado deste evento tão estudado e discutido, o fato de que a ponte fora projetada para resistir a uma carga estática devida ao vento que era mais de três vezes superior àquela que ocasionou sua destruição. Havia sido projetada para resistir a ventos de até 200km/h e entrou em instabilidade dinâmica com um vento de 60km/h. Após inúmeros estudos ficou bem claro aos engenheiros que a ação dinâmica induzida pelo vento deveria ser considerada e que esta era muito importante. Segundo Wardlaw (1994) fica comprovado nos estudos de Farquharson et al. (1949-1955), que a falha da ponte de *Tacoma Narrows* pode ser atribuída a uma instabilidade torcional severa. Os pesquisadores Billah e Scanlan (1991) chamam a atenção de que na grande maioria dos textos relacionados com a ruína da ponte de *Tacoma Narrows*, a causa de sua destruição é apresentada como um exemplo clássico de

---

ressonância mecânica. O vento seria a fonte externa, excitando a estrutura numa frequência coincidente com a sua frequência natural de vibração. Billah e Scanlan (1991) demonstram que a causa final da ruptura da ponte está relacionada a um fenômeno aeroelástico denominado amortecimento aerodinâmico negativo, no grau de liberdade torcional. Neste processo interativo desenvolvem-se forças que estão relacionadas com o movimento da estrutura.

Billah e Scanlan (1991) afirmam que o acidente com a ponte de *Tacoma Narrows* não foi ocasionado por desprendimento cadenciado de vórtices. Durante a sua curta vida, a ponte já apresentara oscilações induzidas pelo vento. Essas vibrações, exclusivamente nos modos verticais, ocorriam a baixas velocidades do vento. Por este motivo a ponte fora apelidada de “ponte galopante” poucos dias após sua inauguração.

De acordo com Bowers (1940) rumores de que pequenas ondulações devidas ao vento haviam sido observadas na ponte *Withestone*, motivaram os engenheiros a realizarem testes em túnel de vento com a ponte de *Tacoma* durante a construção de suas torres. Os experimentos foram conduzidos pelo *Prof. Faquharson* e revelaram condições de instabilidade aerodinâmica adversas. Alternativas de modificações aerodinâmicas da secção transversal de ponte foram testadas (nariz de vento e “escudo”) e indicaram melhoras significativas. O colapso da ponte ocorreu enquanto a decisão sobre a melhor alternativa a ser implementada era discutida.

Entretanto, as manifestações da estrutura no dia de sua ruptura foram distintas das anteriormente observadas. De acordo com Scott (2001), a velocidade do vento, segundo as observações de Faquharson et al. (1949-1955), era de aproximadamente 68km/h e sua frequência de oscilação em torno de 12 ciclos por minuto, algo em torno de 0,2Hz. A uma velocidade do vento de 68km/h a frequência natural de desprendimento de vórtices, fornecida pela relação de Strouhal, seria próxima a 1Hz, ou seja, indicando não ser esta a causa do colapso.

De acordo com Irwin et al. (2005), antes do colapso, foram adicionados estais em diagonal na secção central da ponte com a finalidade de diminuir as amplitudes de oscilação dos cabos principais e da porção central do tabuleiro. Especula-se que, no dia do colapso da ponte, um ou mais destes estais adicionais romperam-se, permitindo que a estrutura experimentasse grandes oscilações torcionais (Washington Toll Bridge Authority, 1945).

---

No início dos anos 70, Scanlan e Tomko (1971) demonstram conclusivamente que o mecanismo que originou a destruição da ponte foi um caso de drapejamento (ou *flutter*) torcional, com um grau de liberdade, ocasionado pelo complexo escoamento separado.

Segundo Scott (2001), o pesquisador Allan Larsen estudou o mecanismo de instabilidade da ponte de *Tacoma* tentando quantificar qual a parcela de influência dos vórtices desprendidos na borda do tabuleiro da ponte com o início do movimento torcional. Estes vórtices são gerados quando há uma variação no ângulo de incidência do vento em relação à horizontal e seu intervalo de desprendimento modificado em função da velocidade do vento. Larsen parte da premissa de que o escoamento gera vórtices alternados nas duas bordas de barlavento do tabuleiro, inferior e superior, espaçados por uma distância igual ou superior a meia largura do tabuleiro. Estes vórtices seriam os responsáveis pelo início da instabilidade torcional em tabuleiros de pontes com baixos índices de amortecimento estrutural.

Na Figura 2.19 pode ser visto, esquematicamente, o mecanismo de excitação torcional. Da incidência do vento é gerado um vórtice no topo da face de barlavento que, desloca-se mais a sotavento aproximando-se do centro do tabuleiro (face superior). Este vórtice com movimento circulatório no sentido horário gera, concordando com Billah e Scanlan (1991), uma força de sustentação (de baixo para cima), que passa a movimentar-se ao longo da secção transversal do tabuleiro. No momento posterior, um outro vórtice, agora gerado na base da face de barlavento, com movimento circulatório anti-horário, desloca-se junto à face inferior do tabuleiro. Este vórtice gerado na base da face de barlavento tem sentido contrário (de cima para baixo) ao anteriormente gerado. O vórtice superior gera uma força de sustentação no lado de barlavento do tabuleiro, suspendendo-o, enquanto que o vórtice inferior puxa o lado de sotavento do tabuleiro para baixo. As forças e o movimento de torção do tabuleiro são mutuamente incrementados, com o valor máximo de torção ocorrendo quando os vórtices de topo e de base encontram-se no primeiro quarto e no terceiro quarto da secção transversal do tabuleiro, respectivamente. Quando o vórtice de topo se aproxima do centro da secção e o vórtice de base encontra-se próximo à borda de sotavento, as forças de sustentação se opõem ao movimento do tabuleiro, ora reverso devido às forças restitutivas de equilíbrio (posição horizontal). No momento em que o vórtice de topo passa pelo meio da secção e o vórtice de base desprende-se da borda de barlavento do tabuleiro, momentaneamente, não existem forças desbalanceadas atuando, logo o tabuleiro desloca-se horizontalmente. Na segunda metade do

ciclo, a dinâmica de movimento é repetida, porém com sentido contrário. A seção transversal então oscila num movimento auto-sustentado – a velocidade crítica foi então atingida.

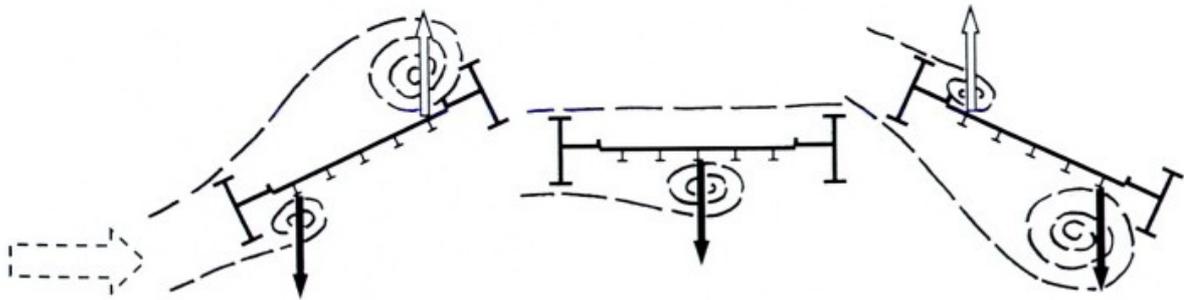


Figura 2.19 – Mecanismo de excitação torcional – *Tacoma Narrows* (Scott, 2001).

De acordo com Scott (2001), Larsen ainda examinou a formação de vórtices com espaçamento superior a meia largura do tabuleiro, ou seja, gerados por velocidade do vento superior à velocidade crítica. Neste caso, as forças de sustentação geradas pelos vórtices formados no topo e na base da face de barlavento do tabuleiro, estão em sincronia com o movimento do tabuleiro por mais de meio ciclo de oscilação. É gerada então uma energia extra que só pode ser absorvida através de altíssimas amplitudes de movimento torcional – uma situação catastrófica. Ao examinar a formação de vórtices com espaçamento inferior a meia largura do tabuleiro, gerados por velocidade do escoamento inferior à velocidade crítica, observou a presença de três vórtices sobre o período de oscilação (dois na face superior e um na face inferior e vice-versa). Formam-se então forças que tendem a se cancelarem durante quase todo o ciclo de oscilação. O tabuleiro da ponte é estável devido ao amortecimento aerodinâmico. Enquanto as explicações apontadas por Larsen não são consideradas como definitivas, as pesquisas sobre a famosa ponte de *Tacoma Narrows* continuam.

Finalmente, o terceiro fato marcante é a incorporação das características dos ventos naturais para a realização dos estudos. Sua incorporação ocorreu em torno de 1960 quando o famoso pesquisador Alan Davenport compilou uma série de dados meteorológicos servindo como fonte de informação para dar início à operação de seu túnel de vento.

Conforme Larose (1992) as investigações científicas sobre oscilações induzidas pelo vento tiveram início a mais de 60 anos. Em torno de 1930 os engenheiros ficaram fascinados com as oscilações observadas em diversas pontes, como por exemplo, a *Golden Gate*. De acordo com Wardlaw (1994), a ponte *Golden Gate* com um vão central de 1280m, foi a ponte com maior histórico de oscilações causadas pelo vento, sendo monitorada durante o período

---

compreendido entre 1943-1951. Destaca-se o evento registrado em dezembro de 1952 quando foram registradas amplitudes de vibração da ordem de 1,7m (Vincent, 1958). Estas oscilações foram atribuídas às rajadas do vento e foram consideradas como causadoras principalmente de desconforto, não havendo preocupação com a estrutura do ponto de vista do colapso da mesma. Imaginavam que com o uso de estais, no sentido de um aumento da rigidez do tabuleiro, solucionariam o problema de vibrações, o que foi um equívoco, comprovado com o acidente da ponte de *Tacoma Narrows*. Inúmeras investigações tiveram início com este acidente, dando origem então ao campo da aerodinâmica de pontes. Larose (1992) cita um trecho do trabalho de Scheffey (1984), que resume este progresso: “Nos 10 anos que seguiram o colapso da ponte de *Tacoma Narrows* em 1940, acreditava-se que uma análise estática, já desenvolvida, era suficiente para tratar com o problema. Esta era baseada em conceitos de desprendimento de vórtices e *flutter*. Técnicas com o uso de túneis de vento utilizando modelos aeroelásticos seccionais de uma porção do tabuleiro foram utilizadas para a obtenção de parâmetros necessários para uma análise matemática da estrutura completa. Nos anos 60 adicionou-se o fato da resposta a carregamento aleatório do vento ser produzido pela turbulência natural contida no vento próximo à superfície da terra. Neste processo questões básicas como a validade dos métodos atuais de extrapolação de testes em modelos de pequena escala em escoamentos suaves, ou ditos de baixa turbulência, foram esclarecidas, além de perguntas como até que ponto os testes conduzidos sob estas condições são confiáveis”.

Pontes com grandes vãos devem ser projetadas para resistirem às forças estáticas de arrasto induzidas pela pressão do vento médio. Caso a estrutura não tenha um projeto adequado, a força de arrasto e o momento aerodinâmico (auto-excitado) atuantes no tabuleiro podem ocasionar flambagem lateral e divergência torcional. Além de apresentar uma resposta dita estática ela pode responder de forma dinâmica aos efeitos do escoamento sobre a secção do tabuleiro. De acordo com Tanaka e Davenport (1982), os mecanismos de excitação de estruturas esbeltas, tais como pontes com grandes vãos, que provocam oscilações podem ser classificados como:

- Excitações devidas à turbulência presente no vento incidente;
- Excitações devidas à esteira gerada por estruturas dispostas a barlavento são denominadas martelamento ou *buffeting*;

- Oscilações provocadas por flutuações da esteira da região de sotavento da estrutura, conhecidas como desprendimento de vórtices;
- Excitações ocasionadas pelos efeitos de interação do fluido com a estrutura, ou seja, oscilações auto-excitadas devidas ao amortecimento aerodinâmico negativo. São as instabilidades denominadas por drapejamento ou *flutter*.

A interação desses efeitos pode ser muito forte e embora a teoria bidimensional possa ser aplicada no estudo de oscilações auto-excitadas, os primeiros dois fenômenos descritos têm caráter essencialmente tridimensional. Salienta-se que não apenas uma, mas mais do que uma destas respostas podem ocorrer simultaneamente, e também diferentes modos de oscilação da estrutura podem ser suscetíveis a diferentes tipos de excitação.

### 2.2.2 Classificação dos efeitos do vento em estruturas

As instabilidades aerodinâmicas que produzem vibrações nas estruturas podem conduzi-las a um estado de falha estrutural ou funcional. De acordo com Ito e Nakamura (1982) os fenômenos relacionados à ação induzida pelo vento em estruturas flexíveis são inúmeros e alguns deles são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Classificação dos efeitos do vento em estruturas.

Estáticos	Efeitos do vento médio (pressões e forças)			
	Instabilidade Estática	Divergência torcional		
	Flambagem lateral			
Dinâmicos	Instabilidade Dinâmica	Galope	1 grau de liberdade	Resposta com amplitudes divergentes
		<i>Flutter</i> torcional		
		<i>Flutter</i> acoplado		
	Desprendimento de vórtices, <i>flutter</i> a baixas velocidades		Resposta com amplitudes limitadas	
Excitação devido às rajadas do vento - <i>buffeting</i>				

Os fenômenos acima descritos ocorrem em diferentes gamas de velocidades do vento possibilitando que alguns se manifestem frequentemente. Na Figura 2.20 podem ser observadas as respostas, típicas de estruturas, ocasionadas por diferentes fenômenos induzidos pelo vento (sob diferentes velocidades do escoamento).

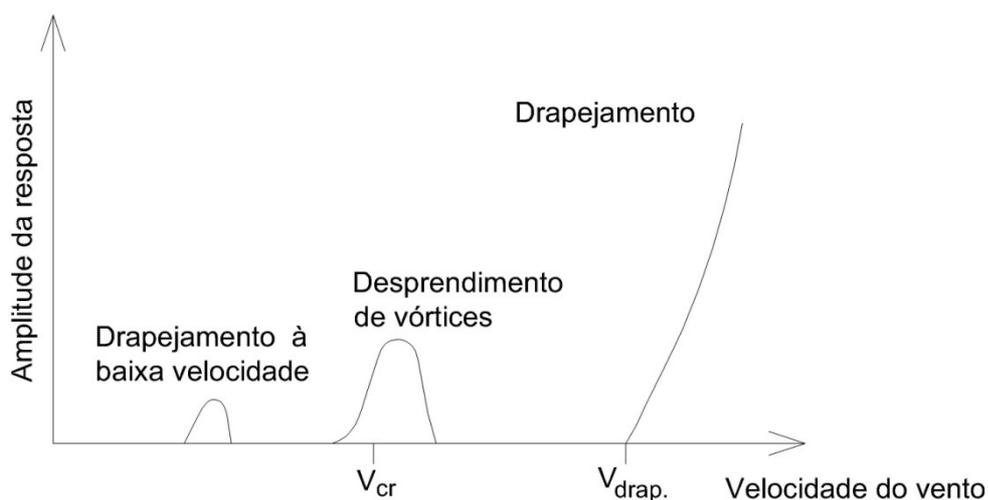


Figura 2.20 – Resposta típica de corpos rombudos em escoamentos de baixa turbulência (Ito e Nakamura, 1982).

### 2.2.3 Fatores influentes na instabilidade aerodinâmica

Pontes pênses e estaiadas devem ser projetadas para serem estáveis do ponto de vista aerodinâmico, significando que não podem desenvolver grandes amplitudes de movimento quando submetidas a ventos fortes. Essas oscilações podem ser do tipo divergente, como aquelas ocasionadas por drapejamento ou limitadas como as devidas ao desprendimento por vórtices e ao martelamento. De acordo com Irwin et al. (1997), os fatores considerados de maior importância (influência) na estabilidade aerodinâmica são:

- A seção transversal do tabuleiro, especialmente os detalhes próximos às quinas (bordas);
- As frequências e formas modais de vibração, influenciadas pelos comprimentos dos vãos, configuração dos cabos, rigidezes do tabuleiro e das torres;

- 
- Condições meteorológicas locais específicas irão indicar se a estabilidade aerodinâmica disponível é suficiente ou não, ou seja, o grau de estabilidade desejado será diferente em zonas sujeitas à furacões e tufões em relação a zonas sujeitas à ventos moderados;
  - Durante a fase de construção, principalmente se o método de construção usado é o de montagem sucessiva de vãos, a ação do martelamento pode ocasionar tensões elevadas na estrutura. Embora a excitação por martelamento não seja exatamente uma forma de instabilidade, as elevadas amplitudes resultantes podem ocasionar conseqüências estruturais não desejáveis.
  - Oscilações nos cabos de torres têm se mostrado um problema persistente nos últimos anos. O comprimento livre, a rugosidade superficial e o amortecimento dos cabos têm papel importante nessa instabilidade assim como a presença ou a falta de chuva.

Além desses fatores descritos existem outras influências consideradas de menor importância:

- O alinhamento da ponte em relação à direção principal dos ventos fortes, ou seja, se há algum efeito significativo na probabilidade de que a ponte como um todo, ou os cabos entrem em oscilação.
- A rugosidade e topografia local afetam a turbulência do vento incidente podendo afetar a estabilidade. As características topográficas, morros, vales, têm a capacidade de realinhar o vetor velocidade do vento horizontal e verticalmente.
- A massa da ponte tende a manter a estabilidade, portanto pontes mais leves são geralmente mais instáveis do que pontes mais pesadas.
- O amortecimento da ponte (estrutura como um todo) pode reduzir as oscilações por despreendimento de vórtices, além de retardar a velocidade de disparo de drapejamento.

- 
- A presença do nível da água próximo ao tabuleiro da ponte pode alterar o escoamento em torno da secção ocasionando alterações na estabilidade aerodinâmica da mesma.
  - O movimento de veículos na ponte pode alterar a resposta devida ao desprendimento de vórtices. O acúmulo de neve ou de gelo pode alterar significativamente a forma aerodinâmica em regiões críticas próximas aos cantos.

A cada novo projeto a importância de cada um dos fatores acima mencionados pode mudar. Entretanto, o critério de projeto para excitação por desprendimento de vórtices e drapejamento deve ser similar para a maioria das pontes.

#### 2.2.4 Drapejamento (*flutter*)

Uma das verificações de projeto mais importantes para pontes estaiadas consiste na análise de sua estabilidade estrutural frente às forças aerodinâmicas produzidas pelo vento. É sabido que essas forças têm natureza complexa por resultarem de um processo de interação fluido-estrutura. Do ponto de vista da análise estrutural, admite-se que o escoamento que envolve a seção do tabuleiro de uma ponte, tal qual a asa de uma aeronave, introduz, além de forças de arrasto, torção e sustentação aerodinâmica, também forças de amortecimento correspondentes a estas três componentes de movimento.

A instabilidade aerodinâmica denominada drapejamento pode ser descrita como uma oscilação instável, que ocorre quando as características aerodinâmicas são afetadas pelos derivativos do tempo (velocidade e aceleração), dos movimentos vertical e torcional, bem como pelo ângulo de ataque do vento. Sob estas condições, a energia é absorvida pelo corpo em oscilação em todos os ciclos produzindo amplitudes ilimitadas.

De acordo com Wardlaw (1994) o termo drapejamento deriva da prática aeronáutica onde ele é utilizado para descrever uma instabilidade aeroelástica acoplada: torção e flexão vertical em asas de aviões (drapejamento clássico). Em pontes com grandes vãos, a instabilidade aerodinâmica ocorre mais frequentemente sobre o grau de liberdade torcional. Esta instabilidade é devida basicamente às forças de amortecimento aerodinâmico negativo que aumentam com a velocidade do vento. Deste fenômeno podem resultar níveis de

amplitude destrutivos, caso as velocidades do vento associadas a sua ocorrência se encontrem abaixo das máximas velocidades de projeto esperadas para o local da ponte. Componentes estruturais, como vigas de secção transversal tipo I, devem ser evitados nos projetos de pontes por apresentarem grande propensão a sofrerem instabilidades torcionais.

Uma característica intrínseca do comportamento das instabilidades aerodinâmicas é que as amplitudes das oscilações são pequenas para velocidade do vento inferior à velocidade crítica. Entretanto, quando a velocidade do vento se aproxima da velocidade crítica, as amplitudes aumentam suavemente sem limite, a menos que algum dano tenha ocorrido sobre a estrutura para modificar esse comportamento, conforme mostrado na Figura 2.21. O amortecimento estrutural pode aumentar a velocidade crítica, mas não pode controlar a resposta acima dela.

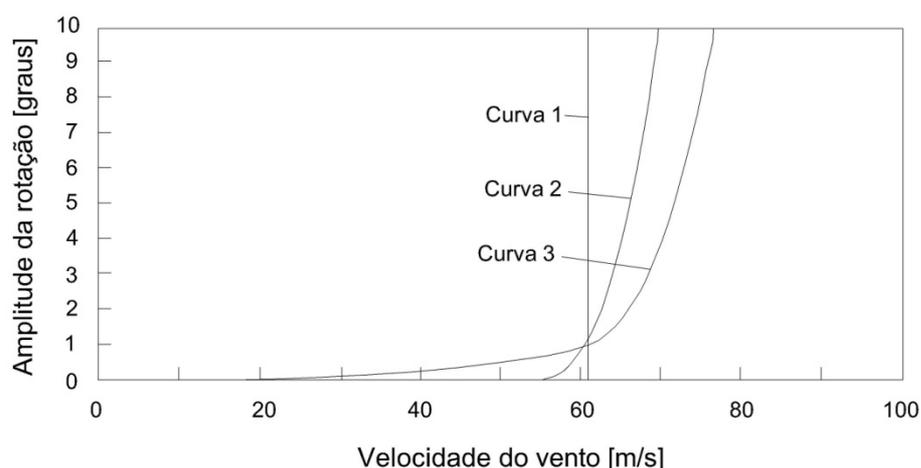


Figura 2.21 – Resposta torcional correspondente à teoria idealizada (curva 1), obtida com modelo seccional sob escoamento suave (curva 2) e a partir de modelo completo sob escoamento turbulento (curva 3) (Irwin et al., 1997).

Este tema, no contexto da Engenharia Civil, foi estudado inicialmente por Robert Scanlan na década de 70 (Scanlan e Tomko, 1971), ainda motivado pelo desabamento da ponte de *Tacoma Narrows*, quando foi mostrado que as forças de amortecimento aerodinâmico se sobrepõem às forças de amortecimento estrutural, podendo incrementá-las ou, para velocidades de escoamento altas, invertê-las ao ponto de dar origem a um tipo de instabilidade aerodinâmica denominado drapejamento.

De acordo com Davenport (1998) a resposta associada a cada modo de vibração depende do amortecimento total efetivo,  $\zeta = \zeta_e + \zeta_{aero}$ . Se  $\zeta_{aero}$  é positivo, o amortecimento

efetivo disponível será maior que o amortecimento estrutural, portanto menores amplitudes de vibração irão ocorrer. Caso  $\zeta_{aero}$  seja negativo, o amortecimento efetivo disponível será reduzido, portanto menor que o amortecimento estrutural. Nesta situação, as amplitudes de vibração serão maiores, e se o módulo do amortecimento aerodinâmico negativo for maior que o amortecimento estrutural, a estrutura pode atingir uma situação de instabilidade aerodinâmica e chegar à situação limite de colapso. A influência do amortecimento aerodinâmico na resposta do tabuleiro de uma ponte é mostrada na Figura 2.22.

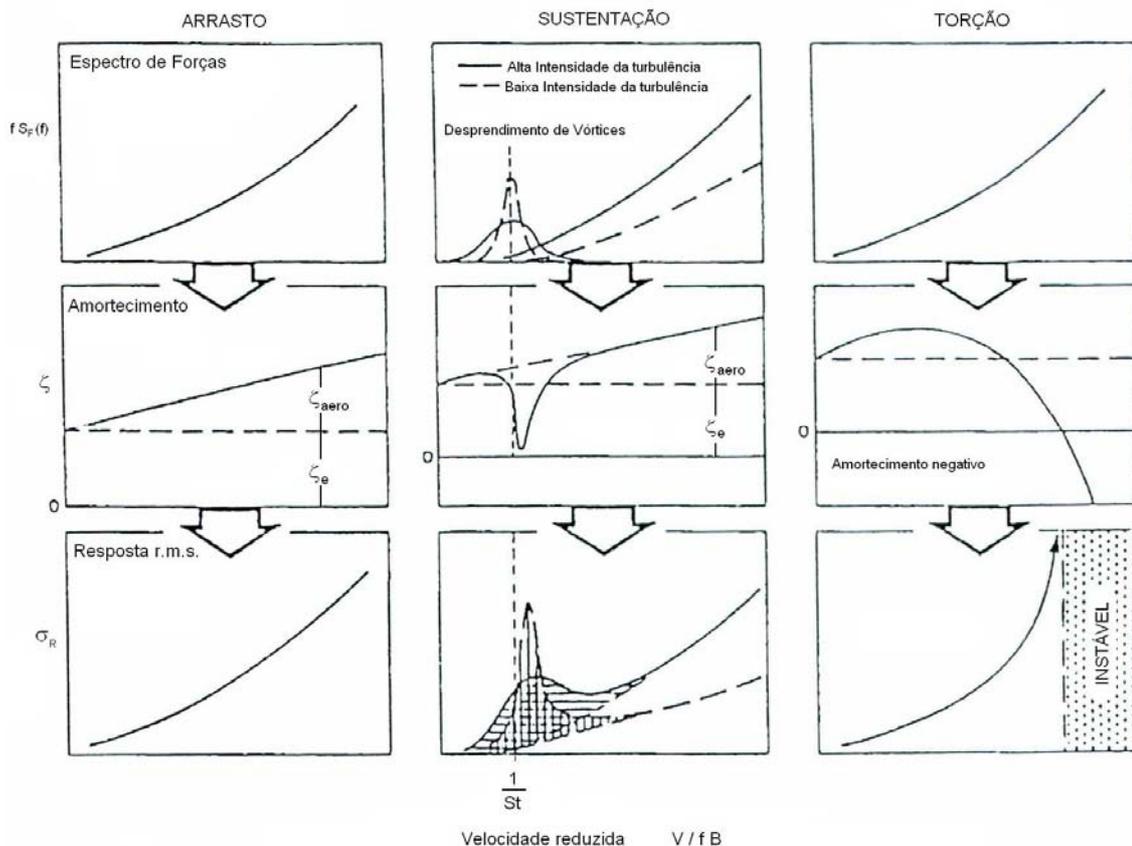


Figura 2.22 – Representação esquemática da resposta ressonante de uma ponte (Davenport, 1998).

De acordo com Larose (1992), modelos teóricos para a estimativa da estabilidade aerodinâmica de tabuleiros de pontes vêm sendo propostos por muitos pesquisadores, onde Bleich et al. (1950), Frandsen (1966) e Selberg e Hjorth-Hansen (1976) são bons exemplos. A teoria clássica de instabilidade aerodinâmica e mecanismo de drapejamento desenvolvida por Theodorsen (1935) forma a base de muitos métodos analíticos. A seguir é apresentada a equação de Selberg utilizada para a estimativa da velocidade crítica de disparo de instabilidade dinâmica:

$$\frac{V_{cr}}{f_{\theta} B} = 3,72 \sqrt{\frac{(Im)^{0,5}}{\rho B^3} \left[ 1 - \left( \frac{f_h}{f_{\theta}} \right)^2 \right]} \quad (2.1)$$

Onde:

$V_{cr}$  : velocidade crítica;

$m$  : massa por unidade de comprimento;

$I$  : momento de inércia de massa por unidade de comprimento;

$B$  : largura do tabuleiro;

$\rho_{ar} B^3$  : massa de ar;

$f_h/f_{\theta}$  : relação entre frequências naturais de sustentação e de torção.

Esta expressão bastante simples, por não considerar a geometria da secção transversal, foi extraída de cálculos com tabelas publicadas por Bleich et al. (1950) em 1950, baseadas na teoria de Theodorsen. O pesquisador Selberg também combinou investigações experimentais de diversos tabuleiros de pontes pênses para obter essa relação. Esta expressão deve ser utilizada na fase inicial do projeto de uma ponte, como uma primeira estimativa. A equação de Selberg comprovadamente fornece estimativas confiáveis (em torno de 10%) se comparadas aos resultados experimentais (Larsen e Gimsing (1991)), mas é sabidamente inválida para razão entre frequências de sustentação e de torção inferiores a 1,5 (Selberg e Hjorth-Hansen (1976)).

Inúmeros métodos analíticos baseados nos denominados coeficientes aerodinâmicos irregulares estão disponíveis para a determinação da estabilidade de tabuleiros de pontes. Os derivativos aerodinâmicos obtidos a partir de ensaios de modelos seccionais em túnel de vento constituem um exemplo destes coeficientes aerodinâmicos irregulares. Segundo Larose (1992), a base desses métodos foi inicialmente proposta por Ukeguchi et al. (1966) e posteriormente desenvolvida por Scanlan e Tomko (1971).

Segundo Rocha et al. (2002), atualmente o procedimento de Scanlan está em crescente desuso. Isto porque para determinar os oito derivativos aerodinâmicos é necessário alterar

---

as condições de vinculação do modelo no túnel de vento. Alguns derivativos são obtidos restringindo-se o movimento de translação vertical, outros o movimento de rotação, e os demais com os dois graus de liberdade não restringidos, conforme descrição anterior. Esta prática torna os ensaios mais morosos, além de introduzir erros experimentais inevitáveis pela mudança da condição de atrito inerente ao dispositivo de restrição. Por estes motivos, estão cada vez mais desenvolvidas as técnicas de identificação de sistemas (Sarkar et al., 1978, Singh et al., 1996 e Gu et al., 2000), que permitem a estimativa simultânea dos oito derivativos aerodinâmicos, através da medição da resposta estrutural para os dois graus de liberdade simultaneamente.

### 2.2.5 Martelamento (*Buffeting*)

A definição de martelamento utilizada por vários autores, apresentada por Blessmann (1998), refere-se à situação em que uma edificação está situada a sotavento de diversos obstáculos, logo imersa na esteira por eles gerada. A turbulência nesta região é do mesmo tipo da turbulência existente no vento natural incidente nestes obstáculos, com uma gama bastante grande de frequências e dimensões de turbilhões. Entretanto, se a edificação estiver situada na esteira de somente uma ou de poucas edificações de dimensões semelhantes, convenientemente situadas, ela poderá ser “martelada”, compassadamente, por turbilhões gerados nas edificações a barlavento com uma frequência predominante. Os efeitos do martelamento podem atingir grande intensidade quando uma das frequências naturais da edificação coincidir com a frequência dominante nos turbilhões gerados no ou nos obstáculos de barlavento.

Blessmann (1998) apresenta diversos estudos experimentais sobre o martelamento em edifícios, com distintas configurações e seções transversais. Cita que para o fenômeno de martelamento os maiores efeitos dinâmicos aparecem com um distanciamento maior entre as edificações. Mesmo quando a edificação de barlavento situa-se a cerca de dez vezes a dimensão característica da base da edificação em estudo podem aparecer efeitos consideráveis (diâmetro de uma edificação circular cilíndrica, lado ou diagonal da base, são dimensões características usadas na prática).

De acordo com Blessmann (1998) o termo inglês *buffeting* tem sido usado, de maneira errada, também para designar a excitação de uma estrutura pelas rajadas do vento. Entretanto

---

um grande número de autores usa-o apenas para definir o fenômeno dinâmico chamado de martelamento.

O que alguns autores denominam martelamento deve ser tratado como vibrações causadas pela energia cinética das rajadas do vento, por exemplo, a resposta aleatória de uma ponte devido às forças do vento associadas com as flutuações de pressão no tabuleiro.

Como essas rajadas possuem variações verticais e horizontais da velocidade, a análise deve incluir os efeitos de uma variação (aleatória) no ângulo de ataque do vento. Estas vibrações normalmente aumentam de forma monótona com o aumento da velocidade do vento (média) sendo mais importante em velocidades máximas do vento. É também função da intensidade da turbulência do escoamento incidente e do amortecimento estrutural da estrutura (ponte).

A estimativa da resposta devida às vibrações ocasionadas pela energia cinética das rajadas em escoamentos turbulentos geralmente é uma questão secundária em termos de estabilidade. Entretanto, quando a ponte se mostra estável, a sua resposta frente às rajadas do vento assume importância no projeto da superestrutura como um todo. Além disso, é fundamental para estimar os níveis de aceleração atuantes, para verificação segundo um critério de conforto dos usuários. A aproximação teórica desenvolvida por Davenport (1962a e 1962b) é fruto da primeira investigação do problema, sendo ainda utilizado como método para a estimativa dos efeitos das rajadas do vento em estruturas civis. De acordo com Larose (1992) esta aproximação constitui-se num método estatístico que emprega o conceito do espectro de potência para descrever carregamentos aleatórios e propriedades estatísticas da turbulência.

### 2.2.6 Vibrações induzidas pelo desprendimento de vórtices

Durante a fase de projeto de pontes deve ser dada uma atenção especial à questão das oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices. Estas vibrações podem causar fadiga na estrutura ou ainda produzir oscilações consideradas inaceitáveis. O conhecimento das velocidades do vento e dos padrões de escoamento nos quais se dá o desprendimento de vórtices e a estimativa das amplitudes resultantes, é muito importante na determinação do desempenho da ponte comparada a critérios de conforto e cálculo de fadiga.

---

Nem todos os tabuleiros de pontes são propensos a oscilações ocasionadas por desprendimento de vórtices. Entretanto, a forma mais confiável de verificar essa condição é através de ensaios em túneis de vento com modelos seccionais reduzidos de tabuleiros de pontes. Testes com modelos seccionais, geometricamente e dinamicamente projetados, sob escoamento suave (de baixa turbulência), possibilitam a identificação das vibrações devidas ao desprendimento de vórtices. Entretanto, existem expressões analíticas capazes de indicar a velocidade do vento na qual poderão ser produzidas oscilações devidas ao desprendimento de vórtices.

O desprendimento de vórtices ocorre na esteira de todos os corpos rombudos imersos num escoamento. A diferença da velocidade do escoamento nas faces superior e inferior do corpo associada a estes vórtices resulta numa força de sustentação perpendicular ao escoamento. Quando os vórtices se desprendem alternadamente, ora da borda superior, ora da borda inferior com uma frequência próxima da frequência natural da estrutura, pode ocorrer um movimento com grandes amplitudes. Como as forças de sustentação não se produzem necessariamente sobre o centro de gravidade da secção, elas também podem produzir momentos alternados. Daí pode resultar movimentos com grandes amplitudes de rotação com frequência bastante próxima a fundamental de torção da estrutura. Sabe-se que as secções transversais cuja geometria se aproxima a um H são altamente suscetíveis às oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices sendo, portanto condenadas do ponto de vista aerodinâmico.

A excitação por desprendimento de vórtices pode, entretanto, excitar cada modo de vibração vertical e torcional separadamente com o aumento da velocidade do vento. A resposta terá amplitudes limitadas em cada modo conforme o nível de amortecimento e de acordo com a energia fornecida pelos vórtices.

O movimento associado com o desprendimento de vórtices é auto-limitado. A resposta induzida pelo desprendimento de vórtices é uma função da intensidade da turbulência, de modo que a regularidade com que esses vórtices são desprendidos é perturbada pela existência de turbilhões no escoamento incidente, reduzindo assim as forças de sustentação.

### 2.2.6.1 O processo de desprendimento de vórtices

Em termos aerodinâmicos um corpo rombudo (*bluff body*) é um corpo que, imerso num escoamento, gera uma região denominada de esteira, resultante da separação do escoamento nos dois lados do corpo. Em corpos rombudos sujeitos à escoamentos com determinado número de Reynolds, ocorre o fenômeno de desprendimento alternado de vórtices, cuja frequência característica é bem definida. São os chamados vórtices de Kármán, que originam forças periódicas, oblíquas em relação à direção do vento médio. Estes vórtices são desprendidos alternadamente da superfície do corpo e então carregados à sotavento, conforme mostrado na Figura 2.23. Considerando suas componentes, as forças alternadas na direção do vento ocorrem na frequência do desprendimento individual dos vórtices, enquanto que as forças alternadas na direção transversal ao vento ocorrem na frequência de desprendimento de cada par de vórtices. Essas componentes das forças tendem a produzir oscilações nas direções em que agem. Entretanto, as forças na direção do vento são pequenas em comparação com as forças na direção transversal do vento. Na prática, oscilações importantes na direção do vento, por desprendimento de vórtices alternados, raramente acontecem. Por outro lado, oscilações causadas pelas forças periódicas transversais ocorrem em muitas edificações cilíndricas ou quase cilíndricas (seção transversal variando suavemente). Prismas de secção retangular (incluindo a quadrada), triangular ou com outras formas de cantos vivos estão sujeitos à excitações mais fortes por desprendimento de vórtices que o próprio cilindro circular.

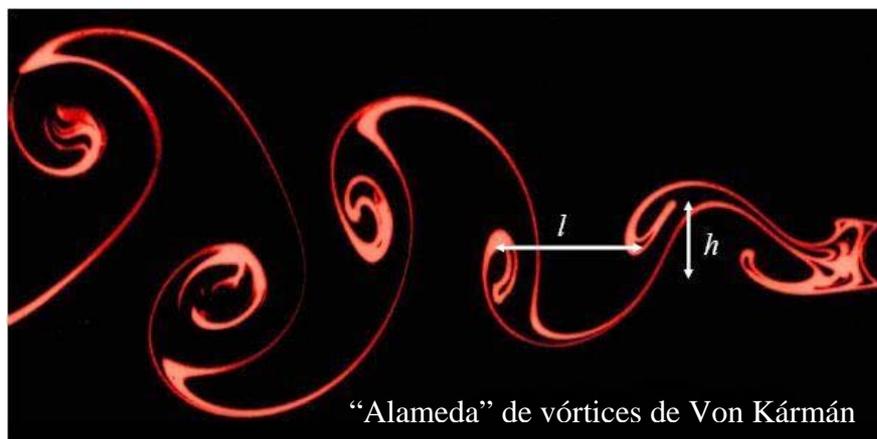


Figura 2.23 – Desprendimento de vórtices em um cilindro circular.

Para que o fenômeno do desprendimento cadenciado de vórtices, em um corpo imerso no escoamento, ocorra de forma efetiva é necessário que a forma do corpo seja rombuda de contorno curvo ou poligonal, que o corpo seja alteado (relação entre a altura e a largura) e que

exista uma boa correlação do desprendimento ao longo de todo o cilindro. O escoamento deve ser de baixa turbulência (suave) e aproximadamente uniforme (em termos de velocidade média). Não deve haver recolamento do escoamento após a primeira separação. As dimensões dos vórtices (turbilhões) existentes na natureza variam desde a ordem de grandeza da camada limite atmosférica (quilômetros) até a ordem de grandeza do milímetro (Blessmann, 1995). A Figura 2.24 ilustra as diferenças entre as escalas das estruturas existentes, como por exemplo, na convecção atmosférica de nuvens perturbadas por uma ilha montanhosa.

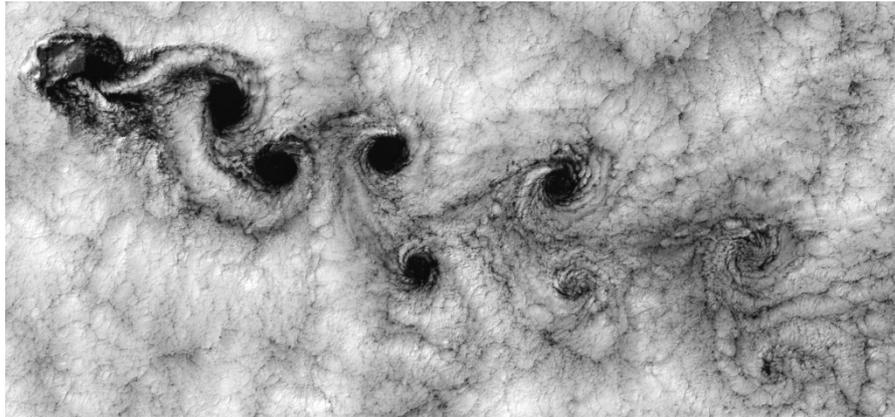


Figura 2.24 – Imagem de satélite da formação de vórtices de nuvens desprendidos na Ilha Alejandro Selkirk (*Robinson Crusoe*), na costa Chilena, com 1,5km de diâmetro e 1,6km de altura.

Em termos práticos, diversos fatores como a variação da forma da secção transversal dos tabuleiros e o perfil de velocidades, impedem uma correlação perfeita no processo de desprendimento de vórtices.

O processo de desprendimento de vórtices somente pode ser explicado se os efeitos de viscosidade forem considerados. Apenas os fluidos viscosos podem satisfazer a condição de não deslizamento (*no-slip*) na superfície de corpos imersos nesses escoamentos. Quando um fluido escoia sobre um corpo nele imerso, uma fina camada forma-se próxima à superfície do mesmo devido à influência da viscosidade. A esta fina camada Prandtl, em 1904 (Blessmann, 1990), denominou de camada limite, onde a velocidade do fluido varia de zero na superfície do corpo, até a velocidade do escoamento incidente, como mostrado na Figura 2.25 para uma placa plana.

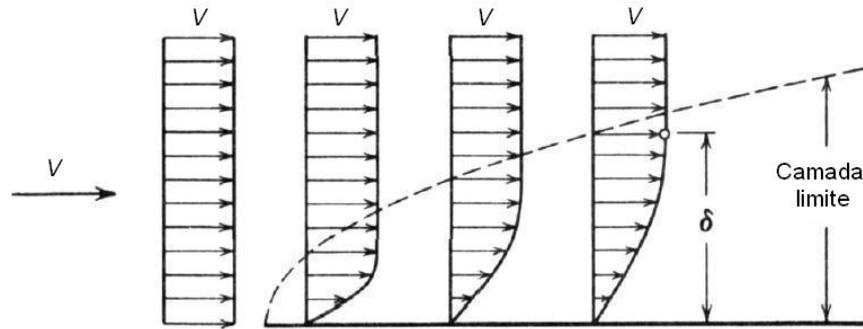


Figura 2.25 – Desenvolvimento da camada limite para uma placa plana.

O escoamento principal tende a atrair a camada limite mais para longe da superfície do corpo e a fricção do escoamento na superfície do corpo tende a travar o escoamento. Em superfícies com grande curvatura o gradiente de pressões adverso retarda mais ainda o escoamento. Este retardo pode fazer com que o escoamento seja completamente interrompido e a camada limite possa desprender-se da superfície, ocasionando a separação. A partir do entendimento físico do processo de separação fica claro que a propriedade dos fluidos responsável pelos pontos de separação num corpo é a viscosidade. As influências da viscosidade e da velocidade do escoamento podem ser descritas através do número de Reynolds.

O número de Reynolds,  $Re$ , é o parâmetro que estabelece uma relação entre as forças de inércia e as de viscosidade atuantes no escoamento, cuja expressão é:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (2.2)$$

Onde:

$V$ : velocidade média do escoamento;

$D$ : dimensão característica (para pontes, altura do tabuleiro);

$\nu$ : viscosidade cinemática do fluido.

Ao tratarmos de escoamento em torno de um cilindro circular uma grande variedade de alterações na natureza do escoamento ocorre em função do aumento do número de Reynolds. A distribuição das pressões e o coeficiente de arrasto são, por sua vez, dependentes do número de Reynolds, conforme explicado a seguir.

Na Figura 2.26 são mostradas as curvas de distribuição circunferencial dos coeficientes de pressão externa em torno de cilindros circulares (Roshko, 1961). Nesta mesma figura, a distribuição dos coeficientes de pressão obtida por Roshko (1961) é característica do regime ultracrítico (a), a curva de Flachsbart (1929) representa o regime crítico (b), enquanto que a curva obtida por Fage e Falkner (1931) tem características do regime subcrítico (c).

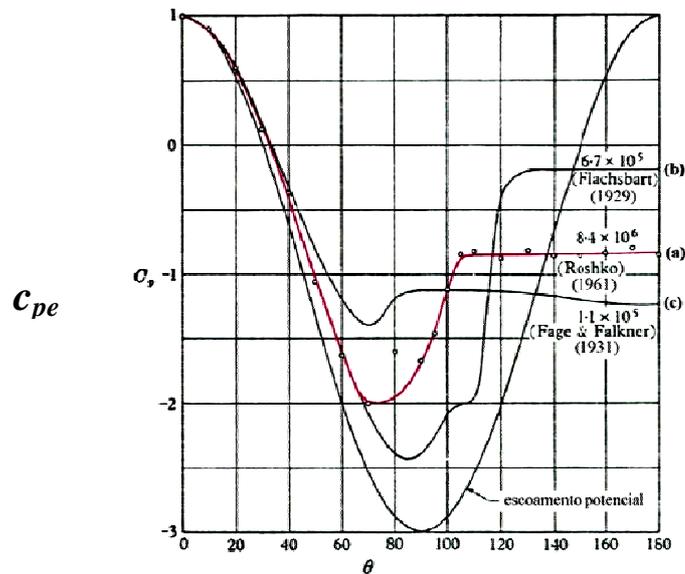


Figura 2.26 – Distribuição circunferencial de pressões em cilindros circulares (Roshko, 1961).

Observa-se que as características físicas do escoamento em torno de cilindros circulares mudam continuamente com o valor de  $Re$ . Entretanto, para  $Re$  maiores que  $10^4$ , é possível distinguir alguns intervalos, regimes, onde as características do escoamento podem ser consideradas constantes. Estes regimes, subcrítico, crítico, supercrítico e ultracrítico, estão definidos na Figura 2.27, concordando com a terminologia adotada por Ribeiro (1989) e sugerida, anteriormente, por Blessmann (Farell e Blessmann, 1983).

No regime subcrítico, em escoamento uniforme e suave em torno de cilindros bidimensionais nominalmente lisos, o escoamento na camada limite é sempre laminar. A separação laminar ocorre a cerca de  $75^\circ$  a partir da linha de estagnação. O desprendimento de vórtices é extremamente regular e ordenado (vórtices de Kármán fortes), e a esteira larga origina um  $C_a$  elevado, que apresenta um valor característico de 1,2. O valor do número de Strouhal, definido na equação 2.3, situa-se em torno de 0,2. Neste intervalo a maioria dos parâmetros aerodinâmicos tende a permanecer constante. A camada limite separada torna-se turbulenta (transição laminar para turbulenta) a alguma distância além da linha de separação.

Com o aumento do número de Reynolds, a transição na camada limite ocorre cada vez mais próxima a linha de separação (a qual se desloca mais a sotavento), até que, quando estiver suficientemente próxima, um recolamento turbulento se processa. Essa região de separação laminar ( $\theta_s \approx 105^\circ$ ) e recolamento turbulento é conhecida como borbulha de separação e caracteriza o regime crítico. Mais a sotavento uma separação turbulenta ocorre definitivamente ( $\theta_s \approx 140^\circ$ ), mas agora a esteira é muito menor. Isso origina uma drástica queda no coeficiente de arrasto que pode atingir valores baixos como 0,2 e 0,3, sendo o número de Reynolds correspondente designado por número de Reynolds crítico,  $Re_{crit.}$ . A formação da borbulha pode não ocorrer simultaneamente em ambos os lados do cilindro.

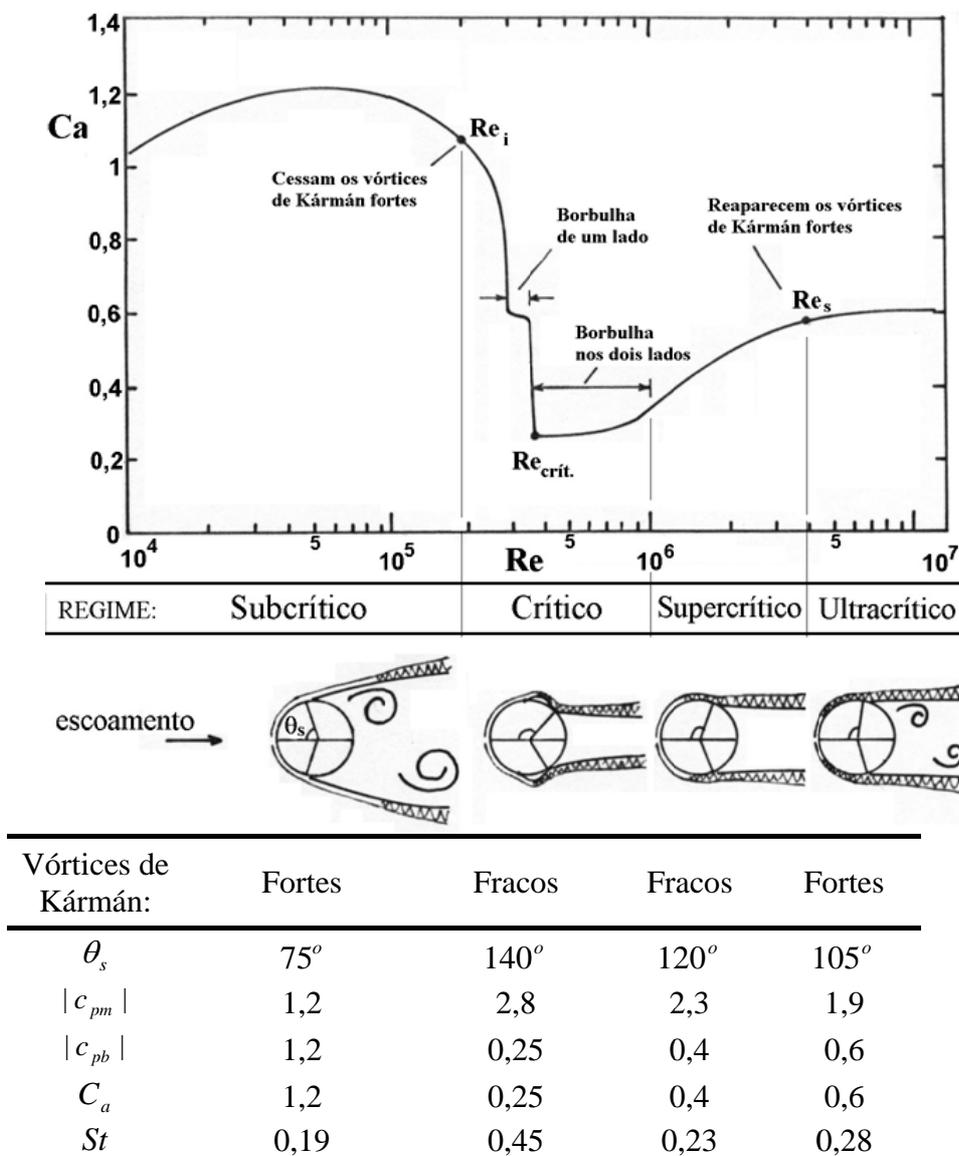


Figura 2.27 – Definição dos regimes de escoamento e parâmetros característicos para cilindros circulares bidimensionais (Ribeiro, 1989).

---

De particular interesse são as forças flutuantes desenvolvidas pelo desprendimento de vórtices, principalmente quando o corpo (estrutura) pode apresentar vibrações. O número de Strouhal,  $St$ , vem a ser uma frequência adimensional de desprendimento de vórtices, sendo definido por:

$$St = \frac{f_s D}{V} \quad (2.3)$$

Onde:

$f_s$ : frequência natural de desprendimento de um par de vórtices;

$D$ : dimensão transversal ao escoamento (altura do tabuleiro);

Este parâmetro é utilizado para determinar a velocidade crítica do vento,  $V_{crít.}$ , para qual a frequência de desprendimento de um par de vórtices, numa dada seção da estrutura, coincide com uma das frequências naturais da estrutura, ou de algum elemento.

A norma britânica, British Design Rules (1993) indica a seguinte expressão para a estimativa do número de Strouhal para diferentes corpos rombudos:

$$St = \frac{1}{\left(\frac{1,1B}{D} + 1\right)} \quad (2.4)$$

Onde:

$B$ : largura do tabuleiro;

$D$ : altura do tabuleiro.

Segundo Nakamura (1996), as investigações realizadas após as observações de Strouhal, em 1878, tentavam comprovar a existência de número de Strouhal universal independente da geometria da seção transversal. Foi comprovado que a expressão desenvolvida aplica-se apenas para cilindros circulares e placas planas com modificações a barlavento (nariz de vento).

Blessmann (1998) apresenta, a partir de uma compilação de diversos pesquisadores e normas, valores característicos do número de Strouhal para diferentes secções transversais, conforme Figura 2.28.

Direção do vento	Forma da secção	$S_s$
Qualquer	 $Re = 70\,000 \bar{V} d$ ( $\bar{V}$ sobre 10 min)	$10^3 \leq Re \leq 2 \times 10^6$ ..... 0,20
		$Re \geq 10^6$ ..... 0,28 (interpolando linearmente)
→	Placa	0,16
↓		0,15
→		$l_2 / l_1 = 0,5$ ..... 0,15
		1,0 ..... 0,12
		1,5 ..... 0,09
		2,0 ..... 0,07
		2,5 ..... 0,07
		3,0 ..... 0,15
		4,0 ..... 0,13
4,5 ..... 0,12		
→	 $t = a / 25$	0,12
↓		0,14
↓	 $\begin{cases} 2a : t = a / 25 \\ 4a : t = a / 8 \end{cases}$	0,14
↓	 $t = a / 25$	0,14
↑		0,15
↓	 $t = a / 12,5$	0,15
↑		0,17
←	 $t = a / 50$	0,15
↑		0,14
↙		0,15
←	 $t = a / 25$	0,13
↑		0,13
↙		0,14
→	 $t = a / 50$	0,16
→	 $t = a / 25$	0,11
↑		0,15
→	 $t = a / 25$	0,12
↓		0,14
→	 $t = a / 25$	0,14
↓	 $t = a / 12,5$ ou $2a$	0,15

Figura 2.28 – Número de Strouhal para diferentes secções (Blessmann, 1998).

Schewe (2001) estudou os efeitos do número de Reynolds em escoamentos em torno de secções transversais circular, em forma de aerofólio e de uma secção trapezoidal característica de pontes (Ponte *Great Belt*). Identificou que, para certas faixas de variação no número de Reynolds, ocorrem mudanças dramáticas nos coeficientes aerodinâmicos e no número de Strouhal. Diferenças entre as velocidades crítica de desprendimento de vórtices estimada e observada, durante a etapa de construção da ponte *Great Belt*, motivaram um estudo sobre os efeitos do número de Reynolds. A velocidade crítica medida foi cerca de 20%

inferior àquela estimada durante a fase de projeto (Schewe, 2001). Os novos testes foram realizados sob números de Reynolds muito próximos dos esperados para a ponte real, sendo os mais baixos equivalentes aos mais altos alcançados em túneis de vento convencionais. Na Figura 2.29 são mostrados os coeficientes aerodinâmicos e número de Strouhal medidos em função do número de Reynolds.

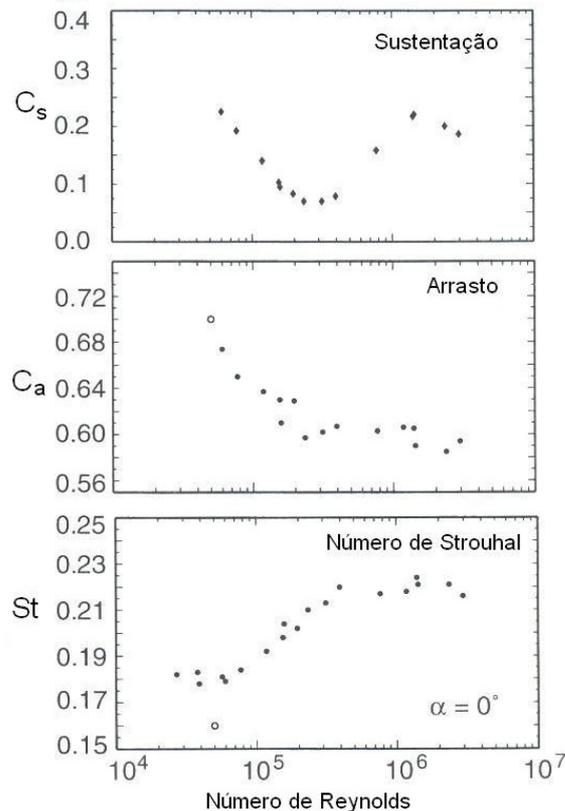


Figura 2.29 – Coeficientes aerodinâmicos e número de Strouhal em função do número de Reynolds (Schewe, 2001).

Exceto para o coeficiente aerodinâmico de torção, os efeitos do número de Reynolds foram menos intensos, o mesmo não ocorrendo para os demais parâmetros. Na Figura 2.29 podem ser observados dois platôs de distintos valores do número de Strouhal, variando de  $\approx 0,18$  para  $\approx 0,22$ . Com a finalidade de investigar as alterações nos parâmetros aerodinâmicos em função do número de Reynolds, foram feitas visualizações com a técnica de óleo sobre a superfície do modelo. As fotografias com a visualização do escoamento mostram que as alterações são oriundas de modificações na estrutura do escoamento separado, que ocorrem principalmente na porção inferior do tabuleiro, conforme mostrado na Figura 2.30.

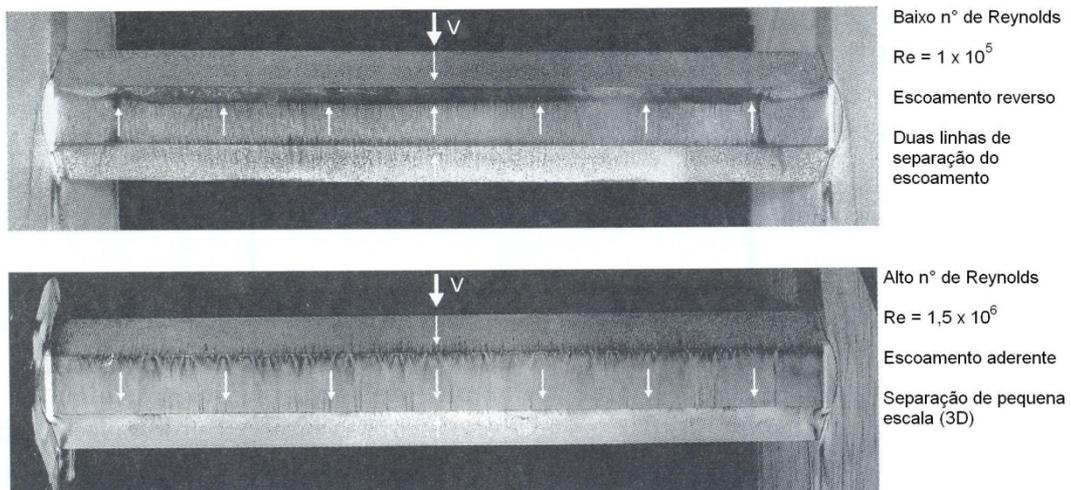


Figura 2.30 – Visualização do escoamento na porção inferior do tabuleiro a diferentes números de Reynolds (Schewe, 2001).

O sentido do escoamento é indicado pelas pequenas setas em branco. Na Figura 2.31 são apresentadas, de forma esquemática, as características do escoamento observadas na visualização, indicando os pontos de transição do escoamento e seus efeitos associados. Maiores detalhes são indicados por Schewe, (2001).

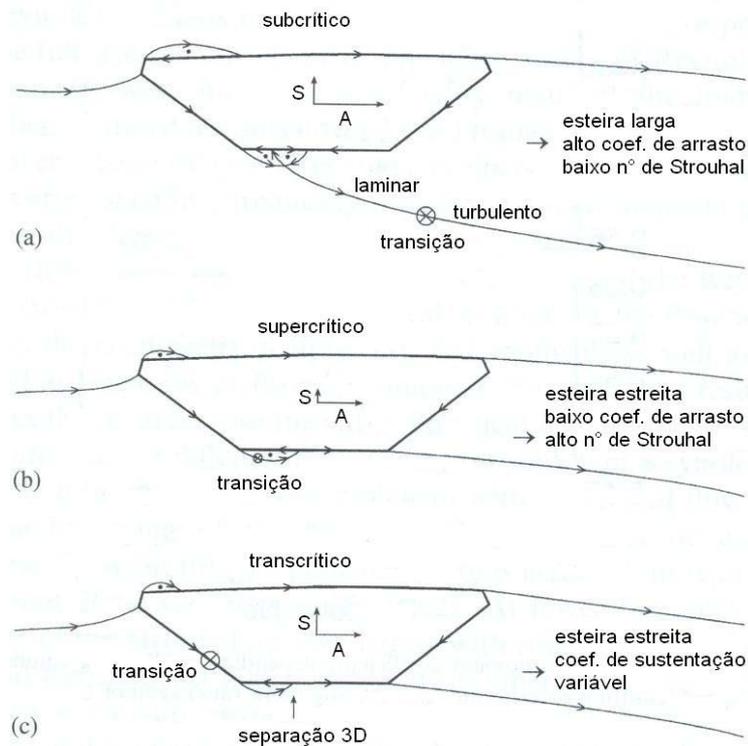


Figura 2.31 – Esquema das características do escoamento em torno da secção transversal (Schewe, 2001).

Schewe (2001) reitera que os significativos efeitos do número de Reynolds podem ocorrer, mesmo em secções transversais com arestas vivas, como a secção trapezoidal estudada. Na Figura 2.32 é mostrada uma comparação entre as três secções transversais estudadas por Schewe (2001).

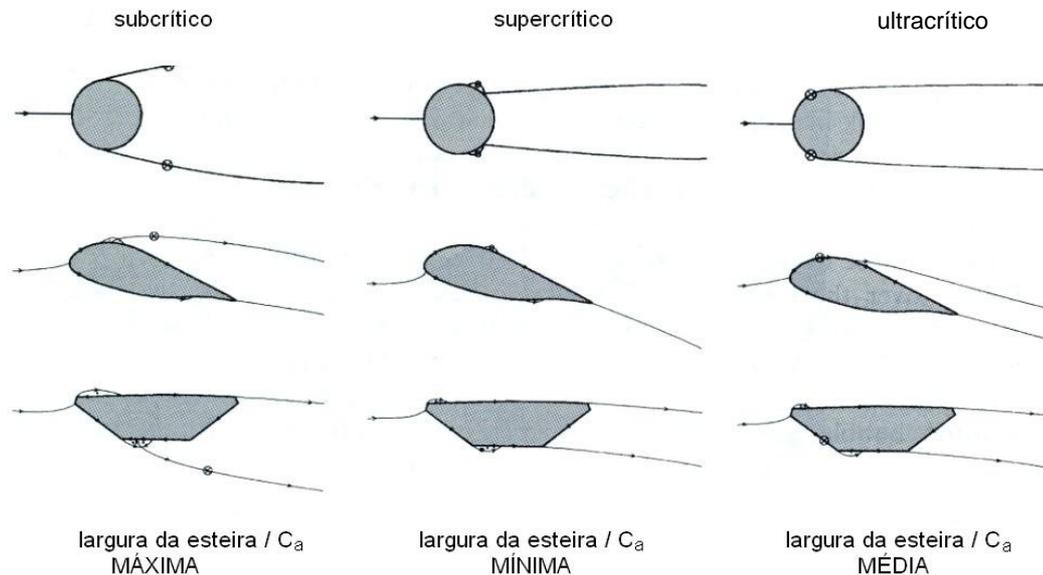


Figura 2.32 – Comparação entre secções testadas em função do número de Reynolds. Os círculos sobre as linhas de corrente indicam transição de regime laminar a turbulento (Schewe, 2001).

Com base nos estudos dos efeitos do número de Reynolds sobre as secções estudadas foram destacadas as seguintes conclusões:

- Os efeitos do número de Reynolds são ocasionados por modificações na estrutura do escoamento (esteira);
- A localização do ponto de transição de escoamento laminar para turbulento tem alta influência nas alterações produzidas;
- O escoamento sobre secções bidimensionais pode ser tridimensional;
- Corpos alongados, com secção transversal formada por arestas vivas podem sofrer significativos efeitos do número de Reynolds;
- Geralmente, os efeitos do número de Reynolds podem gerar grandes conseqüências no comportamento e magnitude das forças atuantes num sistema aeroelástico.

---

### 2.2.6.2 Classificação das oscilações induzidas por vórtices

O projeto aerodinâmico de pontes deve ser conduzido com particular atenção às oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices que podem ocasionar fadiga ou até mesmo níveis de vibração inaceitáveis.

As oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices foram, por muito tempo, relacionadas apenas aos vórtices de Kármán. Entretanto, foi reportado que as oscilações induzidas por vórtices, em certas secções retangulares, poderiam ser causadas por vórtices separados no bordo de barlavento por sua vez oriundos do movimento vertical (Komatsu e Kobayashi, 1980).

Komatsu e Kobayashi (1980) concluem, a partir dos resultados obtidos em seus estudos, que as oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices de um corpo submetido a escoamento uniforme e suave podem ser separadas em dois tipos, de acordo com a localização do ponto de separação do escoamento.

Um tipo de oscilação está associado a secções rombudas com ponto de separação do escoamento no bordo de sotavento, restrita a oscilações com pequenas amplitudes e ocasionada pelo desprendimento dos vórtices de Kármán. Um exemplo de secção transversal com separação do escoamento no bordo de sotavento é a “T” (  $\Rightarrow \text{—} \dashv \text{—}$  ).

O outro tipo está associado com grandes amplitudes de vibração, observadas em corpos com separação do escoamento nos bordos de barlavento, que ocorrem de forma independente dos vórtices de Kármán, como por exemplo, em secções tipo “H” (  $\Rightarrow \text{—} \text{—} \text{—}$  ). Caracteriza-se por uma oscilação auto-sustentada observada através da resposta dinâmica de corpos com separação do escoamento no bordo de barlavento. Nestes corpos, os vórtices induzidos pelo movimento aparecem nos bordos de barlavento, sincronizados com o movimento do corpo. Este movimento induzido produz sustentação aerodinâmica numa certa gama de velocidades. A frequência deste tipo de oscilação não se altera na região de instabilidade e coincide com a frequência natural do corpo. Os vórtices induzidos pelo movimento são produzidos logo atrás do bordo de barlavento em resposta ao movimento transversal do cilindro e deslocam-se para sotavento devido à ação do arrasto do escoamento sobre a face do corpo. Estes vórtices produzem uma redução da pressão na superfície do corpo.

O mecanismo de geração das oscilações devidas aos vórtices induzidos pelo movimento é mostrado na Figura 2.33, para o caso de um corpo com secção transversal retangular.

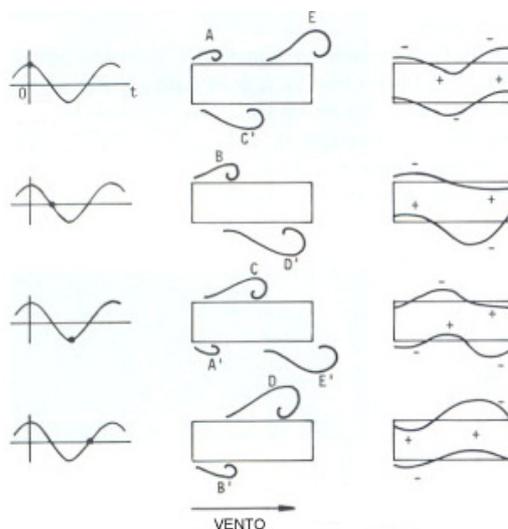


Figura 2.33 – Formação e desenvolvimento dos vórtices induzidos pelo movimento e distribuição das pressões em torno de uma secção transversal retangular em movimento (Komatsu e Kobayashi, 1980).

A partir da Figura 2.33 constata-se que:

1. a formação do vórtice no bordo de barlavento  $A$  sincroniza com a oscilação do cilindro;
2. o vórtice desenvolve-se e cresce durante um ciclo de oscilação;
3. desprende-se do bordo de sotavento  $E$  para a esteira do corpo. O vórtice gerado no bordo de barlavento inferior  $A'$  comporta-se da mesma maneira que o gerado na face superior. A curvatura das linhas de contorno dos vórtices é acompanhada por uma variação da pressão na superfície;
4. o vórtice desenvolvido  $D$  produz uma força de sustentação atuando de baixo para cima de maior valor que a produzida pelo vórtice  $B'$  (de cima para baixo). Logo, a força de sustentação resultante é orientada para cima e sincronizada com o movimento de “subida” do cilindro. Uma situação contrária é produzida pelos vórtices  $D'$  e  $B$  meio ciclo de oscilação antes ou após. A interação entre as forças induzidas pelos vórtices e o movimento do cilindro é repetida em cada ciclo de oscilação. Portanto, o cilindro é submetido a uma força de excitação, produzida pelo desprendimento dos vórtices, em fase com o movimento que mantém a oscilação.

O tempo decorrido para que o vórtice percorra a superfície do corpo, de largura  $B$ , é aproximadamente igual ao período de oscilação do cilindro deste caso. A velocidade de deslocamento do vórtice é proporcional à velocidade do escoamento. Se os parâmetros  $V$ ,  $f$  e  $B$  possuem uma relação apropriada, conforme a representada na Figura 2.33, a oscilação induzida pelos vórtices pode ser ocasionada pelos vórtices induzidos pelo movimento ao invés dos vórtices de Kármán.

Komatsu e Kobayashi (1980) citam que a amplitude de resposta adimensional máxima devida aos vórtices induzidos pelo movimento é cerca de dez vezes maior do que a correspondente induzida pelos vórtices de Kármán.

Shiraishi e Matsumoto (1983) propõem, a partir de seus estudos em túnel de vento, que as oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices podem ser classificadas em três grupos distintos. Os autores classificaram as oscilações induzidas pelos vórtices com base em ensaios em túnel de vento com escoamento suave nos quais obtiveram características da resposta, visualizações de escoamento e medidas de pressões, entre outros.

Muitas vezes é interessante apresentar as velocidades medidas durante os ensaios de forma adimensionalizada. A velocidade reduzida,  $V_{red}$ , é uma velocidade adimensionalizada de acordo com o tipo de vibração em análise, definida como:

$$V_{red} = V/f_h D \text{ - movimento vertical} \quad (2.5)$$

$$V_{red} = V/f_\theta D \text{ - movimento torcional} \quad (2.6)$$

A Figura 2.34 apresenta a relação entre a velocidade reduzida crítica  $V_{cr1}$  (relacionada com o início, ou disparo, das oscilações) ou  $V_{cr2}$  (associada à máxima amplitude de oscilação) e a razão  $B/D$ . Estes resultados experimentais foram obtidos com modelos reduzidos de diversas secções transversais (retangular, tipo “H”, trapezoidal, hexagonal, etc.) incluindo variações do ângulo de incidência do vento.

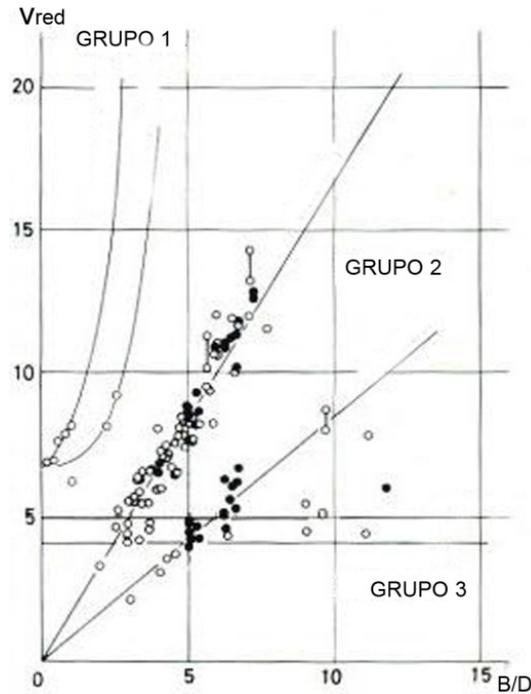


Figura 2.34 – Velocidade reduzida crítica  $V_{cr1}$ ,  $V_{cr2}$  em função da razão  $B/D$  (Shiraishi e Matsumoto, 1983).

De acordo com os resultados apresentados na Figura 2.34 o mecanismo das oscilações induzidas pelos vórtices pode ser classificado em três distintos grupos:

- Grupo 1: as velocidades reduzidas críticas  $V_{cr2}$  coincidem com o inverso dos números de Strouhal ( $V_{cr2} = 1/St$ );
- Grupo 2: a velocidade reduzida crítica de disparo  $V_{cr1}$  é proporcional à razão  $B/D$  para uma ampla gama de valores segundo dois distintos gradientes indicados pelas duas retas ajustadas mostradas na Figura 2.34. As oscilações induzidas pelos vórtices da maioria das secções transversais de pontes pertencem a este grupo, considerando ângulos de incidência do vento variando entre  $-7^\circ$  e  $+7^\circ$ ;
- Grupo 3: a velocidade reduzida crítica de disparo  $V_{cr1}$  permanece constante ou com pequeno aumento gradual em função do aumento da razão  $B/D$ .

Na Figura 2.35 são mostradas as características típicas das respostas vertical e rotacional em função da velocidade reduzida do vento.

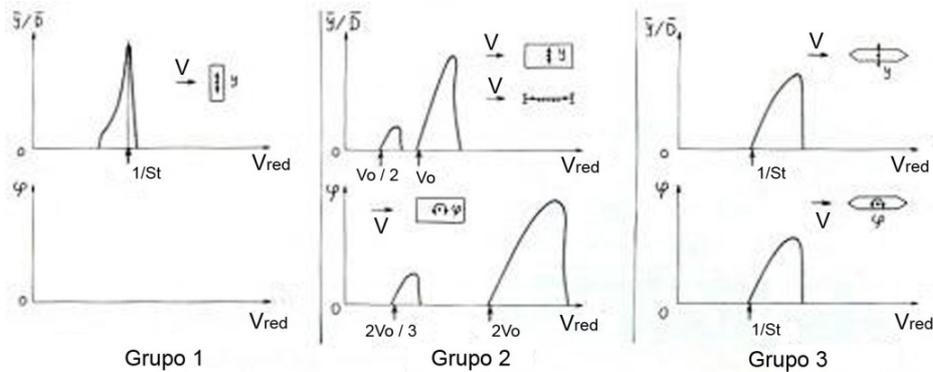


Figura 2.35 – Amplitudes típicas das respostas vertical e rotacional em função da velocidade reduzida do vento (Shiraishi e Matsumoto, 1983).

De acordo com a Figura 2.35 as características típicas da resposta associada a cada grupo são:

- Grupo 1: a resposta vertical apresenta um pico estreito na velocidade reduzida correspondente ao inverso da relação de Strouhal,  $1/St$ .
- Grupo 2: caracterizado pelo fato de que a velocidade reduzida crítica de disparo para as oscilações verticais  $V_{cr1}$  é diferente da correspondente à rotação  $V_{cr1}$ . A oscilação vertical ocorre nas velocidades reduzidas  $V_0$  e  $(1/2)V_0$  enquanto que as rotações ocorrem em  $2V_0$  e  $(2/3)V_0$ , aonde  $V_0$  é a velocidade reduzida crítica de disparo vertical.
- Grupo 3: as velocidades reduzidas críticas de disparo  $V_{cr1}$  para as oscilações verticais e rotacionais coincidem e são muito próximas ao inverso do número de Strouhal,  $1/St$ .

Os padrões de escoamento em torno de seções vibrando foram obtidos através técnicas de visualização do escoamento para cada um dos três grupos em estudo. Os padrões de escoamento identificados são apresentados na Figura 2.36.

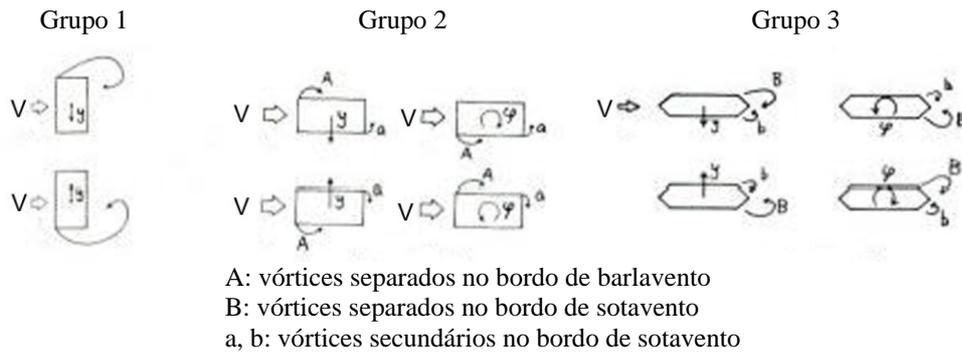


Figura 2.36 – Padrões de escoamento (Shiraishi e Matsumoto, 1983).

- Grupo 1: a separação do escoamento se dá no bordo de barlavento de modo que toda a secção é incluída na região de separação. Fortes vórtices são gerados alternadamente no bordo de sotavento de acordo com o movimento vertical do corpo.
- Grupo 2: os padrões de escoamento são caracterizados por dois tipos de vórtices devidos ao movimento da secção. Um deles é gerado no bordo de barlavento de acordo com a separação do escoamento associada ao movimento vertical ou rotacional. O outro é formado na esteira, próximo ao bordo de sotavento devido ao movimento do corpo. Estes vórtices são, respectivamente, vórtices separados no bordo de barlavento e vórtices secundários no bordo de sotavento. Os vórtices separados no bordo de barlavento desenvolvem-se ao longo da superfície da secção. Conforme pode ser visto na Figura 2.36, os vórtices secundários no bordo de sotavento são gerados em fase com os vórtices separados no bordo de barlavento em faces opostas da secção para as oscilações verticais e na mesma face para as rotações.

Segundo Shiraishi e Matsumoto (1983), as oscilações induzidas pelos vórtices são admitidas se as seguintes considerações forem aceitas: (1) união do vórtice separado no bordo de barlavento com o vórtice secundário no bordo de sotavento ocorre depois de decorrido um período natural de vibração (ou seus múltiplos) para o modo vertical. Para a rotação, depois de passado meio e meio mais os múltiplos do período natural de vibração. (2) a velocidade média dos vórtices separados nos movimentos vertical e rotacional é a mesma. (3) despreendimento dos vórtices é periódico e estável. (4) o desenvolvimento dos vórtices separados é suficientemente capaz de produzir oscilações.

Para a ocorrência das vibrações, os vórtices separados no bordo de barlavento devem chegar ao bordo de sotavento depois de decorrido  $n$  ciclos de movimento vertical e após  $(2n-1)/2$  ciclos de movimento rotacional, onde  $(n=1,2,3,\dots)$ .

- Grupo 3: os vórtices separados no bordo de sotavento são gerados juntamente com os vórtices secundários no bordo de sotavento.

Na Figura 2.37 é mostrada a distribuição das pressões medidas na superfície de modelos do grupo 2 durante oscilações verticais e rotacionais. Nesta figura, a linha sólida indica amplitude das sucções enquanto que a linha tracejada representa a diferença de fase entre o deslocamento do tabuleiro e os vórtices separados no bordo de barlavento.

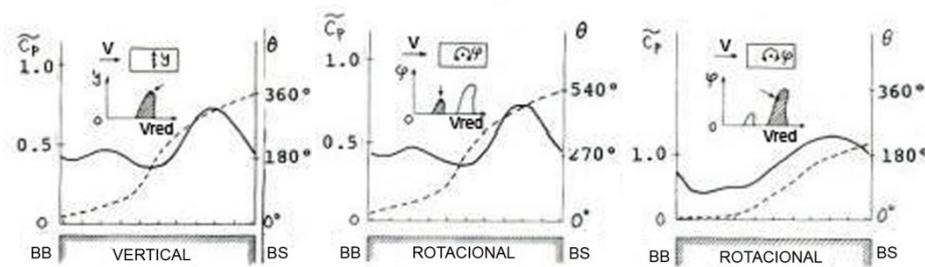


Figura 2.37 – Distribuição das pressões flutuantes na superfície de modelos – Grupo 2 (Shiraishi e Matsumoto, 1983).

- Grupo 2: a distribuição das pressões é caracterizada pelos vórtices separados no bordo de barlavento, especialmente pela diferença de fase entre o deslocamento do tabuleiro e a posição dos vórtices separados no bordo de barlavento. Portanto, a diferença de fase próxima ao bordo de sotavento indica o tempo para que o vórtice separado no bordo de barlavento alcance o bordo de sotavento, por exemplo,  $180^\circ$ ,  $360^\circ$  ou  $540^\circ$ , significam  $(1/2)T_0$ ,  $T_0$  ou  $(3/2)T_0$ , respectivamente ( $T_0$ . período da oscilação vertical ou rotacional). A velocidade média de deslocamento do vórtice separado no bordo de barlavento é estimada em aproximadamente 60% da velocidade do vento incidente. A partir destes resultados, a velocidade reduzida crítica de disparo  $V_{crl}$  das oscilações, verticais ou rotacionais, induzidas pelo desprendimento de vórtices, excitadas pela chegada dos vórtices separados no bordo de barlavento ao bordo de sotavento após  $nT_0$  ( $n=1,2,3,\dots$ ) para vibrações verticais ou  $((2n-1)/2)T_0$  ( $n=1,2,3,\dots$ ) para rotações respectivamente, é empiricamente definida como:

$$V_{cr1} = 1,67(1/n)(B/D) \text{ - oscilações verticais} \quad (2.7)$$

$$V_{cr1} = 1,67(2/(2n-1))(B/D) \text{ - rotações} \quad (2.8)$$

Sendo:

$n$ : número de ciclos de oscilação do modelo que os vórtices gerados no bordo de barlavento levam para atingir o bordo de sotavento;

Como pode ser observado na Figura 2.34, a aplicação da equação 2.7 para os casos de  $n=1$  e  $n=2$  indica uma ótima representação dos resultados experimentais para as oscilações verticais induzidas pelo desprendimento de vórtices. A utilização da equação 2.7 para a determinação das velocidades reduzidas críticas de desprendimento de vórtices para a maioria das secções transversais de pontes e corpos rombudos estruturais é adequada (Matsumoto, 1999).

Shiraishi e Matsumoto (1983) concluem que:

- As oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices que pertencem ao grupo 1 e ao grupo 3 estão relacionadas com  $St$ , enquanto que as pertencentes ao grupo 2 nem sempre estão associadas com  $St$ ;
- Três tipos distintos de vórtices – os separados no bordo de barlavento, os vórtices secundários no bordo de sotavento e os vórtices separados no bordo de sotavento – caracterizam as oscilações induzidas pelos vórtices em secções rombudas;
- No grupo 2, os vórtices separados no bordo de barlavento e os vórtices secundários no bordo de sotavento parecem desempenhar um papel principal na excitação. Considera-se que as oscilações produzidas pelos vórtices ocorrem quando o vórtice separado se combina com o vórtice secundário.
- As vibrações induzidas pelos vórtices para a maioria das secções transversais de pontes não estão fundamentalmente associadas apenas ao grupo 2, mas também ao grupo 3.

---

De acordo com Matsumoto (1999) visualizações do escoamento em torno de secções transversais usuais em tabuleiros de pontes, submetidas à vibração forçada vertical ou rotacional, indicaram a geração de vórtices e o deslocamento dos mesmos ao longo da superfície do corpo em direção ao bordo de sotavento. Um vórtice secundário também foi identificado na esteira do corpo, próximo ao bordo de sotavento, sendo este induzido pelo movimento do corpo.

Durante a vibração vertical, o vórtice gerado no bordo de barlavento desloca-se ao longo da superfície do corpo e atinge o bordo de sotavento aonde se une com o vórtice secundário. Logo, como consequência desta união, um forte vórtice pode se desprender em um ciclo de oscilação, numa determinada velocidade reduzida na qual a vibração induzida pelos vórtices ocorre; é a denominada “*low-speed vortex excitation*” (Nakamura e Nakashima, 1986, apud Matsumoto, 1999).

Esta união dos dois vórtices durante o movimento vertical do corpo, a uma determinada velocidade reduzida, também pode ocorrer depois de transcorridos 2, 3 ou mais ciclos de oscilação. Esta condição de união é a mesma formulada por Shiraishi e Matsumoto (1983), já apresentada nas equações 2.7 e 2.8.

A situação na qual  $n=2$  na equação 2.7, significa que o vórtice gerado no bordo de barlavento desloca-se para o bordo de sotavento em dois ciclos de vibração vertical e que existem dois vórtices sobre cada uma das superfícies do corpo. Na Figura 2.38 Matsumoto (1999) mostra que a utilização de placas divisoras na esteira do corpo não é capaz de eliminar este vórtice. Desta forma fica claro, que este vórtice situado sobre a superfície do corpo é completamente diferente dos vórtices de Kármán e que a sua geração não é afetada pelo escoamento na esteira. Além disso, a importância dos vórtices no bordo de sotavento pode ser confirmada pela significativa redução da resposta vertical provocada pela aproximação das placas divisoras ao bordo de sotavento. Esta aproximação excessiva inibe a formação dos vórtices no bordo de sotavento conforme mostrado na Figura 2.38. Este vórtice pode ser gerado por uma perturbação do escoamento, pelo próprio movimento do corpo (Komatsu e Kobayashi, 1980 e Shiraishi e Matsumoto, 1983) ou por efeitos acústicos no bordo de sotavento (Nakamura e Nakashima, 1986, apud Matsumoto, 1999).

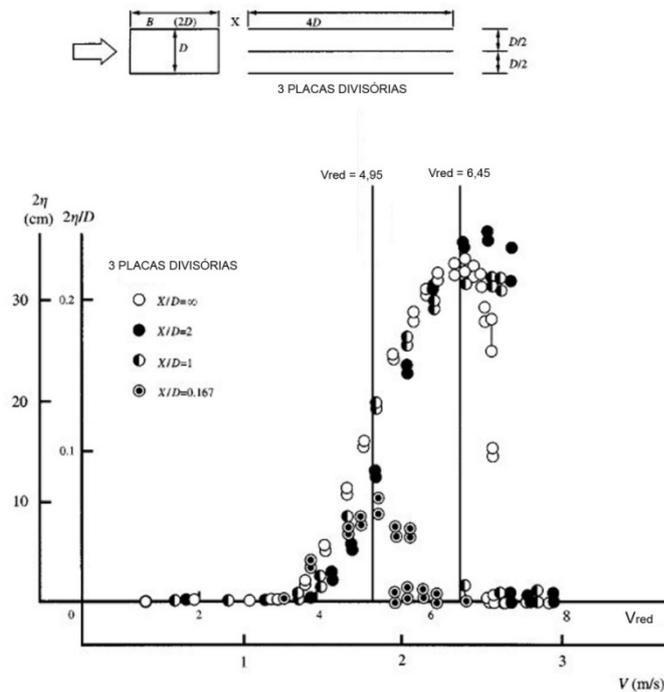


Figura 2.38 – Efeito de placas divisórias na esteira durante oscilações verticais induzidas pelo desprendimento de vórtices para um corpo 2D retangular com razão  $B/D = 2$ , em escoamento suave (Matsumoto, 1999).

De acordo com Naudascher e Rocwell (1994, apud Deniz e Staubli, 1997) podem ser distinguidos três tipos de excitação induzidas pelo escoamento:

EIE: *Extraneously induced excitation* – excitação induzida pela turbulência das rajadas do vento, pulsação periódica do escoamento incidente;

IIE: *Instability-induced excitation* - excitação induzida por instabilidade do escoamento, inerente ao escoamento gerado pela estrutura nele imersa, associadas ao tipo de esteira formada; excitação induzida pelas “alamedas” de vórtices de Kármán;

MIE: *Movement-induced excitation* – excitação induzida pelo movimento (forças no fluido decorrentes do movimento do corpo); galope.

Outra classificação está associada ao tipo de esteira formada atrás de corpos prismáticos. De acordo com Mashnad et al. (2005), as três principais categorias de mecanismos de desprendimento de vórtices em corpos rombudos pertencentes ao grupo IIE, típicas de secções transversais de pontes são:

LEVS: *Leading-edge vortex shedding* – desprendimento de vórtices no bordo de barlavento (separação do escoamento no bordo de barlavento e formação de vórtices na região da esteira do corpo);

ILEV: *Impinging leading-edge vortices* – vórtices do bordo de barlavento que colidem (separação do escoamento no bordo de barlavento e impacto dos vórtices gerados nos bordos de barlavento nas faces e ou bordas do corpo);

TEVS: *Trailing-edge vortex shedding* – desprendimento de vórtices no bordo de sotavento (separação do escoamento no bordo de sotavento com desprendimento vórtices análogo às “alamedas” de vórtices de Kármán atrás de corpos cilíndricos com secção circular);

Na Figura 2.39 é apresentada uma compilação realizada por Deniz e Staubli (1997) mostrando as variações do número de Strouhal para as categorias LEVS, ILEV e TEVS em função da razão  $B/D$ . Os dados apresentados foram obtidos em experimentos com secções estacionárias em escoamentos com baixos níveis de turbulência.

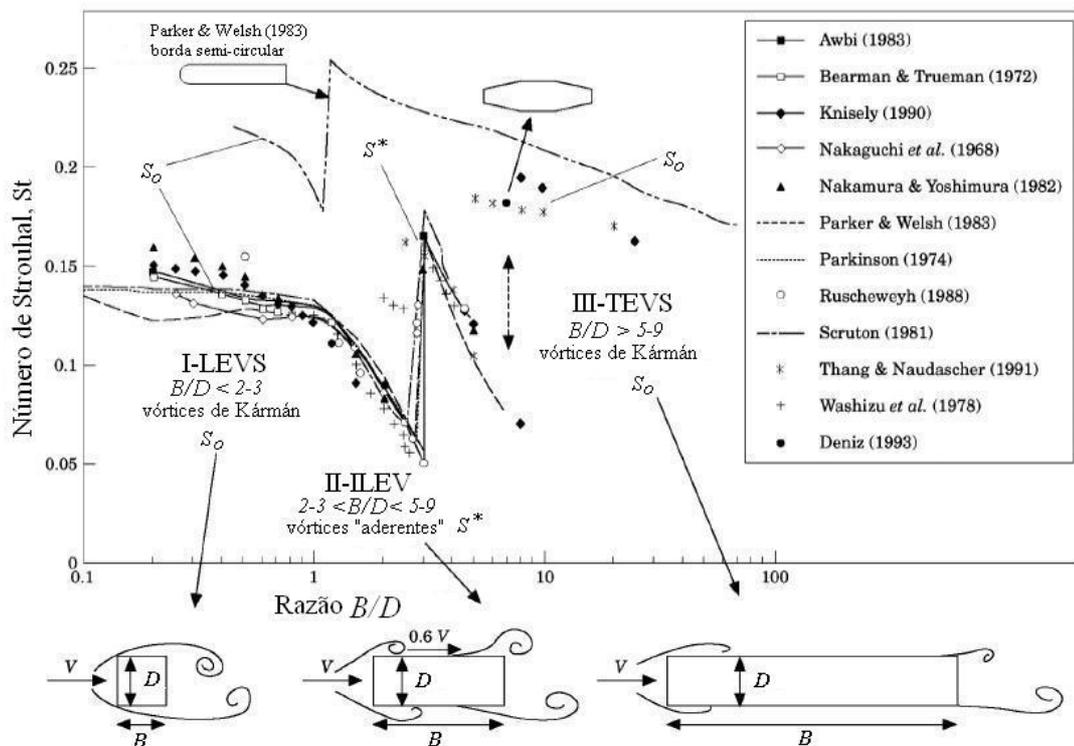


Figura 2.39 – Categorias de formação de vórtices com o aumento da razão ( $B/D$ ) para diferentes corpos prismáticos (Deniz e Staubli, 1997).

De acordo com Naudascher e Wang (1993) a categoria LEVS está associada à separação definitiva do escoamento no bordo de barlavento para razão  $B/D < 2-3$ .

Na categoria ILEV as camadas cisalhantes separadas recolam de forma intermitente. Os “saltos” repentinos do número de Strouhal que ocorrem para as razões de aproximadamente  $B/D = 2$  a  $3$  e  $B/D = 4$  a  $7$  marcam os limites das três categorias de regimes de escoamentos.

Na categoria TEVS, situada em  $8 < B/D < 16$ , dificilmente ocorre um desprendimento regular de vórtices. Entretanto, para razão  $B/D > 16$  ocorre a formação de uma “alameda” de vórtices estável a uma pequena distância a sotavento do bordo de sotavento. O correspondente desprendimento dos vórtices no bordo de sotavento é fortemente afetado por características específicas da camada limite.

De acordo com Naudasher e Wang (1993), a formação de vórtices da categoria ILEV é controlada por uma instabilidade do escoamento. Os vórtices formados nas camadas cisalhantes de ambos os lados do corpo são transportados a uma velocidade de convecção,  $V_c$ , rumo aos bordos de sotavento, gerando pulsações de pressão que são “percebidas” mais a barlavento. Estas pulsações de pressão estimulam o desenvolvimento de novos vórtices. O número de Strouhal associado aos vórtices da categoria ILEV é descrito como:

$$St_n \equiv \frac{f_s D}{V} = (n + \varepsilon) \frac{V_c}{V} \frac{D}{B} \quad n = 1, 2, \dots, \quad (2.9)$$

Sendo:

$\varepsilon$  : depende das características do escoamento ( $0 \leq \varepsilon < 0,5$ );

$\frac{V_c}{V}$  : depende das características do escoamento  $V_c \approx 0,6V$  ;

$n$  : modo de formação dos vórtices;

Se o corpo estiver vibrando com uma frequência,  $f$ , próxima à frequência natural do modelo,  $f_n$ , podem ocorrer vibrações geradas pelo mecanismo ILEV se:

$$V_{red} \equiv \frac{V}{f_n D} \cong \frac{1}{St_n} \quad (2.10)$$

De forma análoga ao apresentado por Shiraishi e Matsumoto (1983), esta condição de disparo pode ser aproximada por:

$$St_1 = 0,6 \frac{D}{B} \quad \text{e} \quad St_2 = 2St_1 = 1,2 \frac{D}{B} \quad (2.11)$$

Válidas para o primeiro e segundo harmônicos das frequências tipo ILEV, conforme mostrado na Figura 2.40. Em determinada situação, estes harmônicos ou superiores, poderão ocasionar vibrações em corpos prismáticos ou não, dependendo principalmente da magnitude do número de Scruton,  $Sc$ , ou parâmetro massa-amortecimento (ver seção 3.1.2.6).

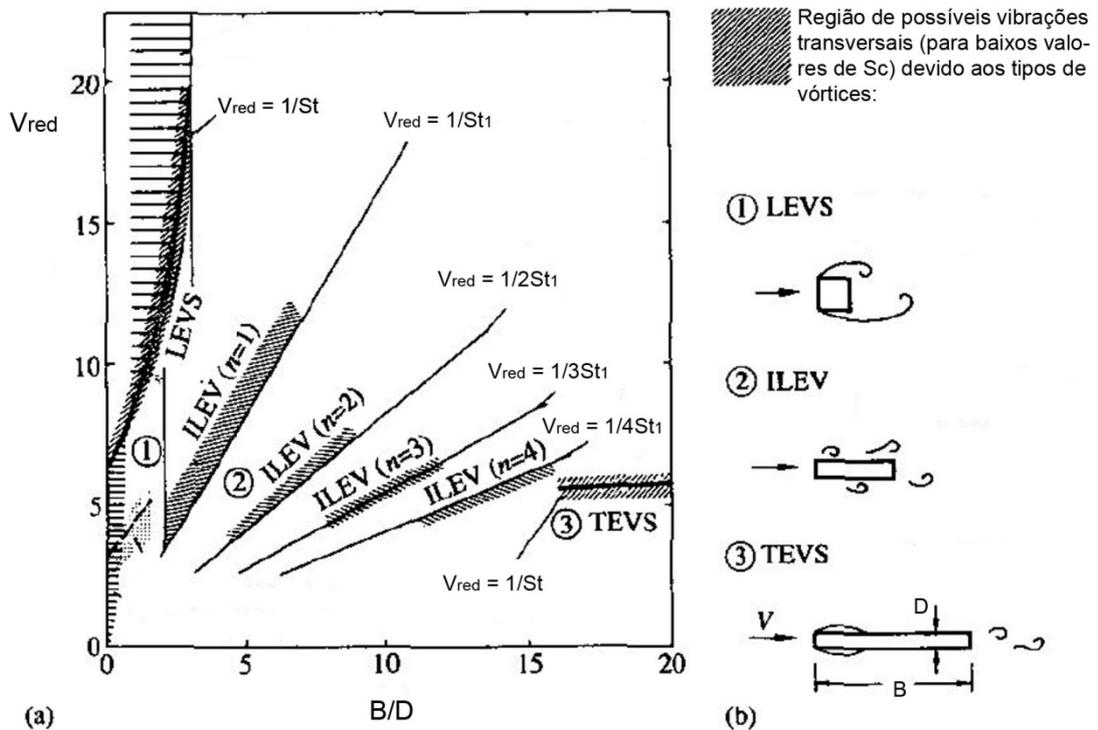


Figura 2.40 – Gamas de possíveis vibrações induzidas pelo escoamento para corpos de seção transversal retangular, pouco amortecidos, em escoamentos com baixos índices de turbulência (Naudasher e Wang, 1993).

Na Figura 2.41 é ilustrado o mecanismo de excitação correspondente à categoria ILEV para um corpo com secção transversal tipo “H”. As camadas cisalhantes separadas nos bordos de barlavento claramente originam vórtices que colidem nos bordos de sotavento antes de se reorganizar numa “alameda” de vórtices. A frequência de desprendimento destes vórtices,  $f_n$ , está associada a um  $St = 0,108$  (corpo estacionário). A prova de que os vórtices mostrados na Figura 2.41 (a) provêm dos vórtices ILEV, ao invés do desprendimento de vórtices clássico está na Figura 2.41 (b): mesmo que o processo de desprendimento de vórtices seja inibido por meio de uma placa divisória, os vórtices continuam a se formar com a mesma frequência,  $f_n$  (Naudasher e Wang, 1993).

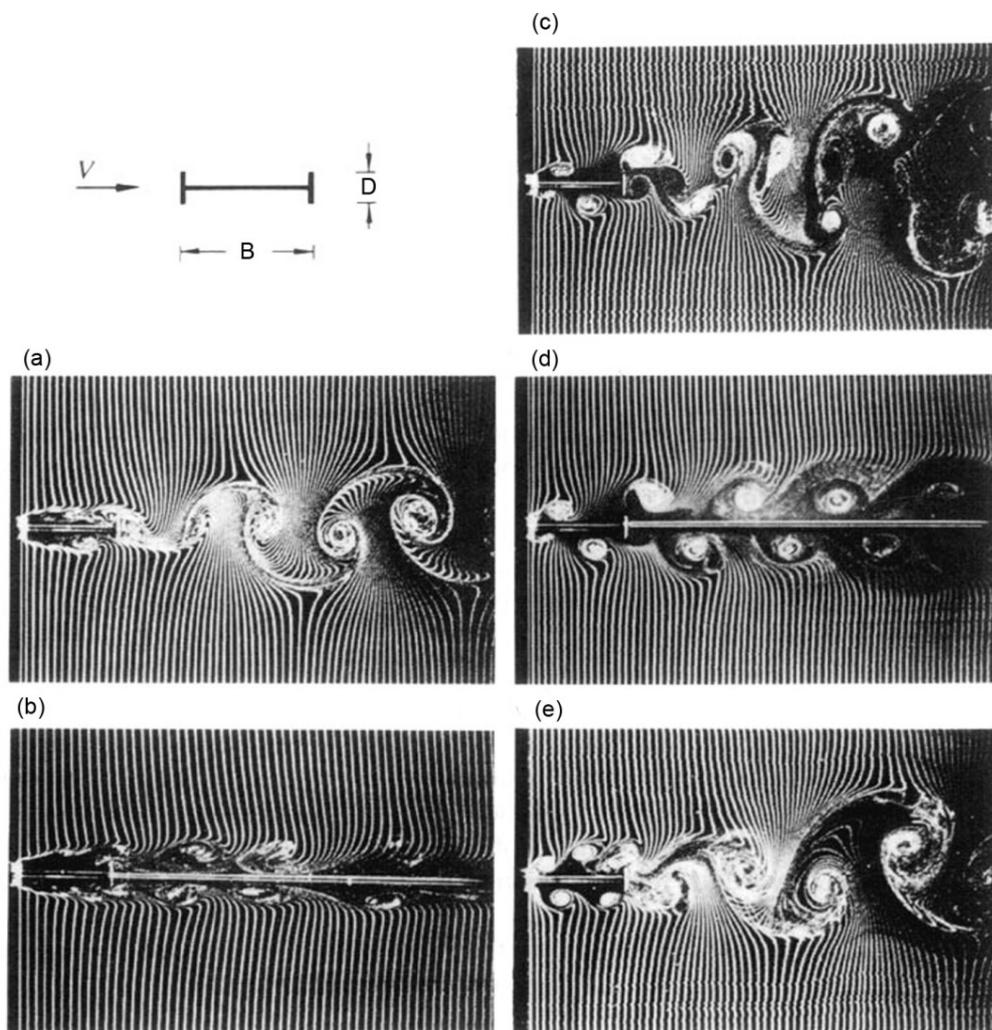


Figura 2.41 – Visualização do escoamento com baixos índices de turbulência em torno de um prisma com secção transversal tipo “H” com relação  $B/D = 5$  ( $Re = 1200$ ). (a) e (b) prismas estacionários com e sem placa divisória; (c), (d) e (e) prismas vibrando transversalmente com amplitude relativa ( $A/D = 0,19$ ). (c)  $V_{red} = V/fD = 8,65$ ; (d)  $V_{red} = 8,65$  com placa divisória; (e)  $V_{red} = 4,3$  (Nakamura e Nakashima, 1986).

---

Os efeitos da vibração transversal do prisma na formação dos vórtices são mostrados na Figura 2.41 (c – e). Na Figura 2.41 (c – d) os prismas estão vibrando numa frequência que corresponde ao modo ILEV com  $n=1$ , ou seja,  $fD/V=0,115$ . As Figuras 2.41 (c – e) mostram os fortes vórtices sendo gerados logo a sotavento dos bordos de barlavento em sincronismo com o movimento do prisma, além de um padrão de escoamento na esteira que está completamente sincronizado ao movimento do prisma. A comparação entre as Figuras 2.41 (c) e (d) indica que as características do movimento induzido pelos vórtices produzidos nos bordos de barlavento são praticamente as mesmas com ou sem a placa divisória. Finalmente, a Figura 2.41 (e) ilustra o prisma vibrando com uma frequência que é igual ao dobro das anteriores correspondendo a  $fD/V=0,23$ . Esta situação representa a condição de ressonância com o segundo harmônico de formação de vórtices ( $n=2$ ): nas faces do prisma são observados dois vórtices do bordo de barlavento ao invés de um. Entretanto, atrás do bordo de sotavento forma-se uma “alameda” de vórtices com aproximadamente metade da frequência de vibração, ou seja,  $fD/V=0,115$  indicando que os vórtices uniram-se (Naudasher e Wang, 1993).

Nakamura (1996) realizou experimentos para identificar os efeitos da forma do corpo a sotavento do ponto de separação na frequência de desprendimento de vórtices. O autor identifica a importância da existência de corpo a sotavento dos pontos de separação do escoamento (corpo longo) no processo de formação dos vórtices. O número de Strouhal inicialmente diminui com o aumento da relação  $B/D$  e tal redução não depende dos detalhes da secção transversal após a separação do escoamento, mas apenas da relação  $B/D$ . Nakamura (1996) destaca que a teoria do número de Strouhal universal desenvolvida por Roshko (1955) não se aplica nestas circunstâncias.

Parkinson (1989, apud Deniz e Staubli, 1997) cita que os parâmetros físicos mais importantes de um corpo bidimensional que está sujeito a vibrações, ocasionadas pelo desprendimento de vórtices (IIE) ou galope (MIE), são o tamanho e a forma do corpo na porção a sotavento dos pontos de separação. Na excitação induzida pelo desprendimento de vórtices as sucções ocorrem principalmente na superfície mais a sotavento. Logo, um corpo com pequena porção de corpo a sotavento será fracamente excitado.

### 2.2.6.3 Interação fluido-estrutura – o fenômeno da sincronização

A resposta ao desprendimento de vórtices é devida à sincronização dos vórtices de Kármán que se desprendem em torno da secção transversal do tabuleiro da ponte com a mesma frequência natural de um dos modos de vibração da estrutura.

Quando a frequência de desprendimento de vórtices,  $f_s$ , está próxima da frequência natural da estrutura,  $f_n$ , vibrações transversais importantes podem ser produzidas. O movimento do tabuleiro exerce algum controle sobre o desprendimento de vórtices, de modo que são observadas oscilações também para velocidades na vizinhança de  $V_{crit.}$ , principalmente para velocidades maiores que esta. Este fenômeno conhecido pelo nome de captura ou sincronização (*lock-in*) ocorre quando a velocidade do escoamento aumenta ou diminui, de modo que a frequência de desprendimento de um par de vórtices,  $f_s$ , aproxima-se de  $f_n$  (sem atingí-la), e o tabuleiro oscila, os vórtices passam a se desprender com a frequência  $f_n$ , numa aparente violação da relação de Strouhal. Este fenômeno acontece numa relativamente extensa gama de velocidades, conforme indica a Figura 2.42 para desprendimento de vórtices em cilindros bidimensionais.

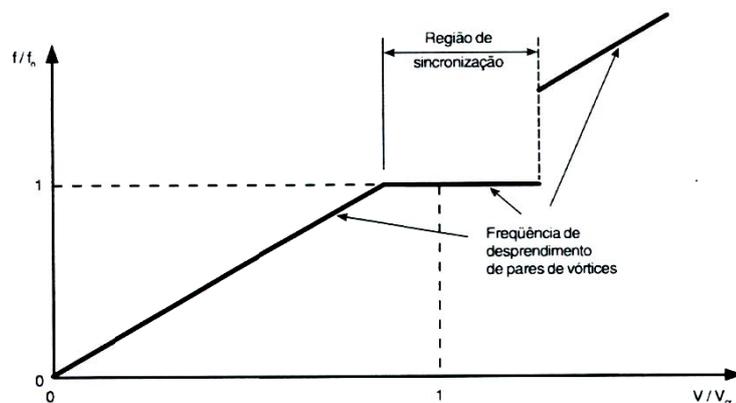


Figura 2.42 – Sincronização ou captura de vórtices (Blessmann, 1998).

Os principais efeitos causados pelo movimento do cilindro são os seguintes (Blessmann, 1998):

- aumento da energia contida nos vórtices;
- melhoria da correlação das forças de sustentação ao longo do eixo do cilindro;
- aumento da força de arrasto;
- ocasiona o efeito de captura.

Nos ensaios realizados com cilindros circulares rugosos, no regime ultracrítico, (Ribeiro, 1989) o comprimento de correlação longitudinal das forças de sustentação variou entre 3 e 4 diâmetros, de acordo com o tipo de rugosidade. Estes valores refletem uma boa organização longitudinal do desprendimento de vórtices. A introdução da turbulência desorganizou o desprendimento de vórtices em relação ao escoamento suave, entretanto a presença de vórtices de Kármán fortes ainda foi evidente.

Os resultados obtidos por Whitbread (Blessmann, 1998) a partir de ensaios realizados com um cilindro circular e um tronco de cone, em escoamento turbulento no regime subcrítico, mostraram que o movimento da estrutura parece ter menor influência no desprendimento dos vórtices numa estrutura tronco-cônica do que em uma cilíndrica circular. A Figura 2.43 (Blessmann, 1998) mostra a influência da variação da seção transversal nas oscilações.

Pauch (1999) realizou um extenso trabalho teórico experimental sobre a determinação da resposta transversal de torre e chaminés de concreto armado de secção transversal circular, incluindo medições *in situ* em uma torre tronco-cônica.

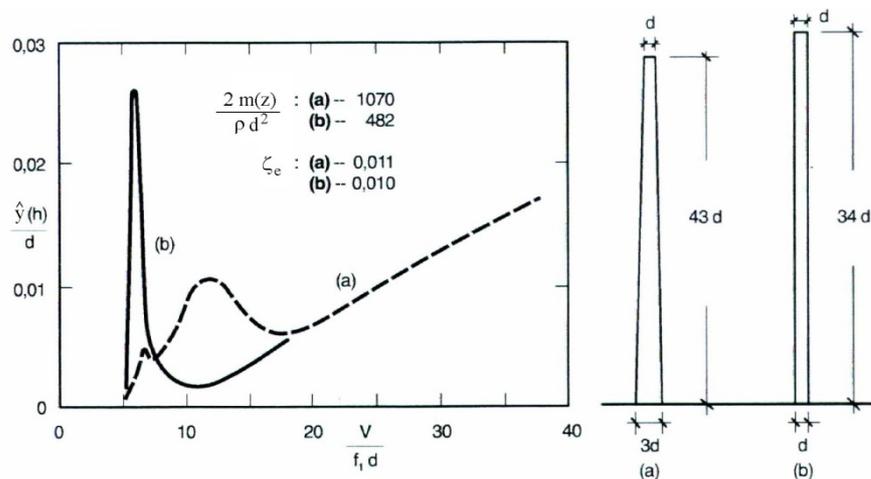


Figura 2.43 – Influência da variação da secção transversal nas oscilações (Blessmann, 1998).

#### 2.2.6.4 Efeitos da turbulência

Ao tratar os efeitos da turbulência do escoamento incidente na resposta de estruturas é interessante avaliar os efeitos da turbulência em um cilindro circular. A influência da turbulência nas pressões médias e flutuantes desenvolvidas em torno de cilindros circulares é bastante complexa. Não é de se surpreender, pois este fenômeno envolve a interação de dois

---

tópicos difíceis da mecânica dos fluidos, escoamento em torno de corpos rombudos e turbulência propriamente dita.

Uma característica comum dos experimentos com cilindros circulares submetidos à escoamentos turbulentos é a tendência à transição, de um regime a outro, a números de Reynolds menores em relação à escoamentos suaves. Esta característica complica a interpretação dos coeficientes aerodinâmicos, pois uma variação da magnitude deste coeficiente pode apenas representar uma variação no número de Reynolds.

Ao se caracterizar escoamentos turbulentos é necessária a definição de pelo menos dois parâmetros. O primeiro deles é a intensidade da componente longitudinal da turbulência,  $I_1$ , definida pelo quociente entre o desvio padrão das flutuações da velocidade e uma velocidade média de referência, e o segundo é a macroescala da componente longitudinal da turbulência  $L_1$ , que serve para avaliar as dimensões dos turbilhões. A macroescala varia de acordo com o terreno e a altura em consideração.

Fage e Falkner (1931, apud Ribeiro, 1989) foram os primeiros a estudar estes efeitos, realizando estudos com vento suave e turbulento. Seus resultados indicam que  $Re_{crit.}$  foi relativamente menor no caso de vento turbulento.

Os efeitos da turbulência no escoamento em torno de cilindros circulares podem ser classificados associando-os à razão macroescala longitudinal da turbulência em relação ao diâmetro do cilindro ( $L_1/d$ ). Deste modo, os efeitos estarão associados às maiores e menores escalas de comprimento. Pelo fato da turbulência atmosférica estar constituída por uma enorme gama de comprimentos, uma vez que as dimensões dos turbilhões gerados vão da ordem da espessura da camada limite atmosférica até a ordem de grandeza do milímetro, Basu (1982) sugere a seguinte divisão:

- quando a relação macroescala-diâmetro ( $L_1/d$ ) é maior que aproximadamente 10, predominam os efeitos das maiores escalas;
- se a macroescala é da ordem da espessura da camada limite, separada ou não, naturalmente predominam os efeitos das menores escalas;
- quando a turbulência é de escala moderada, isto é, ( $L_1/d$ ) próxima a 1, ela produz uma combinação dos efeitos associados às maiores e menores escalas.

No caso de turbulência com relação  $(L_1/d)$  grande, as flutuações da velocidade associadas à mesma são lentas em relação às flutuações na camada limite e na esteira do cilindro, de tal maneira que o escoamento em torno do mesmo percebe a turbulência como lentas variações no vetor velocidade média do vento. Em outras palavras, nas condições indicadas anteriormente, as flutuações longitudinais são percebidas como mudanças na magnitude da velocidade média e as flutuações laterais como alterações na direção do vento. Resulta então, que as maiores escalas da turbulência agem como moduladores da frequência de desprendimento de vórtices e das forças geradas por dito desprendimento.

Avaliando-se o espectro da força de sustentação indicado na Figura 2.44 (Blessmann, 1998), podemos observar um pico bastante pronunciado em escoamento de baixa turbulência. Significa que a força de sustentação é praticamente harmônica. Entretanto, a largura de banda deste pico vai aumentando proporcionalmente à turbulência, ao mesmo tempo em que a altura do pico (energia) vai diminuindo. Portanto, quanto maior a turbulência do vento, mais baixo o pico e mais alargado o espectro, afetando assim uma gama maior de frequências. Conseqüentemente, variações da velocidade em torno da média (dentro de certos limites) não impedem o desprendimento de vórtices.

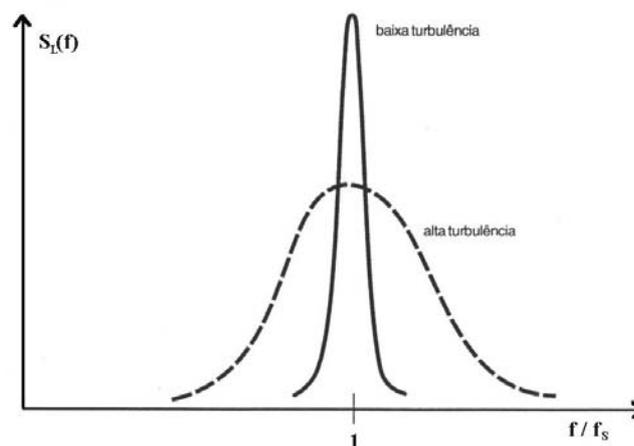


Figura 2.44 – Influência da turbulência no espectro das forças de sustentação (Blessmann, 1998).

Os efeitos associados predominantemente às menores escalas de comprimento da turbulência são:

- promover ou antecipar as transições de regime;
- alterar a magnitude das pressões e das forças médias e flutuantes exercidas pelo escoamento no cilindro.

Para relações de  $(L_1/d)$  menores, as linhas do escoamento turbulento são distorcidas pela presença do corpo, onde certas componentes são amplificadas e outras atenuadas.

Em escoamentos cuja escala da turbulência é pequena, as camadas mais próximas à superfície do cilindro são afetadas de maneira mais efetiva, influenciando assim na distribuição média e flutuante de pressões, além de antecipar a transição entre regimes a determinados números de Reynolds. Também é observado um acentuado aumento na magnitude do valor *rms* do coeficiente de sustentação,  $\tilde{C}_L$  (Basu, 1982).

De acordo com Zdravkovich (1990), o estado identificado por TrS (transition around separation), transição próxima à zona de separação, é o mais afetado pela turbulência. Este efeito da turbulência de promover ou antecipar a transição de regime é particularmente importante quando a transição do escoamento, de laminar a turbulento, se produz na camada limite separada ou no entorno da zona de separação. A turbulência atua de forma a destruir certos estados de transição e assim promove a antecipação de regimes. Nas Figuras 2.45 e 2.46 (Cheung e Melbourne, 1983) são apresentadas as variações de  $C_a$  e  $\tilde{C}_L$ , em função do Re, e da intensidade da turbulência.

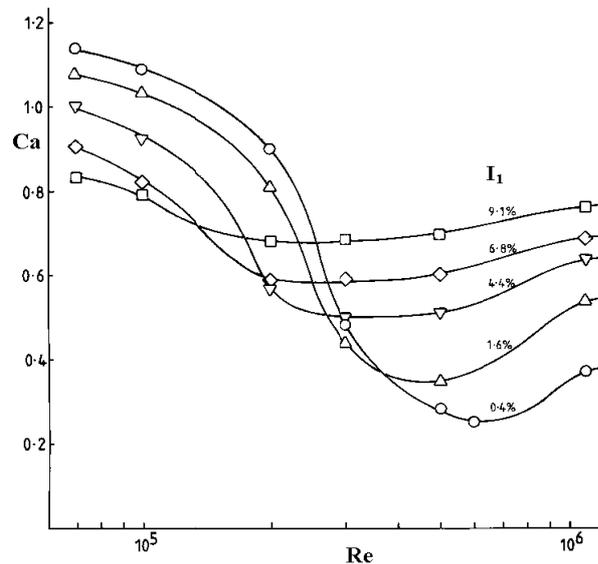


Figura 2.45 – Coeficiente de arrasto em função do número de Reynolds e de diferentes intensidades da turbulência (Cheung e Melbourne, 1983).

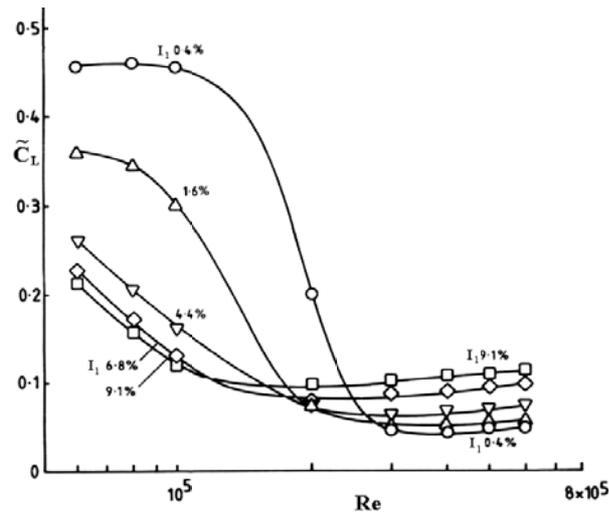


Figura 2.46 – Valor *rms* do coeficiente de sustentação em função do número de Reynolds e de diferentes intensidades da turbulência (Cheung e Melbourne, 1983).

À semelhança da rugosidade superficial (Zdravkovich, 1990), o efeito da turbulência no regime crítico é inibir a formação das borbulhas de separação, o que implica que o regime pré-crítico, segundo terminologia de Zdravkovich (1990), é seguido pelo supercrítico. Mais ainda, Zdravkovich (1990) propõe a hipótese de que intensidades de turbulência suficientemente elevadas poderiam destruir as borbulhas de separação fragmentadas que caracterizam o regime supercrítico, ou seja, o regime pré-crítico poderia ser seguido pelo ultracrítico. Estas últimas afirmações significam que se teria desprendimento regular de vórtices para todos os valores de Reynolds.

Para entender como a turbulência afeta a distribuição das pressões em torno de corpos rombudos, mais semelhantes às secções transversais de pontes, é interessante compreender a estrutura do escoamento em torno de corpos retangulares. A Figura 2.47 mostra esquematicamente a forma do escoamento em torno de um corpo com secção transversal retangular.

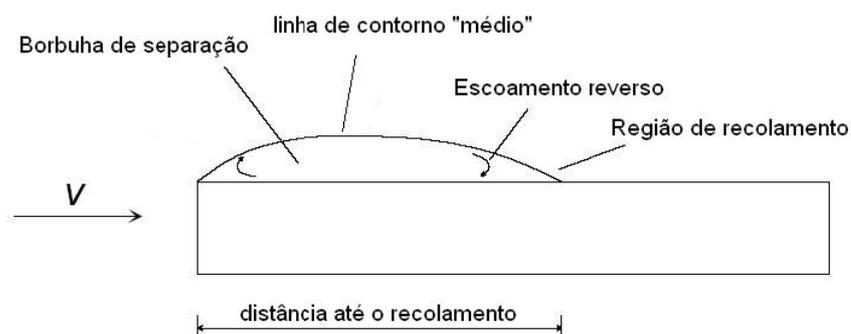


Figura 2.47 – Ilustração esquemática do escoamento em torno de uma secção transversal retangular (Haan Jr., 2000).

As camadas separadas são os componentes mais importantes deste escoamento. O escoamento separa nas arestas vivas, e desloca-se periodicamente a sotavento formando vórtices e usualmente recola um pouco mais a sotavento. Embora o recolamento seja altamente irregular ele divide a superfície em duas regiões: uma separada e outra recolada. A distribuição de pressões apresenta picos de sucção na região separada (bolha de separação) entretanto, na região após o recolamento apresenta valores muito menores.

Saathoff e Melbourne (1989) reportam que em escoamento suave o máximo valor *rms* de pressão ocorre próximo ao ponto de recolamento. Este valor máximo desloca-se um pouco a barlavento do ponto de recolamento no caso de escoamento turbulento. A porção da secção a barlavento da bolha de separação experimenta os maiores picos de sucção. Saathoff e Melbourne (1989) atribuem estes picos ao deslocamento da camada separada formando um vórtice que causa grandes picos de sucção na superfície abaixo dele. Este fenômeno ocorre tanto em escoamento suave quanto em escoamento turbulento.

Os valores médios e flutuantes (*rms*) das distribuições de pressões são as quantidades usualmente medidas em corpos retangulares. Um exemplo de distribuição de pressões sobre uma placa plana com comprimento “infinito” é mostrado na Figura 2.48.

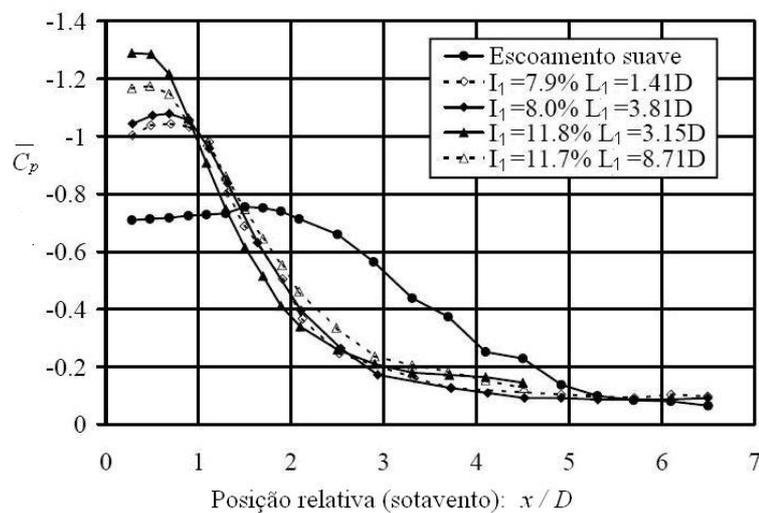


Figura 2.48 – Distribuição dos coeficientes de pressão médio em função da distância relativa à borda de ataque de uma seção transversal retangular com comprimento “infinito” (Haan Jr., 2000).

Um aumento na intensidade da componente longitudinal da turbulência altera a distribuição das pressões médias de formas distintas (Saathoff e Melbourne, 1989). Grandes valores de  $I_1$  aumentam as sucções máximas desenvolvidas na superfície do corpo,

---

localizadas próximo ao bordo de barlavento. Muitos pesquisadores imaginavam que os efeitos nas pressões médias, atribuídos à macroescala da turbulência com escala até  $2D$ , eram pequenos. Entretanto, Li e Melbourne (1995) relatam que os efeitos de escala aumentam em escoamentos com grande intensidade de turbulência. As pressões têm sua magnitude reduzida, aproximando-se de uma distribuição originada em escoamento suave. Uma explicação seria que escoamentos turbulentos com grandes macroescalas possuem características similares a escoamentos suaves, com pequenas variações de velocidade, que são incapazes de produzir alterações na estrutura do escoamento médio (Haan Jr., 2000). Segundo Saathoff e Melbourne (1989) as magnitudes dos picos de pressão aumentam tanto com um aumento na intensidade quanto na macroescala da turbulência.

Huston (1986, apud Haan Jr., 2000) estudou os efeitos de turbulência de grande escala nas forças devidas ao vento. A macroescala da turbulência atmosférica que afeta as pontes pode ser muitas vezes superior à largura do tabuleiro. Logo, os estudos de pontes em túneis de vento, onde normalmente as dimensões dos turbilhões gerados são equivalentes ou menores que a largura dos tabuleiros, são realizados com macroescalas inadequadas.

Sato (2003) mostra influência da turbulência atmosférica na resposta de pontes (*Highway Bridges*) frente ao desprendimento de vórtices. Foram realizados estudos específicos, em modelos tipo *taut-strip*, de distintas secções transversais: retangular, trapezoidal, hexagonal e caixão. As intensidades da turbulência, longitudinal,  $I_1$ , e vertical,  $I_2$ , utilizadas nos testes em túnel de vento foram as seguintes:  $I_1 = 6,8\%$  e  $I_2 = 5,1\%$  para o escoamento turbulento 1;  $I_1 = 11,5\%$  e  $I_2 = 7,8\%$  para o escoamento turbulento 2 e  $I_1 = 22,4\%$  e  $I_2 = 14,1\%$  para o escoamento turbulento 3. Dos 16 modelos testados foram observadas respostas verticais em 14 configurações, indicando que as amplitudes de vibração por desprendimento de vórtices diminuem com o aumento da turbulência do escoamento. Na Figura 2.49 é mostrada a resposta vertical normalizada em função da intensidade vertical  $I_2$ . Além da normalização dos deslocamentos verticais pela largura do tabuleiro, os valores foram multiplicados pela massa reduzida e pelo amortecimento estrutural.

A partir da Figura 2.49 observa-se que as máximas amplitudes diminuem com o aumento da intensidade da turbulência. As reduções causadas na resposta vertical, devidas aos efeitos da turbulência no desprendimento de vórtices para a secção hexagonal, são um pouco menores que os demais. Os efeitos da turbulência afetam um pouco mais as secções com  $B/D$

maiores. Neste estudo apresentado por Sato (2003) é também apresentada a formulação utilizada para o cálculo da resposta por desprendimento de vórtices que leva em consideração os efeitos da turbulência.

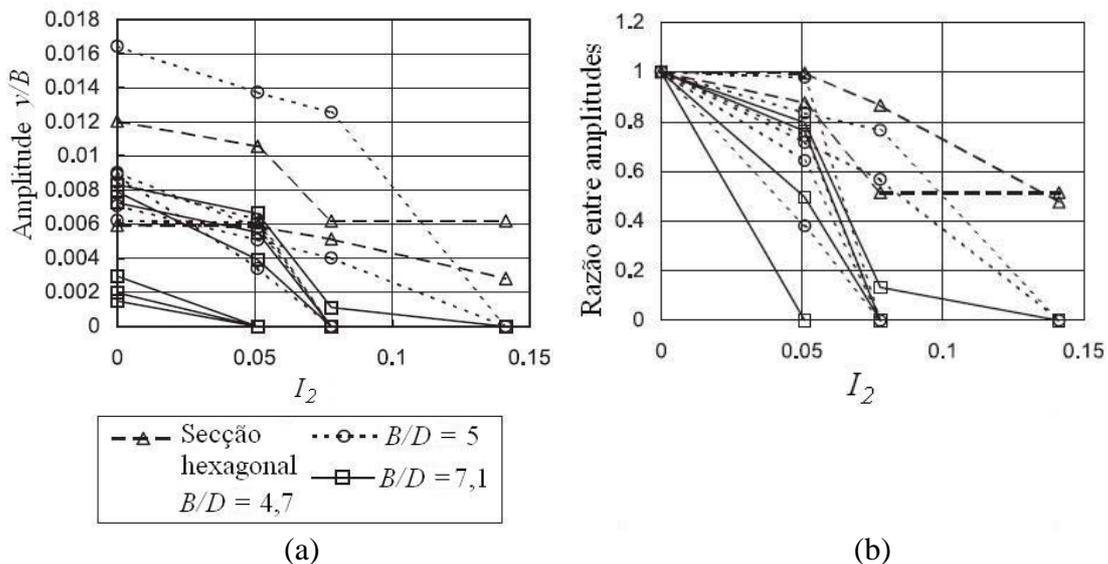


Figura 2.49 – Efeitos da turbulência nas amplitudes induzidas pelo desprendimento de vórtices: (a) amplitude normalizada em função de  $I_2$  e (b) Razão: amplitudes em escoamento turbulento / escoamento suave, em função de  $I_2$  (Sato, 2003).

Na Figura 2.50 é mostrado o efeito da turbulência no espectro de forças de sustentação para uma secção retangular.

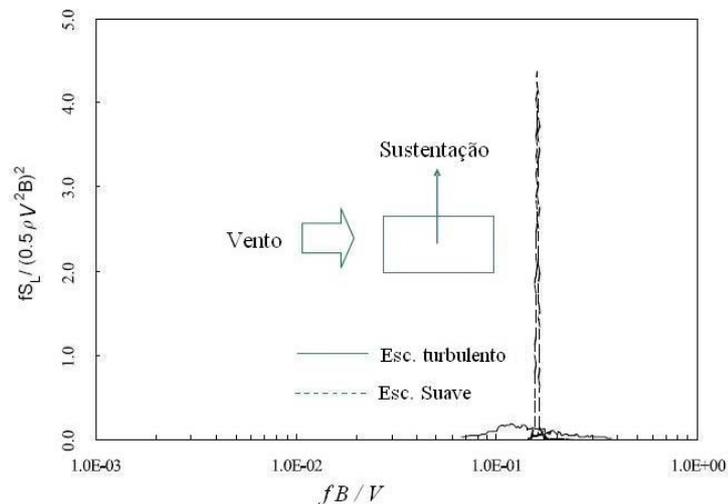


Figura 2.50 – Efeitos da turbulência no espectro das forças de sustentação flutuantes para uma secção retangular com relação  $B/D = 2$  (Sato, 2003).

Segundo Scanlan (1982) os modelos seccionais de tabuleiros de pontes, testados em túnel de vento sob escoamento suave, modificam o escoamento suave (incidente) gerando uma turbulência localizada. Esta turbulência é função da forma geométrica do tabuleiro,

---

principalmente da borda de barlavento. Desta observação resulta que praticamente todas as medidas realizadas com modelos seccionais são influenciadas, em menor ou maior grau, por um escoamento flutuante. Portanto, testes realizados sob escoamentos suaves produzem uma distribuição de pressões variáveis sobre o modelo.

De acordo com Scanlan (1982), tanto a resposta induzida pelo desprendimento de vórtices, quanto a velocidade crítica de drapejamento são fortemente influenciadas pela turbulência do escoamento.

No que diz respeito à turbulência do escoamento em testes com modelos seccionais, Scanlan (1982) recomenda certos cuidados. A turbulência é um fenômeno fundamentalmente tridimensional, conseqüentemente os testes com modelos seccionais (considerados essencialmente bidimensionais) sob escoamentos turbulentos exigem que os resultados sejam cuidadosamente interpretados.

Em testes em túnel de vento com modelos seccionais de pontes é razoável admitir que a ponte real fica a uma altura que varia de 60m a 70m, em geral. Desta forma a estrutura não é afetada pela variação do perfil do vento turbulento, mas apenas por uma fatia horizontal em uma dada elevação. Por esta razão justifica-se que os testes possam ser realizados em escoamentos uniformes e turbulentos, gerados por grelhas.

Scanlan (1982) reporta que a simulação das pequenas escalas da turbulência produz importantes modificações no escoamento. Desta afirmativa, pode se explicar o fato de que modelos seccionais treliçados, que produzem sua própria turbulência localizada de pequena escala, quando testados em escoamento suave, conduzem a resultados bastante confiáveis.

Segundo Wardlaw et al. (1983) as oscilações observadas em modelos seccionais de pontes submetidos a escoamentos suaves são ocasionadas por alguma forma de instabilidade não observada em testes com escoamentos de alta turbulência. A turbulência reduz os movimentos ocasionados por desprendimento de vórtices. A prática de uso de modelos seccionais em testes com escoamento uniforme e turbulento gerado por grelha para estimar a resposta da estrutura real vem sendo utilizada com sucesso por Davenport, como no caso da ponte *Sunshine Skyway*.

Wardlaw et al. (1983) apresentam os resultados dos testes com modelo seccional da ponte *Palmerston*, do tipo caixão duplo de aço. Os resultados apresentados na Figura 2.51

mostram que a resposta vertical por desprendimento de vórtices em escoamento suave foi reduzida em cerca de 50% em relação àquela obtida em escoamento turbulento. A intensidade da componente longitudinal da turbulência era de 11% e o amortecimento estrutural em relação ao crítico em torno de 0,5%. As grandes amplitudes de deslocamento para altas velocidades, em escoamento suave, têm características de drapejamento, enquanto que as associadas ao escoamento turbulento apresentam características de vibrações ocasionadas pela energia cinética contida nas rajadas. Observa-se na Figura 2.51 que o efeito da turbulência em reduzir as amplitudes de deslocamento é maior a altos valores de amortecimento estrutural.

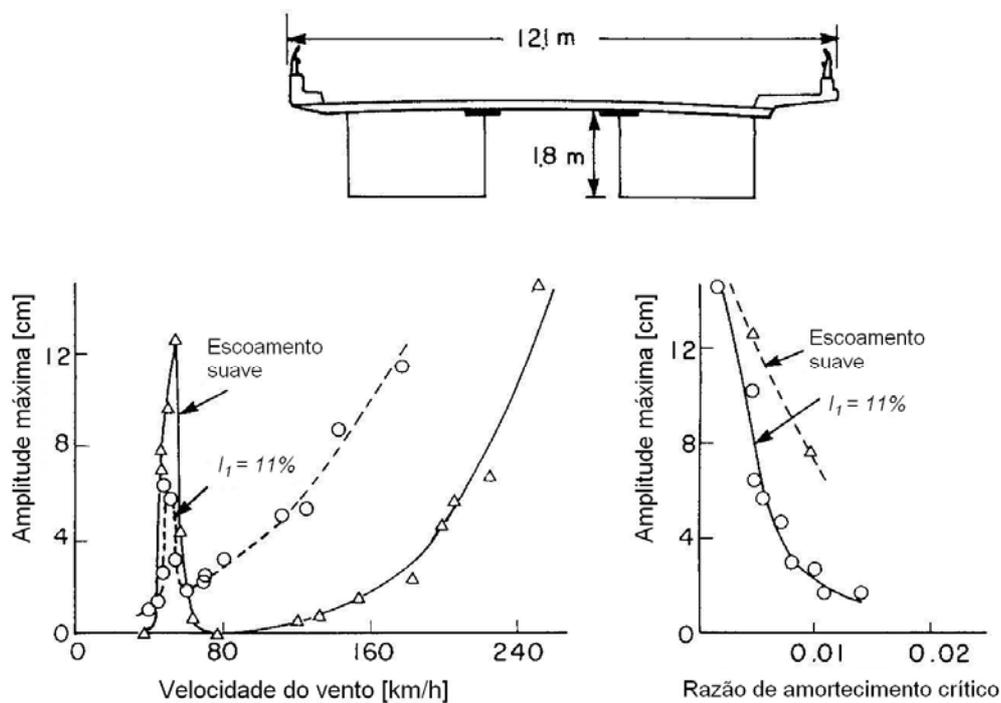


Figura 2.51 – Efeitos da turbulência e do amortecimento estrutural para a ponte *Palmerston* (Wardlaw et al, 1983).

De acordo com Ito e Nakamura (1982) são notáveis os efeitos da turbulência na aerodinâmica de corpos rombudos. A turbulência atua de forma a aumentar a mistura das camadas separadas do escoamento e na proximidade da esteira, eliminando assim a vorticidade e reduzindo a correlação do desprendimento de vórtices. O efeito deste aumento da mistura entre camadas separadas do escoamento é muito significativo e conduz ao recolamento antecipado das camadas separadas na porção de sotavento. Conforme descrito no trabalho de Laneville (1975, apud Ito e Nakamura, 1982) este é um efeito da intensidade da

turbulência. Embora os efeitos da escala da turbulência fossem considerados secundários, para a gama de testes até então realizados, já existem indicativos de que possam ser significantes.

No que diz respeito ao desprendimento de vórtices Ito e Nakamura (1982) comentam que a excitação torcional por desprendimento de vórtices pode ser amplificada pela turbulência em prismas retangulares com baixa relação  $B/D$  e enfraquecida para prismas com grande relação  $B/D$ .

De acordo com Narita et al. (1988) os efeitos da turbulência na resposta induzida pelo vento, em tabuleiros de pontes, podem ser visualizados no esquema apresentado na Figura 2.52.

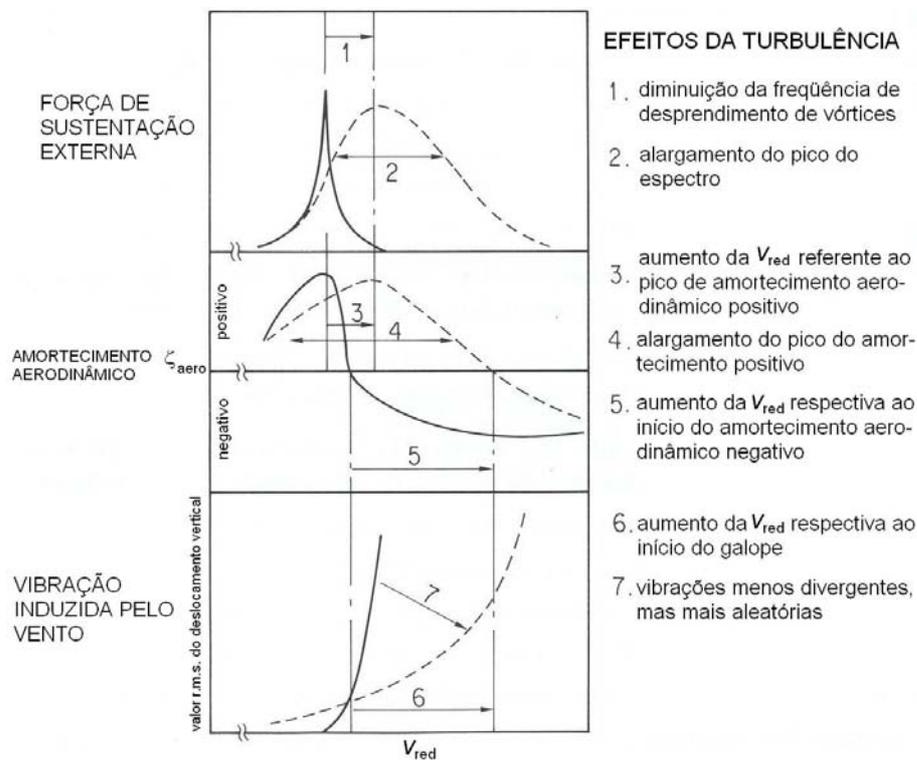


Figura 2.52 – Esquema com os efeitos da turbulência na resposta induzida pelo vento (Narita et al., 1988).

#### 2.2.6.5 Vibrações de tabuleiros de pontes por desprendimento de vórtices

A utilização apenas da relação de Strouhal para a determinação da velocidade crítica do vento para verificação de secções transversais de pontes frente às vibrações induzidas pelo desprendimento de vórtices pode conduzir a uma identificação errônea do fenômeno. Esta afirmação é feita com base nos trabalhos publicados por Komatsu e Kobayashi (1980),

Shiraishi e Matsumoto (1983) e Mashnad e Jones (2005). Estes pesquisadores indicaram em seus estudos com diversos modelos seccionais de pontes e outras secções transversais a ocorrência de duas regiões de instabilidade a baixas velocidades do vento. Para o estudo específico das pontes *Fred Hartmann*, Mashnad e Jones (2005) constataram a ocorrência de três regiões de instabilidade, até então nunca reportado na literatura.

Mashnad e Jones (2005) estudaram em túnel de vento o comportamento frente ao desprendimento de vórtices de várias secções transversais: circular, retangular, tipo “H” além de três secções transversais distintas de pontes reais. As secções transversais dos modelos estudados por Mashnad e Jones (2005) são mostradas na Figura 2.53.

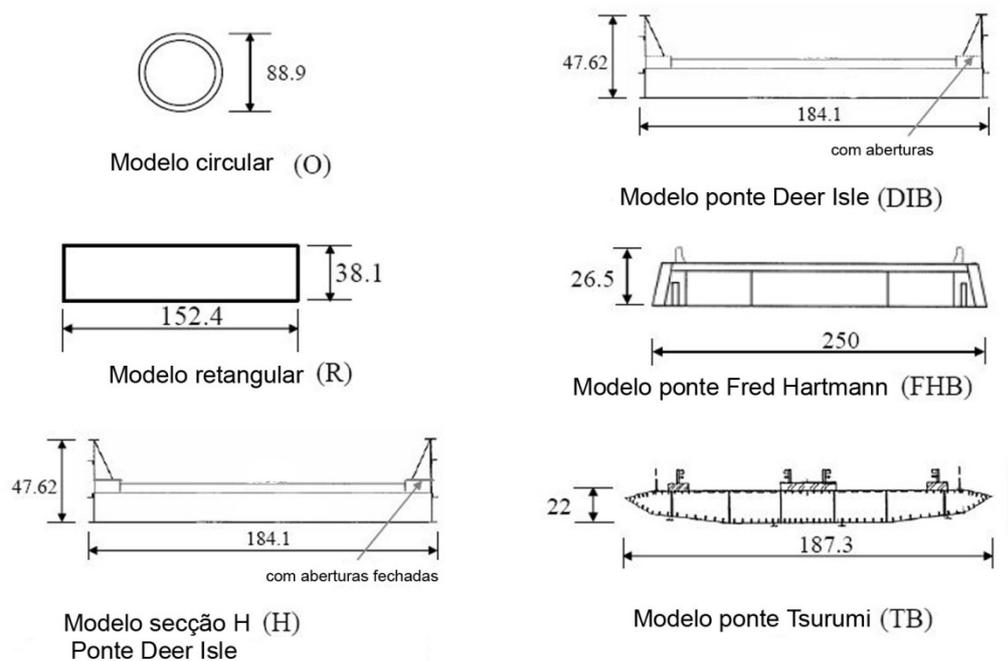


Figura 2.53 – Secções transversais dos modelos. Dimensões referentes aos modelos [mm]. (Mashnad e Jones, 2005).

Os modelos seccionais foram instalados em um sistema de dois graus de liberdade composto por duas balanças de forças, uma em cada extremidade. A partir da leitura dos sinais medidos nas balanças de força é apresentado na Figura 2.54 a variação da amplitude de deslocamento vertical normalizada versus a velocidade reduzida do vento para os diversos modelos testados.

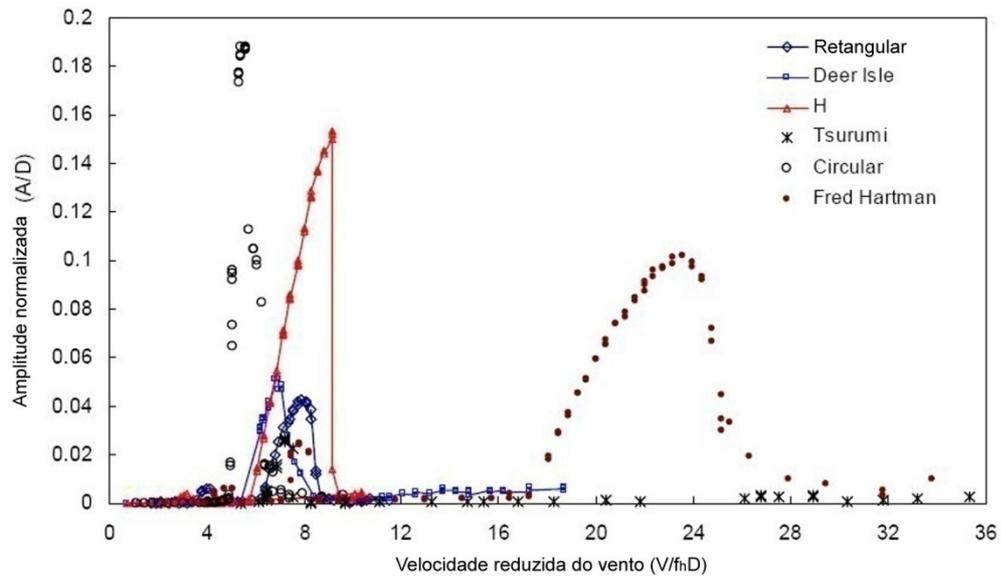


Figura 2.54 – Variação da amplitude vertical normalizada em função da velocidade reduzida do vento para distintos modelos (Mashnad e Jones, 2005).

Como usualmente observado, a resposta referente à secção circular apresenta apenas uma região de instabilidade. As respostas para as secções retangular, ponte *Deer Isle* e “H” indicaram a ocorrência de duas regiões de instabilidade. Entretanto, a resposta medida para o modelo das pontes *Fred Hartmann* apresentou a ocorrência de três regiões de instabilidade. No caso específico das pontes *Fred Hartmann* foram realizados testes com distintas configurações, pois a ponte é composta por dois tabuleiros idênticos paralelos (Figura 2.55).



Figura 2.55 – Fotografia das pontes *Fred Hartmann* e secção transversal dos tabuleiros paralelos (Mashnad et al., 2005).

Na Figura 2.56 é mostrada variação da resposta vertical normalizada em função da velocidade reduzida do vento para o modelo das pontes *Fred Hartmann*. Os pontos identificados por (i) na legenda da Figura 2.56 correspondem ao tabuleiro isolado vibrando. O ponto (ii) corresponde à situação com modelo a barlavento vibrando e a sotavento fixo. O ponto (iii) corresponde a medidas com os dois modelos livres para vibrar e medidas no

modelo a barlavento. O ponto (iv) corresponde à situação com modelo a barlavento fixo e a sotavento livre para vibrar.

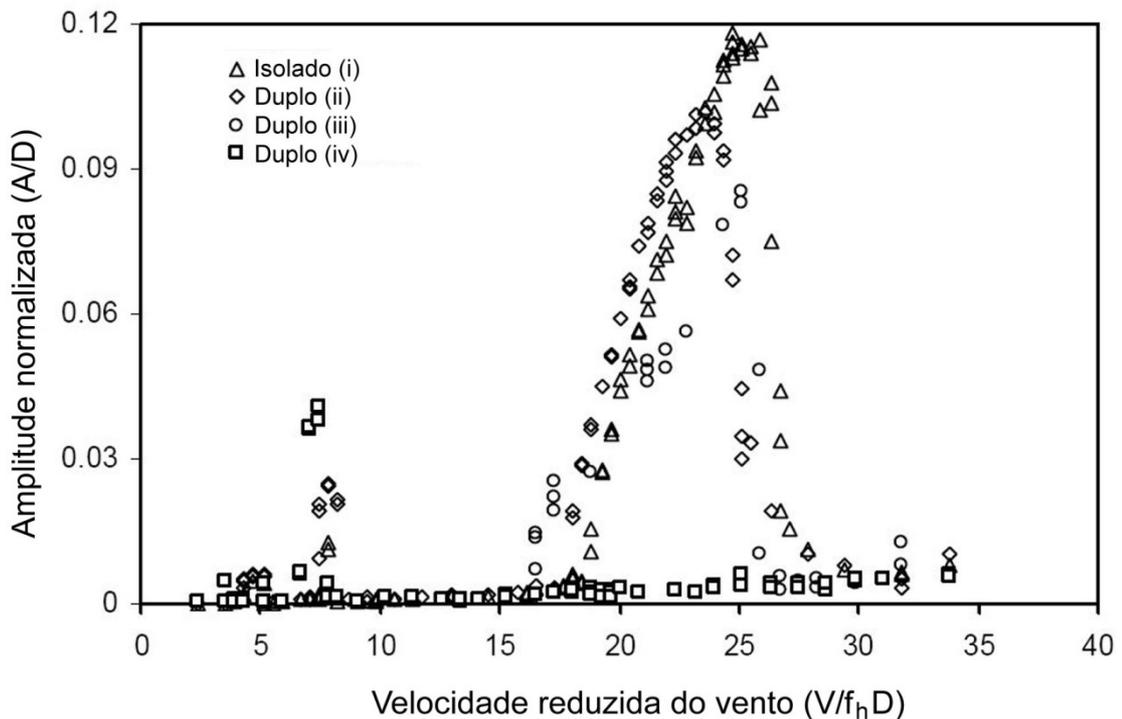


Figura 2.56 – Variação da amplitude vertical adimensionalizada em função da velocidade reduzida do vento para os modelos das pontes *Fred Hartmann*. (Mashnad et al., 2005).

Nos três primeiros casos (i), (ii) e (iii) foram observadas três zonas de instabilidades, enquanto que apenas em (iv) uma única zona foi identificada. O tabuleiro isolado produziu o maior pico de resposta, entretanto as máximas respostas correspondentes aos ensaios com tabuleiros duplos são de magnitudes similares. Nas três regiões de instabilidade foram medidas as frequências de oscilação do modelo e da esteira do mesmo, resultando iguais e próximas à frequência natural fundamental do modelo.

De acordo com os autores foram realizadas medidas com tubo de pitot-prandtl para a identificação do número de Strouhal do tabuleiro das pontes *Fred Hartmann* que resultou em  $St = 0,14$ . Ao utilizar a expressão de Strouhal para estabelecer a velocidade crítica de desprendimento de vórtices obtemos  $V_{red} = 1/St = 7,14$ . Na Figura 2.56 a velocidade reduzida 7,14 corresponde ao segundo pico de amplitudes normalizadas. No caso específico de um único tabuleiro vibrando, ponto (i), percebe-se que no terceiro pico, correspondente a uma velocidade reduzida em torno de 25, a amplitude normalizada é cerca de 9 vezes maior que a

correspondente ao pico identificado pela relação de Strouhal. Esta relação de amplitudes observada entre os picos está de acordo com o que Komatsu e Kobayashi (1980) indicaram, cerca de dez vezes maior do que a correspondente induzida pelos vórtices de Kármán.

A velocidade reduzida crítica de disparo das vibrações, por desprendimento de vórtices de Kármán, de um corpo com secção transversal circular pode ser estimada a partir do inverso do número de Strouhal associado. Entretanto, para corpos com secção transversal não circulares, Shiraishi e Matsumoto (1983) mostraram que a velocidade reduzida de disparo para vibrações verticais ocasionadas pelo desprendimento de vórtices pode ser estimada pela equação 2.7. Na Figura 2.57 é mostrada a comparação dos resultados obtidos a partir dos ensaios em túnel de vento com a expressão proposta por Shiraishi e Matsumoto (1983). Observa-se que os resultados obtidos em túnel de vento são razoavelmente bem descritos pela expressão empírica proposta.

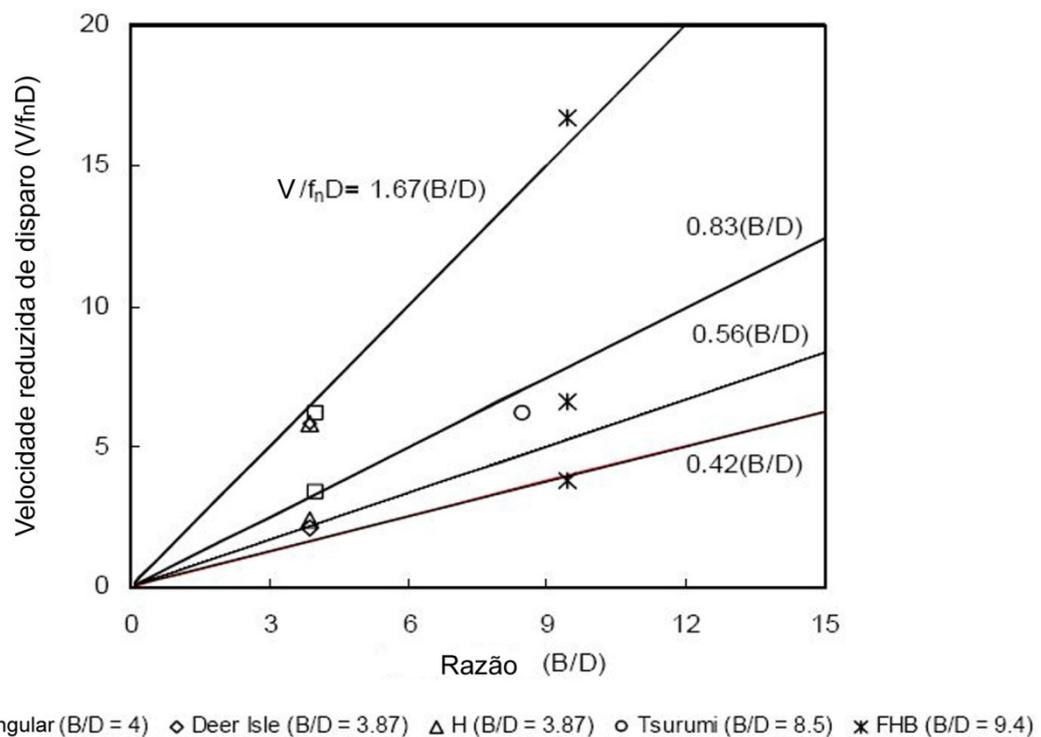


Figura 2.57 – Velocidades reduzidas de disparo para distintas secções transversais não circulares. (Mashnad e Jones, 2005).

Mashnad et al., (2005) realizaram uma campanha de medições (6 anos) sobre as pontes *Fred Hartmann* construídas em *Baytown Texas* (Estados Unidos) cujo vão central tem 381m e os vãos de extremidade têm 147m. Na Figura 2.58 são apresentados os resultados obtidos a partir de uma seleção das medições realizadas na estrutura real.

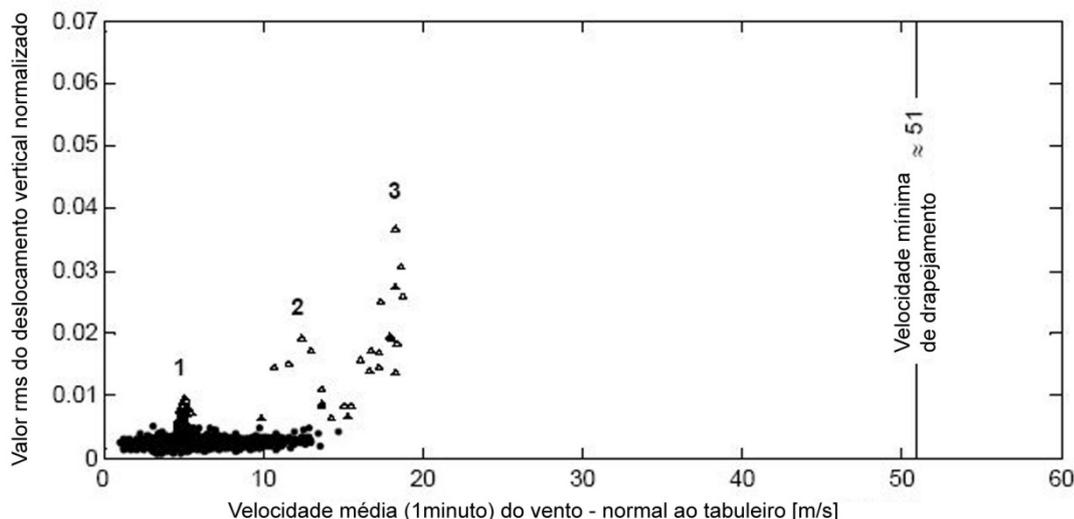


Figura 2.58 – Variação do valor RMS do deslocamento vertical no meio do vão da ponte em função da velocidade média do vento para as pontes *Fred Hartmann* (Mashnad et al., 2005).

A partir do observado durante os anos de monitoramento os autores concluem que as pontes *Fred Hartmann* apresentaram vibrações por desprendimento de vórtices em três gamas distintas de velocidades do vento: 5,0m/s, 12,5m/s e 18m/s. As medições de velocidade em escala real estão muito próximas àquelas estimadas em túnel de vento com os modelos seccionais aonde foram observadas três regiões de instabilidade.

#### 2.2.6.6 Controle de vibrações por vórtices em pontes

Embora as oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices seja um fenômeno bastante conhecido pelos projetistas de pontes, são registradas ocorrências de oscilações após a obra concluída exigindo alternativas para solucionar o problema. De acordo com Ito (1998), se o projeto original é considerado inadequado do ponto de vista dos estados limites aerodinâmicos para a estrutura, certas medidas podem ser adotadas de acordo com o seguinte critério:

1. No caso de oscilações com amplitudes divergentes a velocidade crítica do vento, na qual o fenômeno inicia, deve ser suficientemente maior do que a velocidade de projeto;
2. No caso de vibrações com amplitudes limitadas, a máxima amplitude da resposta deve ser compatível com critérios de aceitação (limites).

As soluções para controlar as respostas dinâmicas induzidas pelo vento classificam-se em aerodinâmicas e em estruturais ou mecânicas. Na Figura 2.59 é mostrado um esquema das medidas preventivas para o controle de vibrações induzidas pelo vento (Ito, 1998).

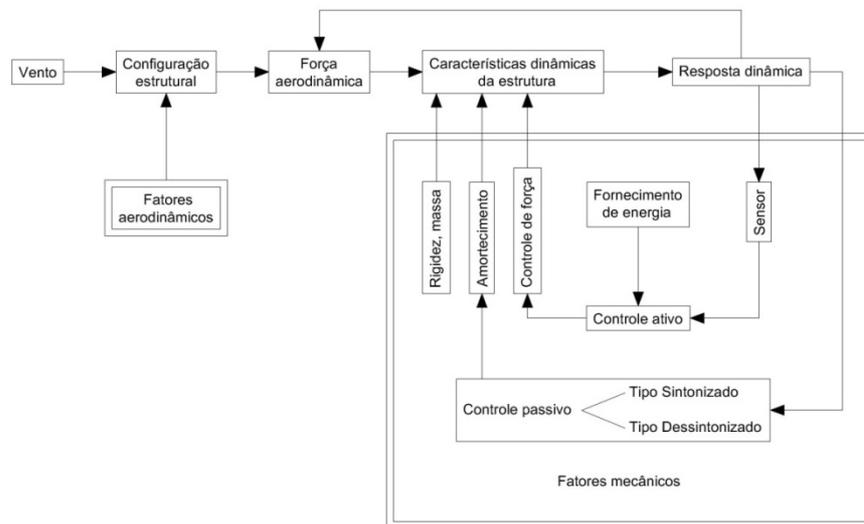


Figura 2.59 – Classificação das medidas preventivas para o controle de vibrações induzidas pelo vento (Ito, 1998).

As soluções aerodinâmicas visam melhorar o escoamento em torno da estrutura através de alterações geométricas na secção transversal ou pela incorporação de pequenos elementos na estrutura. Tais modificações resultam em alterações efetivas nas forças aerodinâmicas que agem sobre a estrutura.

A forma geométrica tem grande importância nos efeitos do vento sobre estruturas. Embora a forma da secção transversal e dimensões sejam inicialmente determinadas para cumprir exigências estruturais, funcionais e, em muitos casos, fatores estéticos, a escolha de uma secção transversal aerodinamicamente estável frequentemente resulta num projeto mais econômico.

Utilizar secções transversais mais aerodinâmicas, semelhantes a aerofólios que quando submetidos a escoamentos horizontais não sofrem instabilidades oriundas do escoamento separado, incluindo a excitação por desprendimento de vórtices, é uma das possíveis soluções. A utilização de secções transversais alongadas (trapezoidais) ou caixões hexagonais é muito popular para pontes com grandes vãos. Em certos casos, secções formadas por caixões duplos melhoram ainda mais a eficiência. Em pontes com vãos muito longos, passagens de ar no centro da secção transversal do tabuleiro reduzem a diferença de pressão entre as faces superior e inferior do tabuleiro, com resultados benéficos (Ito, 1998).

Quando não é possível realizar modificações substanciais na secção transversal original, por razões de projeto, a incorporação de pequenos elementos para modificar a geometria externa é adotada. Uma grande variedade de dispositivos aerodinâmicos podem ser empregados em pontes sujeitas à vibrações por desprendimento de vórtices, galope e drapejamento. Para inibir a excitação por desprendimento de vórtices as primeiras intervenções a serem adotadas são: controlar a separação do escoamento e restringir a formação dos vórtices. Para tanto podem ser utilizados “narizes de vento” (triangulares ou semicirculares), aletas, aletas defletoras nos cantos da secção, placas divisórias e suas combinações. Na Figura 2.60 são mostrados alguns destes dispositivos de controle passivos.

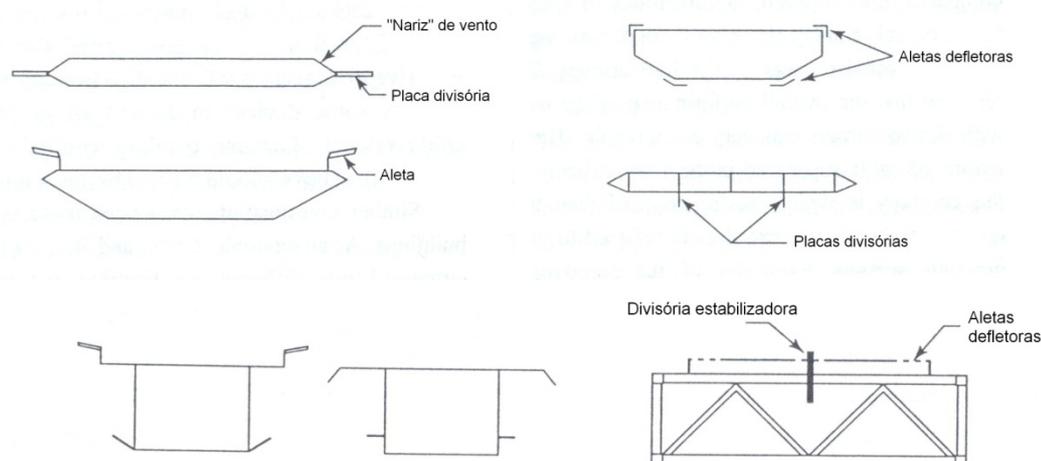


Figura 2.60 – Dispositivos aerodinâmicos estabilizadores (Ito, 1998).

Por sua vez os dispositivos de controle ativo são aqueles que necessitam de uma interferência externa de acordo com situações específicas, por exemplo a velocidade do escoamento. São exemplos os narizes e aletas que giram (Ostenfeld e Larsen, 1992), interferências no escoamento através de jatos (Kobayashi e Nagaoka, 1992) e de camada limite móvel (Kubo et al., 1992). Estes dois últimos métodos ocasionam interferências no escoamento com a intenção de controlar a camada limite.

As intervenções estruturais ou mecânicas têm a função de controlar a resposta dinâmica da estrutura através do ajuste de suas propriedades físicas ou através da aplicação controlada de forças através de dispositivos especiais. Estes controles mecânicos, se adequadamente projetados, também são benéficos para controlar oscilações induzidas por outras fontes tais como terremotos e tráfego de veículos.

Os ajustes nas propriedades físicas estão diretamente relacionados ao aumento da massa e da rigidez da estrutura que reduzem a resposta induzida pelo vento desde que os demais parâmetros sejam mantidos constantes. Entretanto, o aumento da massa das estruturas resulta numa diminuição da frequência fundamental e aumento do peso próprio sendo muitas vezes inadequado. Por outro lado, o aumento da rigidez da estrutura é duplamente benéfico para o caso de excitação por desprendimento de vórtices. Ao mesmo tempo em que as amplitudes de deslocamento resultantes são reduzidas, a velocidade crítica de desprendimento de vórtices é aumentada pelo aumento da frequência natural da estrutura.

O uso de amortecedores em estruturas tem a finalidade de dissipar o aumento de energia proveniente do processo de ressonância, impedindo assim o aumento nas amplitudes dos deslocamentos e muitas vezes aumentando a velocidade crítica da instabilidade aerodinâmica. Os diversos amortecedores utilizados podem ser passivos ou ativos.

Os amortecedores passivos dependem apenas do comportamento dos materiais ou mecanismos que o constituem. Quando bem projetados e fabricados estes dispositivos são bastante confiáveis e necessitam de pouca manutenção. Os amortecedores passivos podem ser ainda classificados em sintonizados ou não sintonizados. Na Figura 2.61 é mostrada a influência do nível de amortecimento estrutural na resposta de pontes.

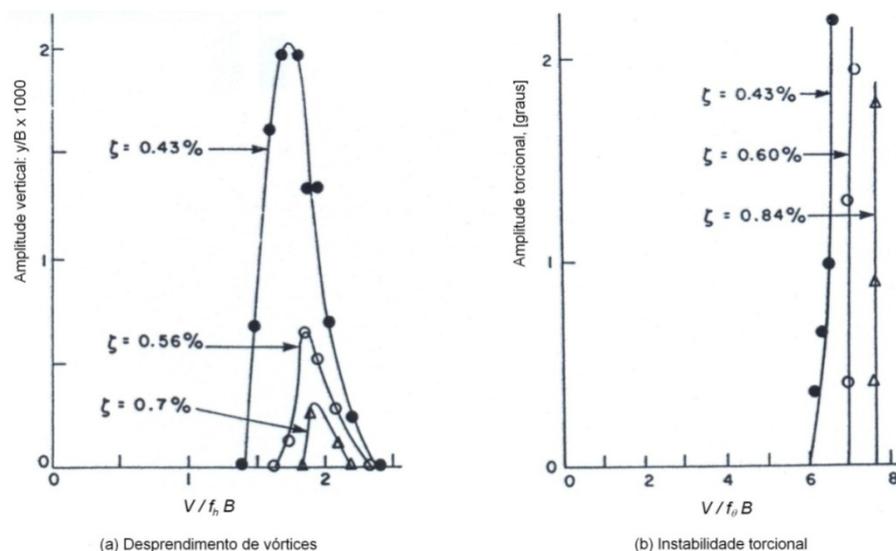


Figura 2.61 – Efeito do amortecimento estrutural para a ponte *Quincy* (Wardlaw, 1994).

Observa-se que pequenas variações no valor do amortecimento estrutural são capazes de alterar significativamente as amplitudes oriundas de vibrações por desprendimento de vórtices, mas exercem pouca influência na velocidade crítica de instabilidade torcional.

Nos amortecedores ativos a força de controle é estimada a partir da resposta dinâmica da estrutura que é detectada por um sensor, sendo então aplicada à estrutura por meio de atuadores. Os amortecedores ativos necessitam de manutenção constante, dependem de fontes de energia elétrica e seu custo é superior aos do tipo passivos. Entretanto oferecem a vantagem de atuarem sobre uma gama maior de frequências.

Vincent (1958, apud Wardlaw, 1992), reporta oscilações torcionais importantes observadas na ponte *Golden Gate* sendo necessária uma intervenção para aumentar a rigidez à torção do tabuleiro através da colocação de elementos na treliça da estrutura. De acordo com Wardlaw (1992), assim como na primeira ponte de *Tacoma*, outras pontes com secção transversal semelhante apresentaram grandes oscilações: as pontes pênseis, *Thousand Island*, *Deer Isle* e *Bronx-Whitestone* e as pontes estaiadas, *Longs Creek* e *Kessock*. A ponte *Kessock* apresentou oscilações verticais devidas ao desprendimento de vórtices com correspondentes amplitudes que atingiram 100mm a uma velocidade do vento de 12,5m/s, que foram minimizadas com a instalação de amortecedores de massa sintonizada (Wardlaw, 1992). De todas as pontes citadas anteriormente, apenas na ponte *Longs Creek* foram realizadas intervenções aerodinâmicas. Foram realizados testes em túnel de vento para 22 modificações aerodinâmicas distintas. Na Figura 2.62 é mostrada a influência do comprimento e da forma do “nariz de vento” triangular para a ponte *Longs Creek* (Wardlaw, 1992). O “nariz de vento” com 3m de comprimento em combinação com o fechamento da face inferior do tabuleiro foi adotado como solução para a estrutura em questão.

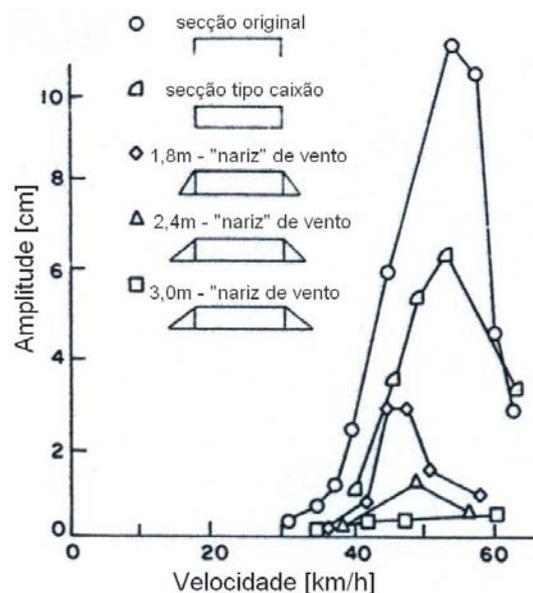


Figura 2.62 – Efeito do comprimento e forma do “nariz de vento” para a ponte *Longs Creek* (Wardlaw, 1992).

Comparações entre medidas em escala real e testes em túnel de vento são cruciais para o melhor entendimento da aerodinâmica de pontes. De acordo com Frandsen (2001) medidas em estruturas reais de pontes com grandes vãos são raras e, quando realizadas consistem em medidas de aceleração, velocidade e direção do vento. Frandsen (2001) reporta grandes vibrações induzidas por desprendimento de vórtices na ponte pênsil *Great Belt East* e a observação do fenômeno de sincronização (*lock-in*). Em função destas grandes oscilações harmônicas observadas a administradora da ponte (Storebaelt A/S) decidiu pela instalação de aletas guiadas. Os resultados com modelos seccionais em túnel de vento indicaram que a colocação das aletas era capaz de reprimir completamente a ressonância induzida pelo desprendimento de vórtices. Medições em escala real, realizadas posteriormente à instalação das aletas, confirmaram o efeito desejado.

Fujino e Yoshida (2002) citam que foram observadas significativas vibrações por desprendimento de vórtices para velocidades do vento entre 16 e 17m/s, com amplitudes máximas que excedem 50cm para a ponte *Trans-Tokyo Bay Highway Crossing*. Foi demonstrada, através dos estudos em túnel de vento, uma boa consistência entre os valores estimados e observados para as amplitudes de deslocamento e respectiva faixa de velocidade do vento associada. A partir destes resultados foram projetados e instalados amortecedores de massa sintonizada.

A ponte Rio Niterói - estrutura de aço em vigas-caixão geminadas com o maior vão do mundo - é um exemplo de estrutura que experimenta os efeitos de oscilação devido ao desprendimento de vórtices. Com a finalidade de se evitar que grandes amplitudes de vibração sejam ocasionadas por ventos com velocidades relativamente baixas, um novo sistema de múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados (MADS's) foi recentemente instalado (Battista e Pfeil, 2005). Os dispositivos mecânicos instalados são simples e robustos, permitindo através do controle dinâmico a reabilitação da funcionalidade em serviço dessa ponte, além da melhoria da segurança e do conforto dos usuários. Uma fotografia dos referidos dispositivos instalados no interior das vigas-caixão da ponte, durante a fase de testes em laboratório, é mostrada na Figura 2.63. O desempenho do sistema de MADS é demonstrado através de resultados de medições experimentais e comparações de resultados numéricos obtidos para respostas da estrutura original e controlada.



Figura 2.63 – Pórtico com 2 MADS preparado para ensaios no LABEST-COPPE/UFRJ (Battista e Pfeil, 2005).

#### 2.2.6.7 Formulação para estimativa da resposta

Existem diversas expressões para estimar as amplitudes de vibração por desprendimento de vórtices, as quais podem ser encontradas nas publicações de Davenport (1981 e 1998), Ehsan e Scanlan (1990), Larsen e Gimsing (1991), Simiu e Scanlan (1996), Larsen (1997) e Irwin (1998).

Larsen e Gimsing (1991) apresentam uma expressão empírica para a estimativa das possíveis amplitudes decorrentes de vibrações ocasionadas pelo desprendimento de vórtices, na condição de sincronização:

$$\frac{h_{rms}}{D} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\rho B^{1/2} D^{3/2}}{8\pi m \zeta_e} \quad (2.12)$$

Onde:

$h_{rms}$ : valor *rms* da resposta vertical;

$D$ : altura do tabuleiro;

$\rho$ : massa específica do ar;

$B$ : largura do tabuleiro;

$m$  : massa do tabuleiro por unidade de comprimento;

$\zeta_e$  : amortecimento estrutural.

Esta expressão permite a estimativa confiável do valor *rms* da resposta vertical, a qual depende da razão de amortecimento estrutural,  $\zeta_e$ , fator importante na limitação das amplitudes de oscilação. De acordo com King et al. (1990) a magnitude da resposta é inversamente proporcional à intensidade da turbulência.

Muito parecida com a expressão anterior (equação 2.12), Larsen et al. (1995) apresentam a equação de estimativa da resposta vertical máxima por desprendimento de vórtices, oriunda da *Proposed British Design Rules for Bridge Aerodynamics* (1981):

$$\hat{h} = \frac{\rho B^{1/2} D^{5/2}}{8\pi m \zeta_e} \quad (2.13)$$

De acordo com Irwin (1998) a excitação do desprendimento de vórtices é ocasionada pelas características da turbulência na esteira dos tabuleiros de pontes. Essas características da turbulência incluem uma série altamente organizada de vórtices que se desprendem com um intervalo de tempo regular, originando forças verticais (e momentos torçores) que variam senoidalmente numa frequência proporcional a velocidade do escoamento. Uma vez atingida a velocidade apropriada do vento, a frequência desta força vai excitar uma das frequências naturais da ponte, vertical ou torcional, ocasionando assim oscilações na estrutura. Embora possam ocorrer vibrações verticais e torcionais, as vibrações verticais são frequentemente identificadas como dominantes na maioria dos estudos publicados na literatura (Larsen e Gimsing, 1991).

A importância da realização de testes em túnel de vento de tabuleiros de pontes frente ao desprendimento de vórtices é estabelecer a gama de velocidades do vento na qual o fenômeno ocorre e as máximas amplitudes de vibração para distintos níveis de amortecimento estrutural em relação ao crítico. Além destes, a melhora da resposta através de modificações aerodinâmicas da secção transversal também pode ser investigada.

A turbulência do vento pode ocasionar importantes alterações no fenômeno de desprendimento de vórtices, devendo ser levada em consideração nos ensaios em túnel de

vento. Entretanto, a turbulência presente no escoamento tende a reprimir a excitação por desprendimento de vórtices.

O desprendimento cadenciado de vórtices excita o tabuleiro de pontes em apenas um dos modos de vibração da ponte por vez. Nestas circunstâncias e de acordo com as observações em estruturas reais, as oscilações verticais são as mais frequentemente observadas. Portanto, a formulação teórica do problema pode ser facilmente desenvolvida uma vez que apenas uma equação de movimento, correspondente a um modo de vibração, é considerada por vez.

Irwin (1998) define o deslocamento vertical do tabuleiro como  $h(y,t)$ , onde  $h$  pode ser traduzido como o produto da forma modal  $\phi_h(y)$ , que é função apenas da coordenada  $y$ , e da coordenada generalizada  $q(t)$  que é função do tempo.

$$h(y,t) = \phi(y)q(t) \quad (2.14)$$

A equação do movimento pode ser escrita como:

$$M_g (\ddot{q} + 2\omega_0 \zeta \dot{q} + \omega_0^2 q) = \int_0^L f_h \phi dy \quad (2.15)$$

Onde  $M_g$  é a massa generalizada, dada por:

$$M_g = \int m_c (\phi_x^2 + \phi_y^2 + \phi_z^2) ds \quad (2.16)$$

Onde:

$m_c$ : massa dos elementos da ponte (tabuleiro, cabos e torre) por unidade de comprimento;

$s$ : comprimento de cada coordenada das componentes;

$\phi_x, \phi_y, \phi_z$ :  $x, y, z$  componentes da forma modal de cada ponto da estrutura;

$\omega_0$ : frequência natural circular de cada modo de vibração [rad/s];

$f_h(y, t)$ : força aerodinâmica por unidade de comprimento do tabuleiro;

$L$ : comprimento total do vão sobre o qual as forças aerodinâmicas atuam.

Quando o desprendimento de vórtices é o maior contribuinte da força  $f_h$ , esta pode ser aproximada por uma simples excitação senoidal na frequência  $\omega_v$  de desprendimento, logo:

$$f_h = \frac{1}{2} \rho V^2 B C'_L \text{sen}(\omega_v t) \quad (2.17)$$

Onde:

$\rho$ : massa específica do ar;

$V$ : velocidade do vento;

$B$ : largura do tabuleiro;

$C'_L$ : coeficiente de sustentação flutuante.

O coeficiente de sustentação flutuante é função da forma da secção transversal do tabuleiro da ponte e sofre influências com origem nas amplitudes de oscilação. De forma similar, as forças induzidas pelo desprendimento de vórtices também são dependentes da velocidade de oscilação, modificando assim o amortecimento global da ponte. No entanto, estas dependências são mais relevantes apenas para grandes amplitudes de vibração, além da gama aceitável para uma ponte (Irwin, 1998). Com propósito de utilização de um modelo teórico simplificado para auxiliar na interpretação dos resultados experimentais obtidos em túnel de vento, adotar  $C'_L$  constante é muito utilizado. Utilizando esta aproximação, e assumindo que a força de sustentação flutuante é capaz de mudar de sinal quando a forma modal muda de sinal (devido ao fenômeno de sincronização *lock-in*), a solução para a amplitude vertical de oscilação, no ponto de máximo deslocamento modal é:

$$h_{0\text{máx}} = \frac{\rho V^2 B R C'_L}{4 M_g \zeta \omega_0^2} \phi_{\text{máx}} \int_0^L |\phi| dy \quad (2.18)$$

Onde:

$\phi_{m\acute{a}x}$ : é o máximo valor da forma modal  $\phi$ ;

$R$ : fator de correlação do coeficiente de sustentação flutuante  $C'_L$ .

O fator de correlação  $R$  tem a função de considerar que a correlação do coeficiente de sustentação flutuante  $C'_L$  ao longo do vão pode não ser perfeita. Para correlação perfeita  $R = 1$ . Em caso contrário,  $R$  torna-se menor que 1 e pode ser tratado efetivamente como um fator de correção que modifica  $C'_L$ .

Em modelos seccionais, o valor de  $\phi$  é constante e igual a 1 e a correlação de desprendimento de vórtices ao longo do vão do modelo é geralmente muito boa, de modo que é possível admitir  $R = 1$ . Além disso, a massa generalizada torna-se simplesmente  $mL$ , onde  $m$  é a massa por unidade de comprimento do modelo (incluindo a massa dos apoios externos), e  $L$  é o comprimento do modelo. Neste caso, a equação 2.18 torna-se:

$$h_{0m\acute{a}x} = \frac{\rho V^2 B C'_L}{4m\zeta\omega_0^2} \quad (2.19)$$

Comparando-se as equações 2.18 e 2.19, se pode deduzir que o deslocamento adimensional na estrutura real,  $(h_{0m\acute{a}x}/B)_p$ , está relacionado com o deslocamento adimensional do modelo,  $(h_{0m\acute{a}x}/B)_m$ , da seguinte forma:

$$\frac{(h_{0m\acute{a}x}/B)_p}{(h_{0m\acute{a}x}/B)_m} = \frac{(\rho B^2/m_{equ}\zeta)_p}{(\rho B^2/m\zeta)_m} \frac{(V/\omega B)_p^2}{(V/\omega B)_m^2} \left[ \frac{R\phi_{m\acute{a}x} \int_0^L |\phi| dy}{\int_0^L \phi^2 dy} \right] \quad (2.20)$$

Onde os sub-índices  $m$  e  $p$  referem-se ao modelo e à estrutura real da ponte, respectivamente, e  $m_{equ}$  é a massa equivalente por unidade de comprimento do tabuleiro em escala real, dada por:

$$m_{equ} = \frac{M_g}{L \int_0^L \phi_h^2 dy} \quad (2.21)$$

Observa-se que as contribuições da massa dos cabos e da torre na massa generalizada  $M_g$  são ignoradas (frequentemente pequenas), logo  $m_{equ}$  torna-se a massa por unidade de comprimento. A escala de massas para o modelo seccional da ponte resulta no ajuste de  $(m\zeta/\rho B^2)$  no modelo de modo a obter a igualdade na estrutura real.

O fator dentro dos colchetes da equação 2.20 representa essencialmente dois efeitos:  $R$  representa a correção devido à falta de correlação dos vórtices ao longo do vão em escala real, e a parte do fator envolvendo a forma modal  $\phi$  leva em consideração as diferenças entre as formas modais do modelo e da estrutura real. Devido aos efeitos da turbulência o fator  $R$  é considerado menor do que 1 e o restante do fator envolvendo  $\phi$  é tipicamente maior do que 1. Por exemplo, se  $\phi$  é senoidal, então:

$$\frac{\phi_{hmáx} \int_0^L |\phi_h| dy}{L \int_0^L \phi_h^2 dy} = \frac{4}{\pi} \quad (2.22)$$

Em virtude das incertezas associadas ao efeito de correlação, frequentemente tem-se assumido que o efeito de correlação cancela os efeitos da forma modal, implicando em que o valor do termo entre colchetes seja igual a 1 (equação 2.20). Com essa premissa, um modelo seccional com a massa e o amortecimento corretamente escalados, ou seja,  $(m\zeta/\rho B^2)$  para o modelo igual a  $(m_{equ}\zeta/\rho B^2)$  para a estrutura real, tem a amplitude de deslocamento vertical adimensional  $h_{0máx}/B$  igual à da estrutura real em qualquer respectivo valor de velocidade reduzida  $V/\omega_0 B$ .

É possível avançar no entendimento dos aspectos que envolvem a influência da turbulência na resposta dos modelos seccionais. Os efeitos da turbulência podem ser divididos em duas categorias, uma delas baseada na escala dos turbilhões comparado com a espessura das camadas separada desenvolvidas sob e sobre o tabuleiro.

As pequenas escalas da turbulência são formadas por pequenos turbilhões capazes de interagir com as camadas limites, modificando assim a forma do escoamento e, por conseguinte afetando os coeficientes de sustentação flutuante  $C'_L$ . Estes efeitos podem ser reproduzidos em simulações com modelos seccionais em túnel de vento, introduzindo-se pequenas escalas da turbulência, com as respectivas intensidades, no escoamento incidente.

O outro efeito da turbulência tem origem nos turbilhões de grande escala que podem ser considerados como responsáveis pela diminuição da correlação dos vórtices ao longo do vão. Estes também ocasionam uma perturbação aleatória na velocidade média do vento incidente, alterando a velocidade do escoamento para cima e para baixo da gama crítica de velocidades, reduzindo assim a possibilidade de crescimento das oscilações. Os efeitos de larga escala da turbulência ainda não são simulados nos testes com modelos seccionais, entretanto sua omissão certamente conduz a resultados conservativos (Irwin, 1998). Uma razoável aproximação é garantir o espectro da turbulência apenas para as altas frequências e não tentar simular as grandes escalas da turbulência. Tal situação pode ser garantida satisfazendo-se a seguinte igualdade:

$$\left( \frac{f S_u(f)}{V^2} \right)_m = \left( \frac{f S_u(f)}{V^2} \right)_r \quad (2.23)$$

Para todos os valores de  $fD/V$  maiores que 1, onde:

$f$ : frequência;

$S_u(f)$ : espectro de potência da componente longitudinal da turbulência;

$V$ : velocidade média do vento;

$D$ : altura do tabuleiro [m].

Através desta aproximação as pequenas escalas da turbulência que afetam o recolamento do escoamento são corretamente simuladas, o que pode ter um efeito muito importante no processo de desprendimento de vórtices.

Igualdades similares são também esperadas para os espectros de potência das componentes vertical ( $S_v(f)$ ) e transversal ( $S_w(f)$ ) da turbulência. Na Figura 2.64 é mostrada uma comparação entre os espectros da turbulência simulado e em escala real. Observa-se que as altas frequências do espectro do vento natural foram razoavelmente simuladas.

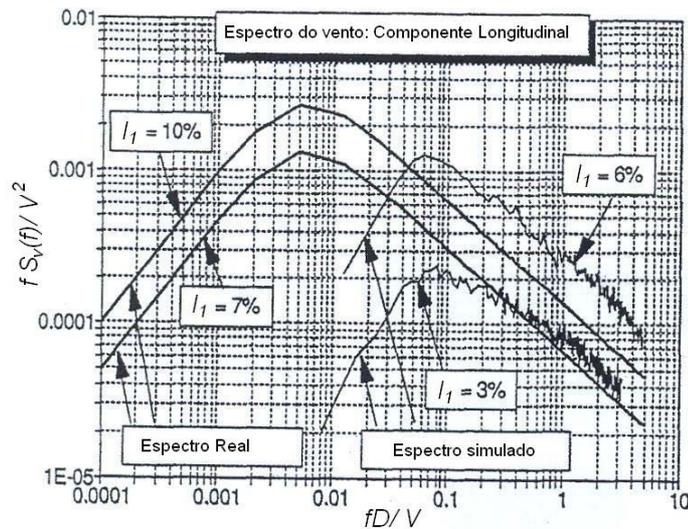


Figura 2.64 – Simulação do espectro da turbulência – altas frequências (Irwin, 1998).

#### 2.2.6.8 Critérios de projeto para desprendimento de vórtices

O desprendimento de vórtices pode ocasionar oscilações verticais ou torcionais com amplitudes limitadas em tabuleiros de pontes com grandes vãos. A *ASCE committee on design loads for bridges* (Buckland, 1981), sugere que as máximas acelerações verticais associadas com as oscilações são:  $0,05g_0$  para velocidades do vento de até 13,4m/s e de  $0,10g_0$  para velocidades maiores, onde  $g_0$  é a aceleração devida à gravidade. Irwin et al., (1997) citam que a versão de 1993 da norma Inglesa (British Design Rules, 1993) classifica as acelerações verticais superiores a  $0,04g_0$  como sendo desagradáveis, sendo abaixo desse valor toleráveis, válida para velocidades do vento de até 20m/s. Classifica ainda que, acelerações superiores a  $0,08g_0$  ocasionam desconforto aos usuários e sugere que sejam adotadas ações corretivas.

Consciente que a amplitude de vibração ocasionada pelo desprendimento de vórtices varia quase que inversamente proporcional à taxa de amortecimento estrutural, torna-se necessário adotar um nível de amortecimento para a aplicação do critério.

Medições do amortecimento estrutural em pontes de grandes vãos indicam que valores inferiores a 0,5% são representativos em vibrações de amplitudes pequenas a moderadas. Portanto, é razoável admitir o valor de 0,5% para estudos em túnel de vento da resposta provocada por desprendimento de vórtices, quando informações mais precisas sobre as características da ponte em questão não são disponíveis.

---

Larsen et al. (1995) citam em seu trabalho que, de acordo com o ISO 2631 (1978), o valor *rms* máximo para acelerações verticais, com frequências menores que 1Hz, é de  $1,5\text{m/s}^2$ .

De Miranda e Bartoli (2001) indicam que os valores limites de aceleração das vibrações associadas ao desprendimento de vórtices, para projeto de pontes de pedestres, devem ser limitados a  $0,5\text{m/s}^2$ . Tal limite resulta de estudos recentes de condições de conforto de pedestres em pontes.

De acordo com Larsen et al. (2000) o valor admissível para a aceleração de pico em pontes seria de  $0,4\text{ m/s}^2$ .

### 2.3 Efeitos de interferência

Na prática da engenharia edifícios e estruturas frequentemente apresentam-se em grupos. O carregamento devido ao vento nestas estruturas é um dos maiores fatores a serem considerados durante a fase de projeto. Sabe-se que os efeitos do vento em estruturas agrupadas podem ser significativamente diferentes em relação ao estudo com apenas uma destas estruturas. Devido aos efeitos mútuos de interferência, o escoamento em torno de um grupo de estruturas pode apresentar características muito interessantes além de fenômenos inesperados. Estes efeitos motivam engenheiros e pesquisadores a realizarem estudos neste assunto (Gu e Sun, 1999).

Inúmeros são os estudos de interferência devidos à ação do vento em estruturas: edifícios altos, pavilhões industriais, torres de refrigeração e chaminés em plantas industriais, linhas de transmissão, cilindros e prismas com seções transversais circulares, retangulares, entre outras e tabuleiros de pontes.

A resposta de uma estrutura à turbulência atmosférica é alterada pela presença de obstáculos ou rugosidades situados a barlavento da mesma. Quando um obstáculo imerso no escoamento situa-se nas proximidades imediatas da estrutura, efeitos adicionais são induzidos e, estes são agrupados sob a denominação de interferência.

Embora neste trabalho a interferência entre tabuleiros de pontes seja de maior interesse, serão apresentados os efeitos observados num arranjo de cilindros circulares. Devido à crescente demanda de tráfego rodoviário se faz necessário ampliar a capacidade da

malha rodoviária. Muitas vezes, pontes novas são construídas em paralelo a uma já existente. Identificar os possíveis efeitos de interferência aerodinâmica nestas situações é de particular interesse na fase de projeto da futura estrutura. Para o caso de cilindros, Daly (1986) comenta que, para espaçamentos entre  $10d$  entre cilindros, a turbulência adicional gerada é de pequena escala e pode aumentar a intensidade do desprendimento de vórtices na estrutura situada a sotavento.

Existem infinitas configurações possíveis nas quais dois cilindros podem ser posicionados. De acordo com Zdravkovich (1982, apud Daly, 1986) os tipos de interferência entre cilindros podem ser classificados nas seguintes categorias:

1. **Interferência por proximidade:** o escoamento resultante é influenciado pela proximidade entre os cilindros e os dois corpos são significativamente afetados pela interação resultante.
2. **Interferência da esteira:** Neste caso, o cilindro a sotavento está próximo ou imerso na esteira do cilindro de barlavento, mas não tão perto a ponto de inibir o desprendimento de vórtices. Apenas o cilindro a sotavento é significativamente afetado.

As regiões nas quais os efeitos de interferência ocorrem são ilustradas na Figura 2.65. Adicionalmente à classificação das interferências mencionada, os cilindros são descritos como posicionados lado a lado (*side by side*) ou um atrás do outro (*tandem*).

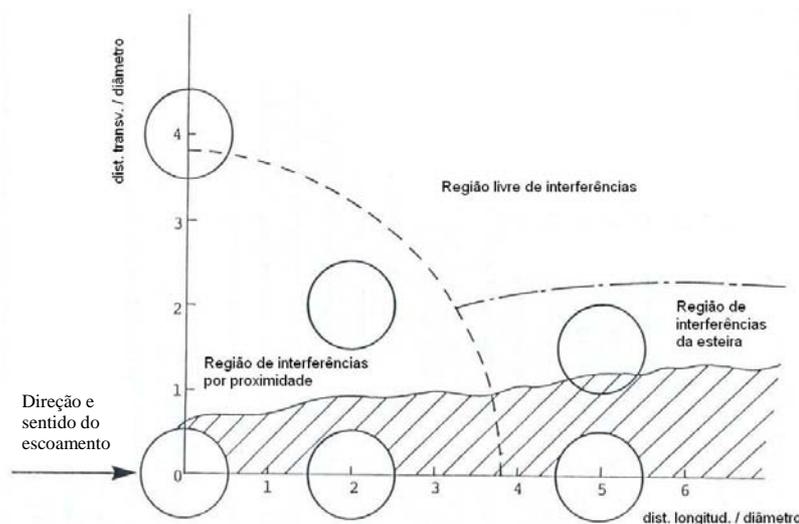


Figura 2.65 – Classificação das regiões de interferência (Zdravkovich, 1982).

---

Na situação em que os cilindros estão posicionados lado a lado, os mesmos são afetados apenas por efeitos de proximidade. Para um espaçamento lateral entre centros maior que  $5d$  (diâmetros) não foi observada interação entre os escoamentos, cada cilindro comporta-se como isolado (Zdravkovich, 1977 apud Daly, 1986). Na medida em que o espaçamento é reduzido, o desprendimento de vórtices de cada um dos cilindros começam a acoplar numa configuração fora de fase. O coeficiente de arrasto diminui e desenvolvem-se forças de sustentação. A simetria no escoamento faz com que as forças sejam praticamente idênticas nos dois cilindros. Esta simetria é mantida até alcançar um espaçamento em torno de  $2,25d$ , a partir do qual ocorrem alterações no escoamento. As perturbações no escoamento fazem com que a esteira de um dos cilindros seja reduzida, de modo que diferentes forças aerodinâmicas e números de Strouhal são observados em cada cilindro, variando entre 0,08 e 0,31. O escoamento já não é mais estável, alternando a direção com intervalos de tempo irregulares. Este escoamento alterado é observado para afastamento de até  $1,2d$ , a partir do qual os dois cilindros passam a comportarem-se como um único corpo rombudo. Um par de vórtices passa a desprender-se nas laterais do “novo” corpo formado e as forças nos dois cilindros são idênticas.

Quando os cilindros estão posicionados com a linha que passa sobre os seus centros paralela ao escoamento, ambos os efeitos de interferência por proximidade e pela esteira são relevantes dependendo da distância entre eles. Quando posicionados muito próximos, ou seja, com a distância entre os centros menor que  $1,1d$ , eles atuam como um único corpo com elevado número de Strouhal. Valores em torno de 0,29 foram reportados por Zdravkovich (1982, apud Daly, 1986) em regime subcrítico. Não ocorre o recolamento do escoamento separado, e uma força de arrasto negativa ocorre no cilindro a sotavento. Na medida em que o espaçamento é aumentado o escoamento é caracterizado pelo recolamento do escoamento separado no cilindro de barlavento no de sotavento. O desprendimento de vórtices no cilindro de barlavento é inibido e a região de estagnação formada entre os dois cilindros contribui para que a força de arrasto seja negativa no cilindro de sotavento. A força de arrasto no cilindro de barlavento é muito parecida com a observada em um cilindro isolado. Estas características persistem até que um espaçamento crítico é alcançado e os vórtices passam a desprender de ambos os cilindros. Agora, a região de estagnação desloca-se para a esteira do cilindro de sotavento e a força de arrasto torna-se positiva. Esta força aumenta na medida em que o espaçamento é incrementado, mas para afastamentos de até  $50d$ , o valor é inferior ao obtido para o cilindro isolado (Zdravkovich, 1977 apud Daly, 1986).

Para o espaçamento crítico que ocorre para uma distância entre  $3,0d$  e  $3,8d$ , a frequência de desprendimento de vórtices passa de um baixo valor, enquanto o escoamento recola, a um elevado valor devido ao desprendimento de vórtices que se inicia do cilindro de barlavento. Estas condições de escoamento alternam segundo pequenos intervalos de tempo. A dispersão entre os valores de espaçamento crítico e respectivos números de Strouhal encontrada na literatura é provavelmente devida aos efeitos do número de Reynolds, da rugosidade superficial dos cilindros e de outras condições experimentais (Zdravkovich, 1977 apud Daly, 1986).

A seguir serão apresentados estudos e exemplos de ocorrência de pontes paralelas reportadas na literatura. Estão divididas as situações em que os tabuleiros de pontes paralelos são independentes e quando estão conectados. Os estudos apresentados contemplam ensaios em túnel de vento e simulações numéricas.

### 2.3.1 Pontes com tabuleiros paralelos – independentes

De acordo com Scruton (1955) foram realizados testes com o intuito de verificar a existência de possíveis efeitos de interferência ocasionados pela esteira da, já existente, ponte ferroviária sobre uma nova ponte a ser construída. Na Figura 2.66 são mostrados os modelos seccionais da ponte *Runcorn-Widnes* (primeiro plano) e da ponte ferroviária adjacente no interior do túnel de vento.

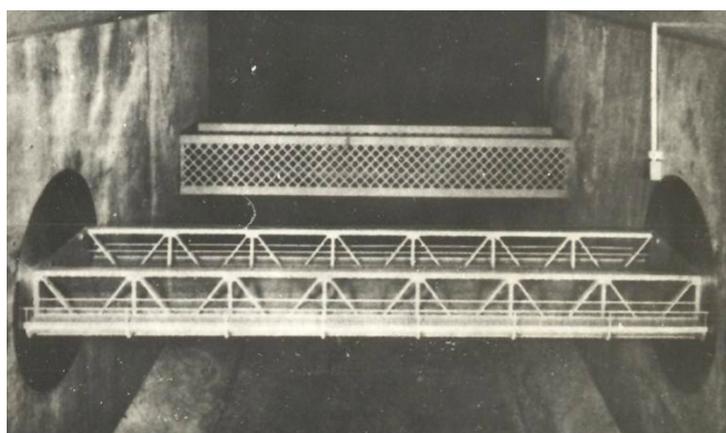


Figura 2.66 – Modelos seccionais da ponte *Runcorn-Widnes* (primeiro plano) e da ponte ferroviária adjacente (segundo plano) (Scruton, 1955).

Honda et al., (1990) realizaram testes com modelos seccionais de uma ponte com três tabuleiros paralelos cujo traçado, em planta baixa, apresenta uma leve curvatura conforme mostrado na Figura 2.67.

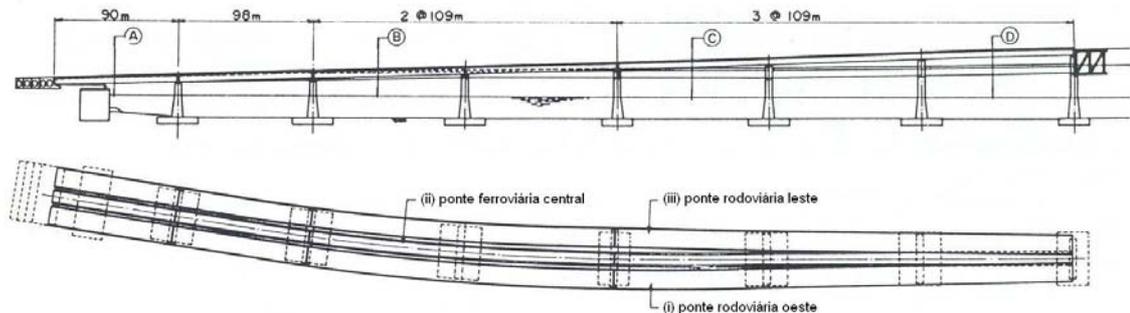


Figura 2.67 – Elevação e planta baixa das pontes de acesso ao aeroporto *Kansai*. (Honda et al., 1990).

Na primeira fase do estudo foram realizados testes com cada uma das pontes isoladas e constatadas vibrações por desprendimento de vórtices nos dois tabuleiros mais externos além de oscilações na ponte central, conforme mostrado na Figura 2.68.

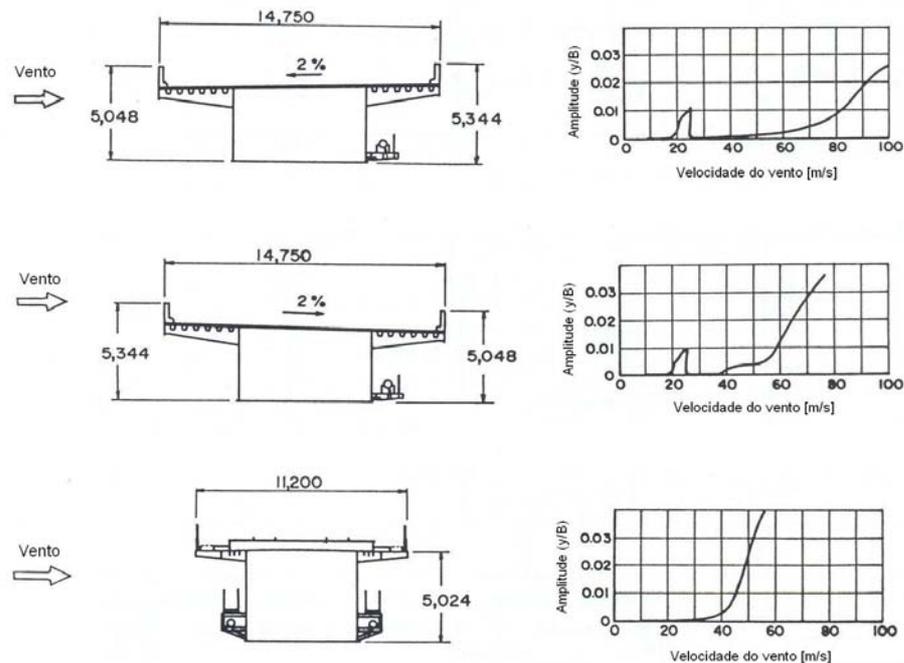


Figura 2.68 – Seções transversais das pontes de acesso ao aeroporto *Kansai*. Deslocamentos verticais em função da velocidade do vento para secções isoladas (Honda et al., 1990).

Quando testadas nas disposições que serão construídas, as respostas dos tabuleiros sofreram alterações devidas à interferência aerodinâmica. Na figura 2.69 são mostradas as

respostas verticais em função da velocidade do vento para cada um dos distintos arranjos testados em túnel de vento.

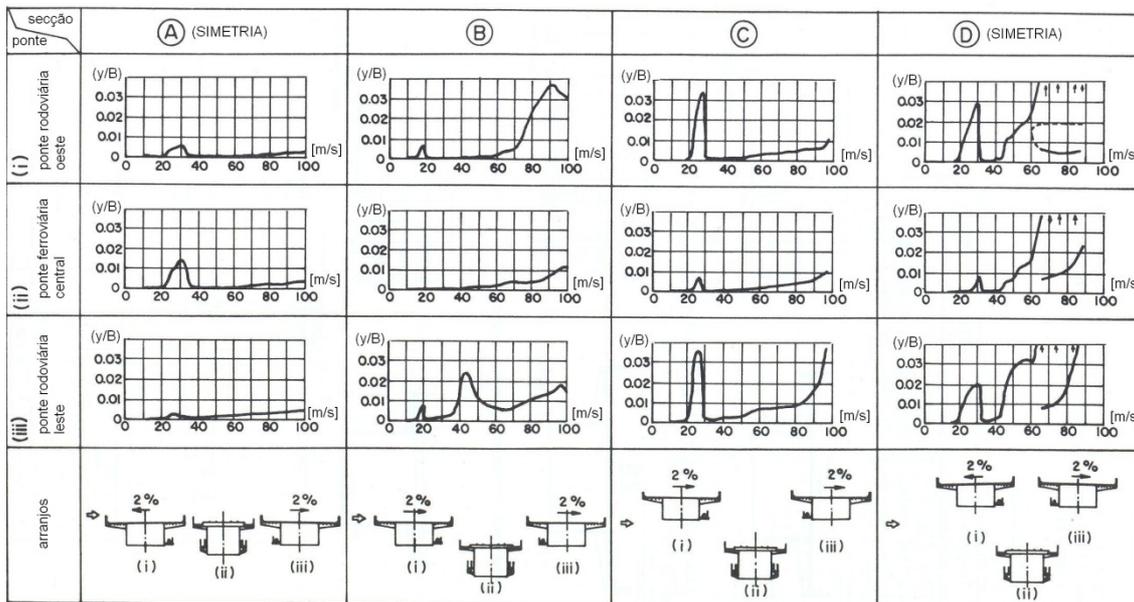


Figura 2.69 – Deslocamentos verticais em função da velocidade do vento para as pontes de acesso ao aeroporto *Kansai*. Efeitos de interferência. (Honda et al., 1990).

Como pode ser observado na Figura 2.69, para a configuração (D), as amplitudes de oscilação por desprendimento de vórtices foram aumentadas em três vezes em relação ao teste com modelo isolado mostrado na Figura 2.68. De uma forma geral, a estabilidade aerodinâmica foi reduzida na medida em que o tabuleiro central (ii) se afasta verticalmente dos laterais (i) e (iii).

Com a finalidade de investigar os efeitos de amplificação da resposta devida ao desprendimento de vórtices foram realizados testes com um ou dois modelos fixos. Foi constatado que a resposta induzida pelo desprendimento de vórtices do tabuleiro (i) foi amplificada sempre que os tabuleiros a sotavento (ii) e (iii) foram mantidos fixos, sem oscilar. A amplificação foi maior quando ambos foram impedidos de oscilar, cerca de 7%.

Grillaud et al., (1992) demonstram a importância de investigar os efeitos de interferência entre tabuleiros de pontes. Os autores estudaram o comportamento dinâmico de uma ponte estaiada a ser construída nas proximidades de uma ponte em arcos, na França. Na Figura 2.70 podem ser vistos os modelos no interior do túnel de vento.

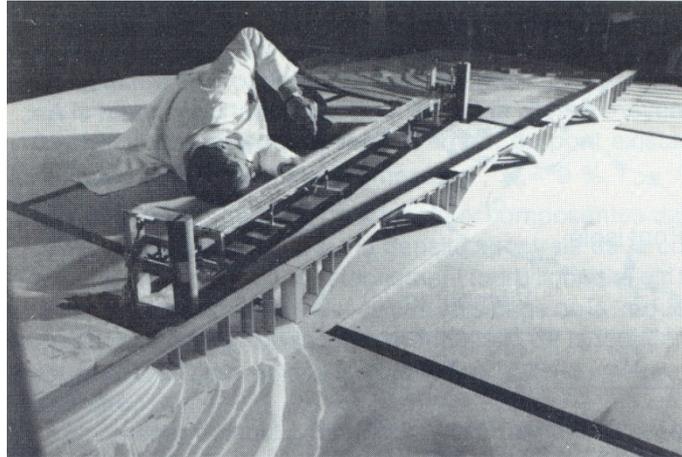


Figura 2.70 – Modelo aeroelástico da ponte com cabos próximo à ponte em arcos. (Grillaud et al., 1992).

Foi constatado um comportamento dinâmico bastante intenso da ponte estaiada (nova estrutura) ocasionado pelo desprendimento de vórtices no topo dos arcos da ponte existente. Modificações na geometria da ponte em arcos possibilitaram a redução da resposta induzida na ponte estaiada. Na Figura 2.71 são mostrados os efeitos de interferência ocasionados pela ponte existente e as propostas de modificação da secção transversal da ponte em arcos.

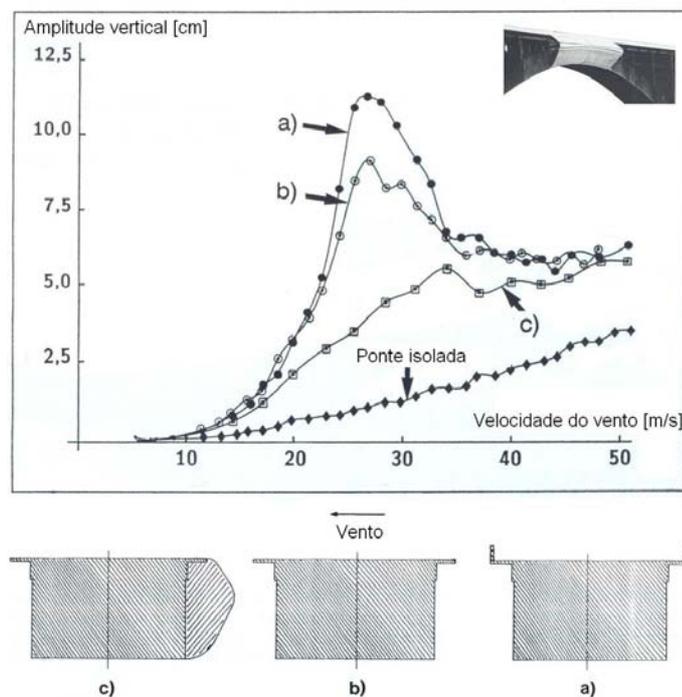


Figura 2.71 – Resposta vertical do modelo aeroelástico para diferentes modificações na geometria externa da secção transversal da ponte em arcos. (Grillaud et al., 1992).

Larsen et al., (2000) estudaram os efeitos de interferência aerodinâmica entre tabuleiros paralelos de pontes estaiadas. Trata-se de uma nova ponte construída paralelamente a uma já existente (mesma cota vertical), distante 41,8m entre eixos e 16m entre bordos. A secção transversal da nova ponte tem 33,5m de largura e 3,6m de altura, com geometria de caixão duplo de concreto armado com transversinas. Já a secção transversal da ponte antiga é do tipo treliçada. As relações entre as frequências de torção e de sustentação para as duas pontes são bastante baixas, em torno de 1,3 para a antiga e 1,4 para a nova. Na Figura 2.72 são mostradas as pontes sobre o Rio Ozama, Republica Dominicana.



Figura 2.72 – Fotografias das pontes sobre o Rio Ozama, Rep. Dominicana.

Foram realizados testes para investigar o desempenho aerodinâmico da nova ponte, bem como os efeitos de interferência da nova sobre a antiga e vice-versa. Os testes estáticos foram realizados para a estrutura nova isolada e sob o efeito da estrutura antiga a barlavento. A ponte antiga funcionou como um escudo, reduzindo significativamente coeficientes de arrasto da nova ponte. Poucas alterações em termos de coeficientes de momento torçor e sustentação foram observadas (Larsen et al., 2000).

Foi observado que os resultados dos testes sofrem influência direta do posicionamento das pontes, ou seja, se posicionada a barlavento ou sotavento da qual está se realizando as medidas. Como pode ser observado na Figura 2.73 (a), na situação em que são feitas medidas sobre a ponte nova, com a antiga posicionada a barlavento a resposta foi eliminada, ou seja, só foram observadas amplitudes significativas quando a ponte antiga foi posicionada a sotavento. Na Figura 2.73 (b) as medidas são feitas na ponte antiga alterando a posição da nova estrutura. Observa-se que a antiga tem um bom comportamento aerodinâmico, exceto quando a nova ponte é posicionada a barlavento da antiga.

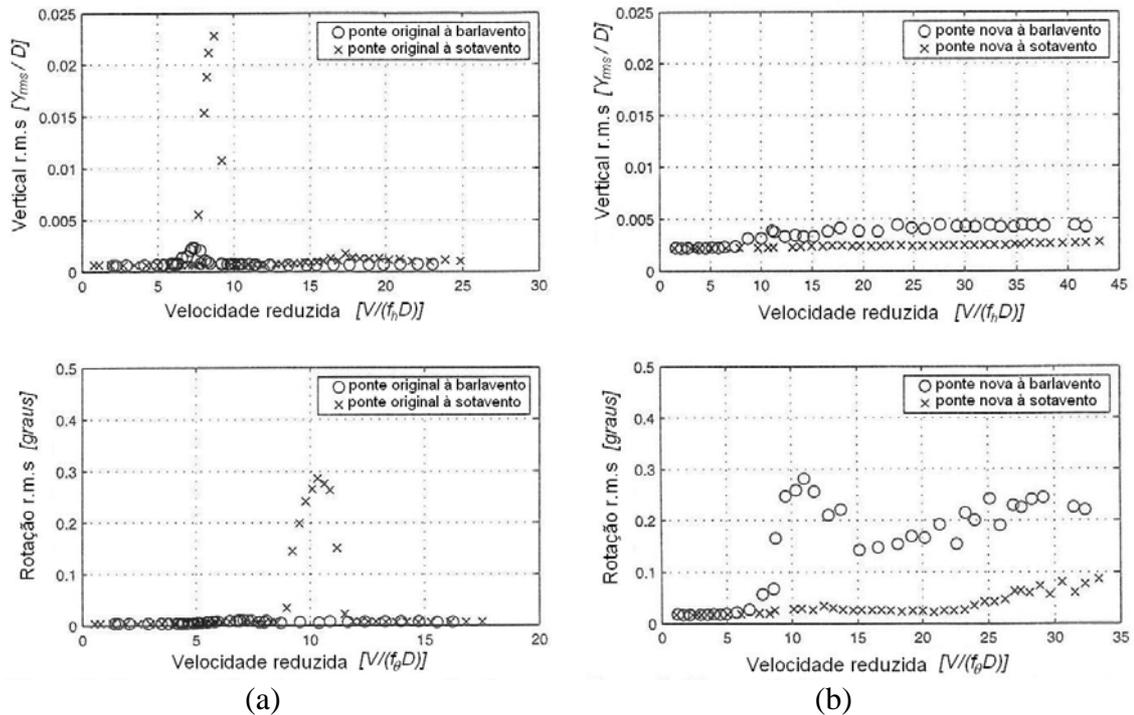


Figura 2.73 – Respostas induzidas pelo desprendimento de vórtices para as duas pontes paralelas: (a) medidas correspondentes à nova ponte ( $D = 3,6\text{m}$ ), (b) medidas correspondentes à antiga ponte ( $D = 2,8\text{m}$ ). (Larsen et al., 2000).

Marcante é o fato de que as oscilações torcionais observadas ocorreram a uma mesma velocidade reduzida, definido uma frequência de Strouhal constante e, as oscilações coincidentemente apresentaram os mesmos valores. Os autores destacam a importância na realização de estudos em túnel de vento para aumentar o conhecimento sobre pontes.

Em situações específicas, a construção de uma nova estrutura paralela (lateral ou vertical) à existente pode ser uma alternativa frente ao substancial aumento de tráfego. Meio século depois da construção da ponte de *Tacoma* que substituiu àquela destruída pelo vento em 1940, o departamento de transportes do estado de Washington (*WSDOT*) iniciou o projeto de construção de uma nova ponte paralela à existente (Irwin et al., 2005), mostrada na Figura 2.74, com conclusão prevista para 2007. A grande proximidade entre as duas pontes torna provável a ocorrência de efeitos de interação aerodinâmica entre as mesmas, exigindo estudos em túnel de vento.



Figura 2.74 – Futura configuração das pontes paralelas de *Tacoma* – EUA.

De acordo com a publicação na internet do órgão de transportes de Washington (WSDOT, *Washington State Department of Transportation*), pesquisadores do *NRC Institute for Aerospace Research* (NRC-IAR) juntamente com a equipe da *Rowan Williams Davies & Irwin Inc.* (RWDI) utilizaram o túnel de vento do NRC para testes com modelos aeroelásticos completos das pontes paralelas de *Tacoma*.

Na Figura 2.75 são mostrados os modelos aeroelásticos completos no interior do referido túnel de vento. Esta configuração de testes permitirá aos pesquisadores identificarem os efeitos de interferência decorrentes da proximidade entre as duas estruturas. Segundo Irwin et al. (2005), esta é a primeira vez que dois modelos aeroelásticos completos de pontes pênséis são testados lado a lado.



Figura 2.75 – Modelo aeroelástico completo das pontes paralelas de *Tacoma* – EUA no interior do túnel de vento.

De acordo com Irwin et al. (2005), foram realizados testes com modelos seccionais das pontes paralelas de *Tacoma* para investigar as condições de estabilidade dos dois tabuleiros frente ao desprendimento de vórtices e drapejamento. Os modelos seccionais utilizados foram construídos em escala geométrica 1:50 e testados em escoamentos uniforme e suave e uniforme e turbulento (Figura 2.76). A distância entre os eixos das pontes é de 61m, resultando num afastamento entre as faces dos tabuleiros de aproximadamente 40m. Os testes com o tabuleiro da ponte existente (isolado) indicaram um bom comportamento aerodinâmico, com velocidade crítica de drapejamento superior a 63m/s.

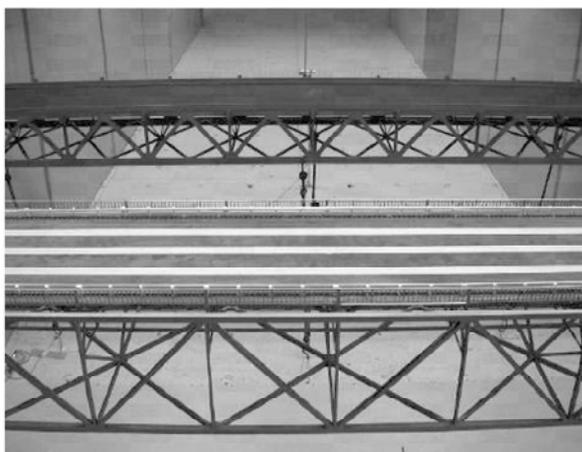


Figura 2.76 – Fotografia dos modelos seccionais das pontes paralelas de *Tacoma* no interior do túnel de vento.

Durante os testes com os dois modelos seccionais, as medidas foram feitas segundo os graus de liberdade vertical e torcional, em um modelo por vez. Trocando-se os modelos de posição foi possível investigar todas as configurações desejadas.

Na Figura 2.77 são mostrados os resultados em termos de coeficientes aerodinâmicos de arrasto, sustentação e de torção, em função do ângulo de incidência do vento, para cada uma das pontes, com a outra à barlavento ou à sotavento. O ângulo de incidência está referenciado ao plano horizontal da ponte, sendo positivo para vento soprando na face inferior do tabuleiro. Pode ser observada uma queda substancial nos valores do coeficiente de arrasto em ambos os casos, nos quais a outra ponte encontra-se à barlavento, sugerindo um efeito de proteção. Nos gráficos dos coeficientes de sustentação e de torção percebe-se que os mesmos são menos afetados (Irwin et al., 2005).

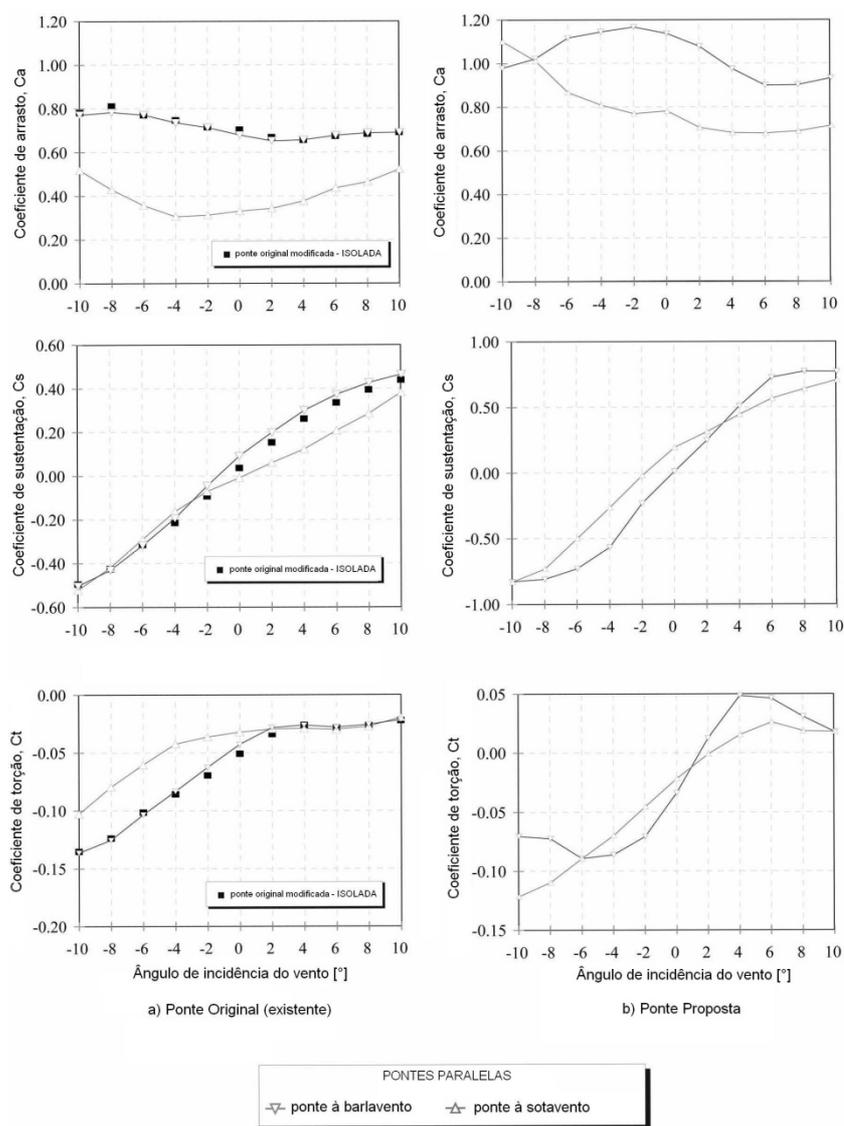


Figura 2.77 – Coeficientes aerodinâmicos para os tabuleiros paralelos de *Tacoma* (Irwin et al., 2005).

Um dos principais objetivos do uso de modelos seccionais é a determinação de oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices e instabilidades ocasionadas por drapejamento. Nenhum dos dois tabuleiros apresentou oscilações importantes devidas a desprendimento de vórtices. O amortecimento aerodinâmico torcional, mostrado de forma gráfica na Figura 2.78, para ângulo de incidência de  $0^\circ$  é um importante indicador de drapejamento. Quando o amortecimento aerodinâmico torcional torna-se negativo e com valor igual ao amortecimento estrutural, tem-se uma indicação do início do drapejamento. Observa-se na Figura 2.78 que o amortecimento aerodinâmico medido é positivo para a gama de velocidades do ensaio, indicando uma boa estabilidade dos tabuleiros.

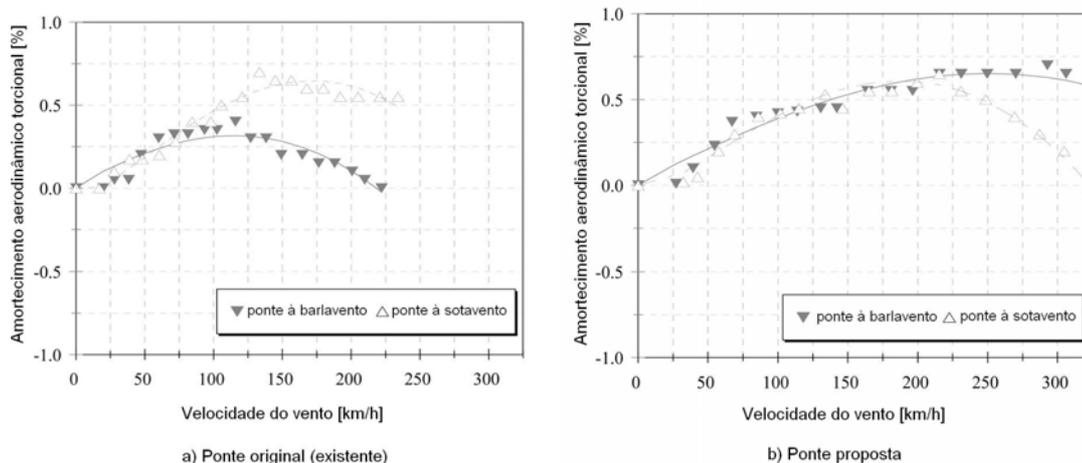


Figura 2.78 – Amortecimento aerodinâmico das pontes paralelas de *Tacoma* (Irwin et al., 2005).

Em termos da interferência entre os tabuleiros paralelos observa-se que, a presença da ponte proposta a barlavento da existente geralmente melhora a estabilidade da existente, comparada à situação em que a ponte proposta está a sotavento. Para incidências do vento diferentes de  $0^\circ$  ( $\pm 2,5^\circ$  e  $\pm 5^\circ$ ) a estabilidade tende a ser melhorada para alguns ângulos e piorada para outros.

Devido ao aumento do tráfego e pelo fato de que uma das duas pontes paralelas existentes (erguida em 1927) apresentar péssima condição estrutural, uma terceira ponte (pênsil) foi construída e completada em 2003 (Ketchum), a terceira ponte de *Carquinez*. Durante a elaboração do projeto vários testes em túnel de vento foram realizados visando elucidar os efeitos de interferência aerodinâmicos da nova estrutura. Na Figura 2.79, podem ser vistas as pontes paralelas de *Carquinez* no estado da Califórnia, EUA.

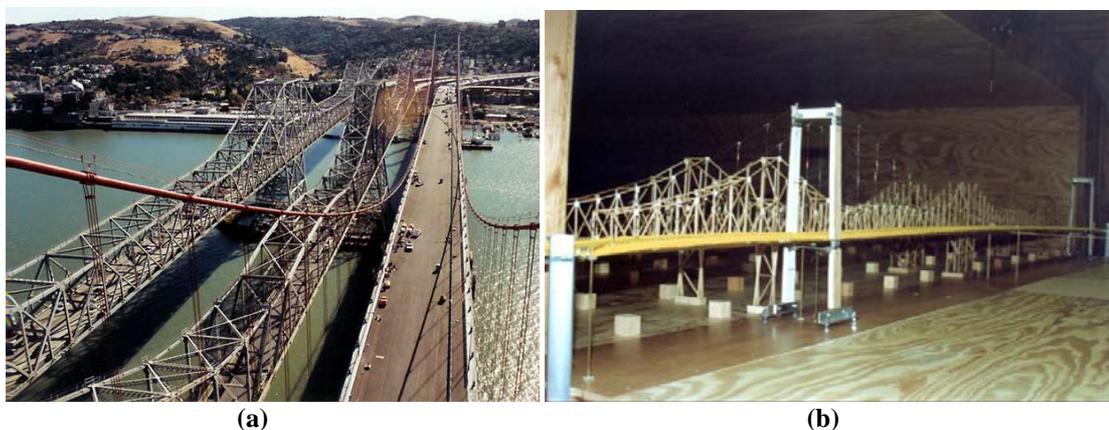


Figura 2.79 – (a) 3ª Ponte *Carquinez* – EUA e (b) modelo aeroelástico completo das pontes paralelas no interior do túnel de vento.

Outro exemplo de pontes com tabuleiros paralelos são as pontes estaiadas *Meiko Nishi*, no Japão, mostradas na Figura 2.80.



Figura 2.80 – Fotografia das pontes paralelas *Meiko Nishi* - Japão.

Mashnad et al., (2005) além de estudar o comportamento das pontes estaiadas paralelas *Fred Hartmann* em túnel de vento, realizaram uma campanha de medições em escala real durante seis anos. Na Figura 2.81 são mostradas fotografias das pontes construídas no Texas, EUA.



Figura 2.81 – Fotografia das pontes estaiadas *Fred Hartmann* (Liu et al., 2007).

Estes pesquisadores identificaram durante os testes com modelos seccionais a ocorrência de três picos, na resposta vertical, devidos ao desprendimento de vórtices. Os estudos realizados por Mashnad et al., (2005) e Mashnad e Jones, (2005) foram apresentados com maiores detalhes na seção 2.2.6.3.

Mais recentemente, Liu et al., (2007), estudaram em túnel de vento os efeitos de interferência das pontes estaiadas *Hongdao* na China. Na Figura 2.82 são mostradas as secções transversais dos tabuleiros das pontes.

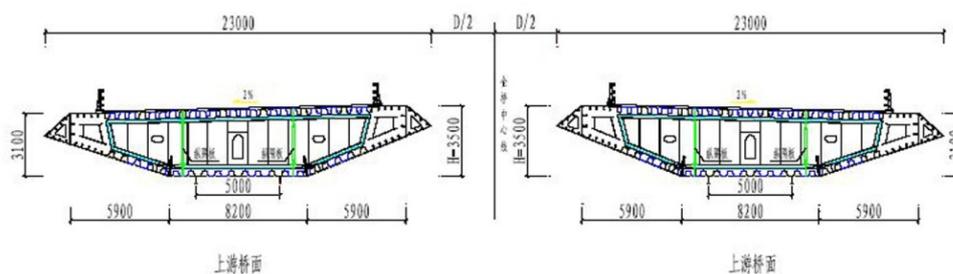


Figura 2.82 – Esquema da secção transversal das Pontes *Hongdao*. Medidas em [mm] (Liu et al., 2007).

Sugiyama et al., (2007), testaram os efeitos do vento sobre as quatro pontes paralelas – *Taxiway Bridges at Tokio International Airport*. Na Figura 2.83 é mostrado o modelo das pontes no interior do túnel de vento e um esquema da secção transversal das mesmas.

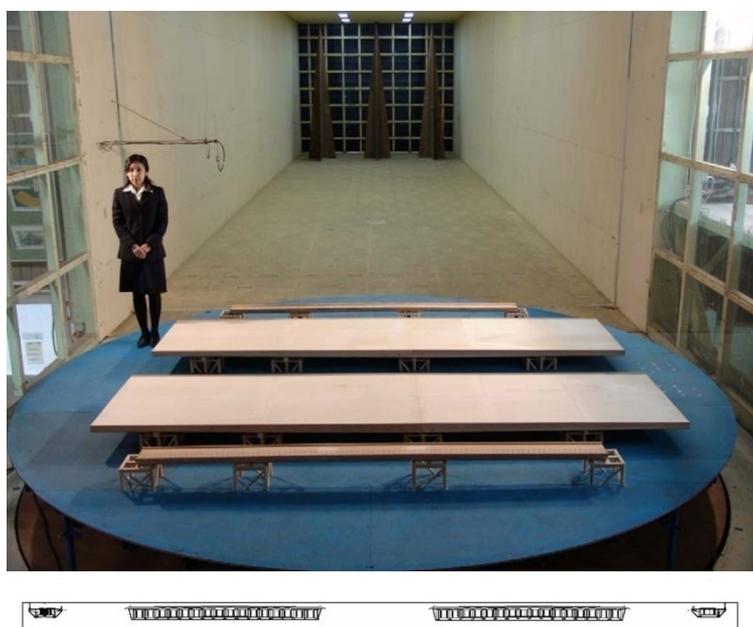


Figura 2.83 – Fotografia das pontes *Taxiway* no interior do túnel de vento e esquema das secções transversais (Sugiyama et al., 2007).

Outra alternativa, para o problema do aumento do tráfego, é a construção de tabuleiros com duas camadas (tipo caixão), por exemplo, na ponte *Young-Jong* na Coreia (Kwon et al., 1995), na ponte *Oresund*, na travessia entre a Suécia e a Dinamarca (Strommen et al., 1999) e na ponte *Tsing Ma* em Hong Kong, mostrada na Figura 2.84 (Zhu et al., 2002a e b). Normalmente os veículos automotores trafegam na parte superior do tabuleiro e na parte interior os veículos sobre trilhos. Na Figura 2.85 é mostrado um exemplo e viaduto com duas pistas paralelas.

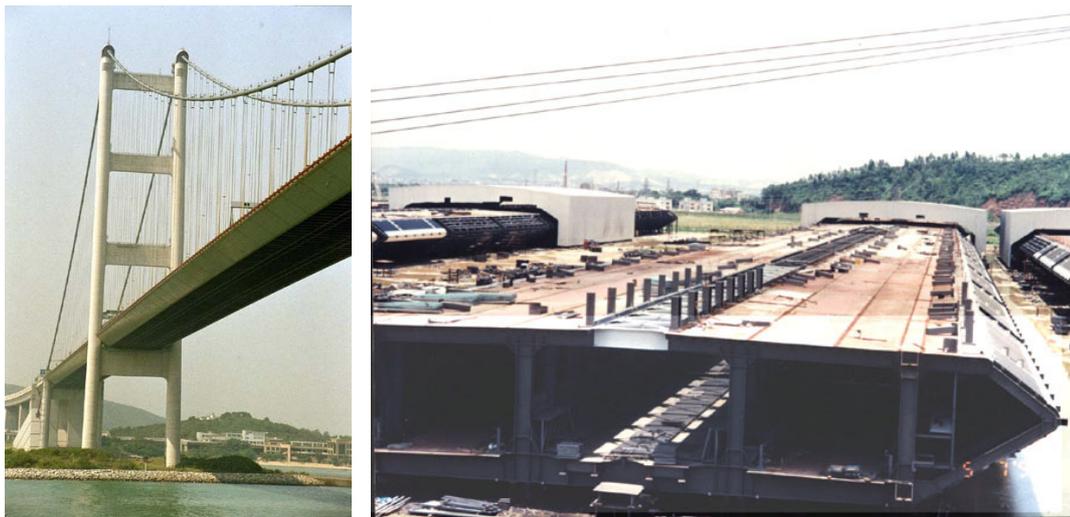


Figura 2.84 – Fotografia da ponte *Tsing Ma* – Hong Kong.



Figura 2.85 – Fotografia de viadutos paralelos.

Levando-se em consideração a possibilidade de que as novas construções de pontes possam ocorrer em paralelo a alguma já existente, ou que os projetos contemplem trechos que se cruzam, como é o caso das pontes do Complexo Viário Real Parque, torna-se necessário conhecer os efeitos de interferência, devidos à ação do vento, existentes entre tabuleiros dispostos em paralelo.

### 2.3.2 Pontes com tabuleiros paralelos – conectados

De acordo com Larsen et al. (1998), no início dos anos 80, Richardson (1981) propôs o conceito dos tabuleiros gêmeos como uma alternativa de projeto para pontes pênses com grandes vãos. O conceito de tabuleiros gêmeos, proposto por Richardson (1981), prevê que exista uma distância lateral suficientemente grande entre os tabuleiros, formando um espaço para circulação do ar entre os mesmos. Para uma situação de vento incidente com pouca inclinação em relação a horizontal, os coeficientes aerodinâmicos de sustentação e de torção são praticamente idênticos aos de um tabuleiro tradicional. Entretanto, a velocidade crítica torna-se consideravelmente maior devido ao elevado amortecimento aerodinâmico rotacional, fazendo com que a estabilidade frente ao drapejamento aumente consideravelmente.

Segundo Larsen et al. (1998), Richardson (1981) iniciou a elaboração de um modelo matemático para a previsão da velocidade crítica de drapejamento em tabuleiros gêmeos, entretanto não conseguiu concretizá-lo. Larsen et al. (1998) propõe um modelo matemático simplificado para a previsão da velocidade crítica de drapejamento em função da posição relativa entre os tabuleiros (distância). O autor utilizou o programa para aplicações em pontes com tabuleiros múltiplos, DVMFLOW, com uma secção transversal genérica, variando o espaçamento entre os tabuleiros, de acordo com a Figura 2.86.

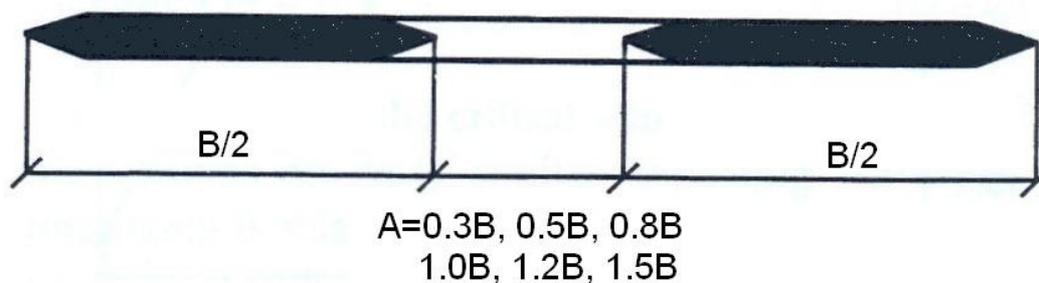


Figura 2.86 – Geometria dos tabuleiros gêmeos selecionada para as simulações com o DVMFLOW (Larsen et al., 1998).

Uma comparação de distintas formas de previsão da velocidade crítica de drapejamento é mostrada na Figura 2.87, em função da razão  $A/B$  e do resultado obtido em túnel de vento. Todas as previsões apresentam uma boa concordância, sendo que a simulação através do DVMFLOW conduz a velocidades críticas mais elevadas em relação ao modelo desenvolvido, ambos coerentes com o resultado obtido em túnel de vento.

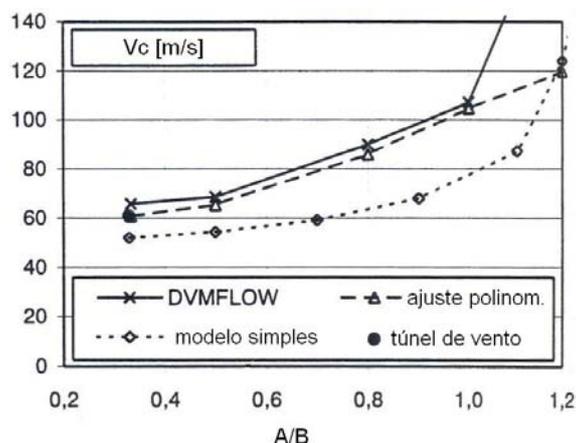


Figura 2.87 – Velocidade crítica de *flutter* em função da razão  $A/B$  (Larsen et al., 1998).

Como pode ser observado, nas visualizações do escoamento simulado pelo modelo simplificado desenvolvido por Larsen et al. (1998) na Figura 2.88, a recirculação da esteira do tabuleiro de barlavento pode afetar (produzir efeitos) no tabuleiro de sotavento:

1. A presença da esteira de barlavento pode ocasionar uma redução na velocidade e mudança na direção do vento incidente sobre o elemento de sotavento;
2. A esteira de barlavento pode interferir ou misturar-se à esteira de sotavento de forma a cancelar (inibir) ou aumentar a vorticidade induzida;
3. O tabuleiro de sotavento pode extinguir a oscilação da esteira de barlavento.

Estes efeitos citados e, possivelmente outros podem ser os responsáveis pelas diferenças observadas na Figura 2.87 (velocidades críticas), entre a simulação com DVMFLOW e o modelo simplificado desenvolvido (Larsen et al., 1998).

As simulações para verificar os efeitos de interferência entre os tabuleiros foram realizadas para uma razão  $A/B = 0,5$  e deslocamentos verticais a partir da condição de alinhamento dos tabuleiros de  $y = B/11$  e  $y = B/4$ . Da Figura 2.88 observa-se que apenas nas configurações em linha e com  $y = B/11$  o tabuleiro de barlavento afeta o de sotavento. As velocidades críticas de drapejamento são bastante próximas para as situações testadas, indicando que o efeito da esteira do tabuleiro de barlavento pouco afeta a estabilidade aeroelástica de tabuleiros gêmeos, quando conectados.

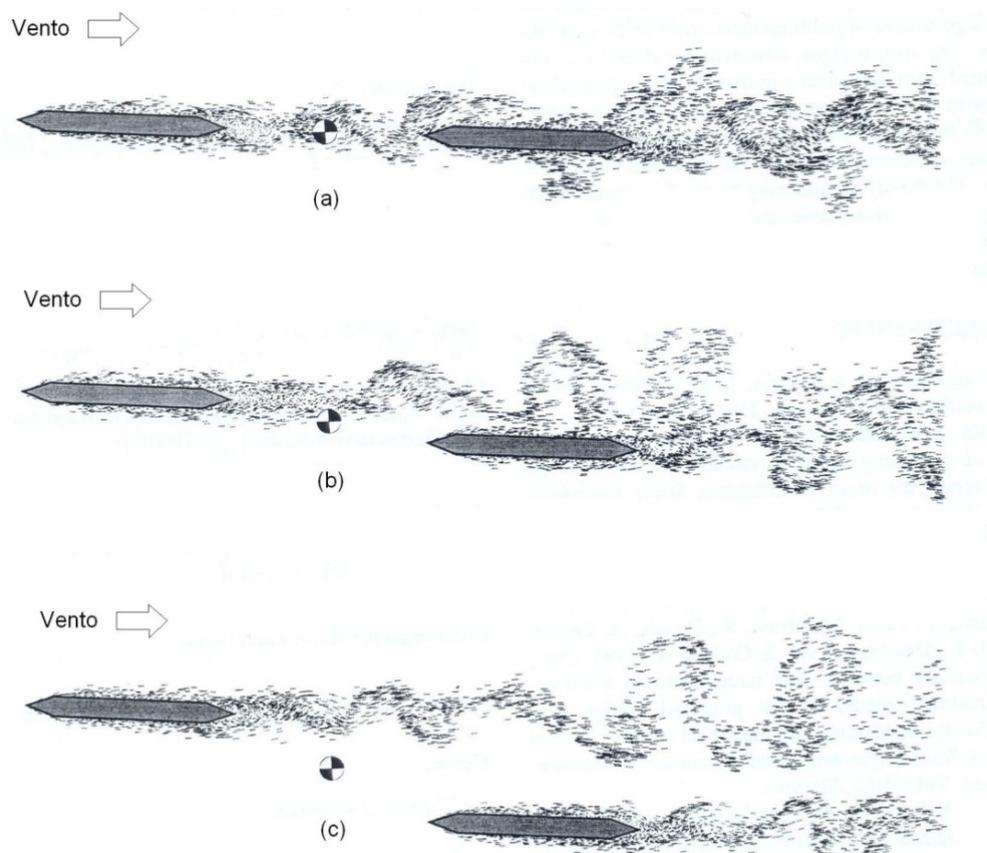


Figura 2.88 – Visualizações do escoamento para uma razão  $A/B = 0,5$  para: (a) tabuleiros alinhados; (b) tabuleiros com afastamento  $y = B/11$  e (c) tabuleiros com afastamento  $y = B/4$  (Larsen et al., 1998).

Larsen e Astiz (1998) investigaram a estabilidade aeroelástica por drapejamento da ponte *Gibraltar* cujos vãos investigados, durante a fase preliminar de projeto, eram de 3550m e 5000m. Este estudo comprovou a já anunciada melhora no desempenho aerodinâmico proporcionada por tabuleiros gêmeos e tabuleiros únicos vazados em relação aos convencionais (Richardson, 1981). Estes testes contemplaram a verificação da influência do espaçamento entre os tabuleiros, ou perfuração de um único, bem como telas porosas (*wind screen*) que evidenciaram, independentemente das diferenças entre os tabuleiros e telas porosas que: o aumento da razão entre área das aberturas e área total ou do espaçamento entre os tabuleiros faz com que a velocidade crítica de drapejamento aumente em relação ao tabuleiro convencional. Telas porosas nos bordos do tabuleiro, com porosidades entre 50% e 70% melhoram a estabilidade aeroelástica.

---

### 3 Técnicas de Modelagem

#### 3.1 Requisitos de Semelhança

Testes em túnel de vento de modelos de pontes envolvem a forte interação entre a estrutura do modelo e o escoamento. O significado imediato desta é que não apenas a estrutura deve ser corretamente modelada, mas também o escoamento, suas características próprias de acordo com o local de construção da ponte.

Uma modelagem correta implica que os parâmetros adimensionais de semelhança sejam exatamente os mesmos na estrutura e no modelo. Entretanto, quase que invariavelmente, a duplicação completa desses parâmetros é impraticável ou na maioria das vezes impossível. Realmente, os requisitos de semelhança só podem ser completamente satisfeitos se o modelo e a estrutura real são idênticos.

A decisão mais importante durante o processo de modelagem consiste na determinação de quais relações de semelhança devem ser atendidas de tal forma que, aquelas que deixarem de ser cumpridas causem o menor prejuízo aos testes. Essa decisão deve ser tomada com base no conhecimento dos principais parâmetros envolvidos, ou seja, na identificação dos parâmetros dominantes. Dessa forma os menos importantes podem deixar de ser considerados.

Abaixo estão listados alguns itens importantes a serem considerados numa modelagem em túnel de vento:

- Detalhes aerodinâmicos significativos da geometria da ponte;
- Rigidez dos elementos modelados em todos os graus de liberdade necessários;
- Massa e momento de inércia de massa de todos os elementos;
- Amortecimento estrutural;
- Forma dos modos de vibração e relação de frequências entre cada modo;
- Condições de contorno: topografia e/ou vizinhança;
- Velocidade reduzida de acordo com a escala de velocidades e escala de tempo.

---

### 3.1.1 Semelhança do vento

Os requisitos de semelhança das características dos ventos simulados em túneis de vento ou em modelos matemáticos vêm sendo discutidos por meteorologistas e engenheiros. De acordo com Tanaka (1990) a simulação do vento pode ser dividida em duas categorias: uma é a simulação das características médias da camada limite turbulenta que se aproxima da estrutura em estudo (*far field*), caracterizando o local de entorno da construção. Outra é a simulação da estrutura do vento próximo à mesma (*near field*), que é certamente bem mais influenciada pelas características topográficas locais.

As características do campo que se aproxima da estrutura são geralmente definidas pelos seguintes parâmetros:

- Distribuição horizontal e vertical das velocidades médias do vento;
- Quantidades espectrais das componentes da velocidade:
  - Intensidade da turbulência
  - Escalas da turbulência
  - Distribuição do espectro numa gama relevante de frequências
  - Correlações espaciais das componentes da turbulência
  - Temperatura e sua distribuição no campo em estudo
- Fatores de importância menor: força de Coriolis, gradiente de pressões atmosféricas, etc.

A simulação do vento natural de um local específico deve incluir a topografia de entorno. Esta simulação é feita em escala e sua extensão é uma questão permanentemente discutida, uma vez que a camada limite gerada pelos limites da simulação pode influenciar os testes.

Uma boa reprodução do vento que se aproxima da estrutura pode ser obtida em túneis de vento que simulam características dos ventos naturais. Esta técnica tem sido amplamente aceita e aplicada.

---

A tradução dessas considerações implica numa criteriosa preparação de ensaios: simular em todas as direções a intensidade da turbulência, a macroescala da turbulência, os perfis verticais e horizontais de velocidade do vento, a distribuição da energia do vento com a frequência, caracterizada pela forma do espectro e pela correlação espacial da turbulência. Normalmente, as características específicas do vento no local de construção da estrutura não são conhecidas e sua medição não pode ser feita sem um mínimo de critérios científicos.

### 3.1.2 Semelhança aeroelástica

A modelagem em túnel de vento requer, além da semelhança das características do vento, a semelhança aeroelástica. As leis de semelhança geralmente estão baseadas na consideração do comprimento, densidade, propriedades elásticas e amortecimento da estrutura, densidade e viscosidade do ar, velocidade do vento e aceleração da gravidade. Essas propriedades físicas podem ser convenientemente resumidas nas seguintes quantidades adimensionais:

- Número de Reynolds
- Número de Froude
- Razão de densidades
- Número de Cauchy
- Razão de amortecimento

#### 3.1.2.1 Número de Reynolds

O número de Reynolds ( $Re$ ) estabelece uma relação entre as forças de inércia e as forças de viscosidade presentes no escoamento. Na maioria dos casos a semelhança do número de Reynolds não é possível de ser garantida devido a limitações dos túneis de vento, ou seja, a incapacidade de atingir altas velocidades sem que o escoamento se torne compressível. Como a viscosidade cinemática do ar não varia muito durante os ensaios (escoamento incompressível) e também em condições reais, a única forma de compensar as pequenas dimensões do modelo é aumentar a velocidade do vento. Essas elevadas velocidades

---

do vento geralmente se encontram fora da gama de velocidades possíveis de serem atingidas pela maioria dos túneis de vento. Em determinados casos, mesmo que os túneis de vento fossem capazes de disponibilizar as velocidades necessárias para a manutenção do número de Reynolds desejado, problemas de compressibilidade do escoamento certamente ocorreriam.

Normalmente as forças de viscosidade são menores e menos importantes quando comparadas às forças de inércia do fluido. A consequência dessa distorção na semelhança de Reynolds deve ser cuidadosamente examinada durante a interpretação dos resultados.

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (3.1)$$

Onde:

$V$ : velocidade média do escoamento [m/s];

$D$ : dimensão característica (para pontes, altura do tabuleiro) [m];

$\nu$ : viscosidade cinemática do fluido [m<sup>2</sup>/s].

Sabe-se que a forma do escoamento em torno de superfícies curvas é extremamente dependente do número de Reynolds, devido à mudança do ponto de separação do escoamento de acordo com a velocidade do vento. Seus efeitos são mais marcantes em estruturas formadas por superfícies curvas lisas, não sendo muito aplicado no caso de pontes.

No caso de corpos com arestas vivas bem definidas, o escoamento separa nessas arestas não alterando significativamente sua posição em função da velocidade do vento, sendo, portanto menos sensíveis à influência do número de Reynolds. Esse escoamento separado nas arestas de barlavento pode recolar ao tabuleiro da ponte, dependendo da razão entre a altura e a largura do tabuleiro. O recolamento do escoamento está relacionado diretamente com a redução no coeficiente de arrasto do corpo. A relação (altura/largura) crítica do tabuleiro na qual essa variação ocorre depende do número de Reynolds, do raio de contorno e do nível de turbulência do escoamento incidente.

De maneira a compensar essa impossibilidade de simulação do número de Reynolds, os modelos de cabos, por exemplo, devem ser projetados de forma a respeitar a igualdade do valor do coeficiente médio de arrasto na estrutura real através do aumento ou diminuição de

---

seu diâmetro. Cabe salientar que nem sempre é possível obter essa semelhança, pois o aumento ou diminuição no diâmetro dos cabos implica em alterações na massa do modelo, rigidezes, etc.

### 3.1.2.2 Número de Froude

O número de Froude ( $Fr$ ) estabelece a relação entre a força de inércia e a força vertical devida à gravidade e/ou ao empuxo. Conseqüentemente, a semelhança do número de Froude é muito importante nos casos de dissipação de partículas no ar (dispersão de poluentes) ou de resposta induzida pelo vento em estruturas suportadas por cabos, na quais a gravidade é um fator dominante. Se a força restauradora de uma estrutura se deve exclusivamente às suas propriedades elásticas lineares, sua resposta aeroelástica não exige o cumprimento da relação do número de Froude.

$$Fr = \frac{V^2}{g_0 L} \quad (3.2)$$

Onde:

$V$ : velocidade média do vento [m/s];

$g_0$ : aceleração da gravidade [m/s<sup>2</sup>];

$L$ : dimensão característica [m].

A semelhança do número de Froude fixa a escala de velocidades como sendo a raiz quadrada da escala geométrica desde que as acelerações no modelo e na estrutura sejam iguais.

Modelagens feitas com escalas geométricas que variam entre 1/250 e 1/300 implicam em escalas de velocidades associadas elevadas, gerando condições de teste que necessitam baixas velocidades em túnel de vento. O problema associado a essa condição está relacionado com a baixa resolução dos equipamentos de medição, que geralmente não têm boa resolução a baixas velocidades (Larose, 1992).

De acordo com Larose (1992), a semelhança do número de Froude deve ser respeitada em estudos em modelos reduzidos de pontes pênses, onde as forças gravitacionais são importantes, mas tratando-se de pontes estaiadas pode ser desconsiderado, pois a resistência à deformação se deve principalmente às forças elásticas. Esse comentário se aplica diretamente à modelagem aeroelástica parcial, onde a semelhança do número de Froude pode ser desprezada. Segundo King (2003), o fato de não considerar a escala do número de Froude permite que uma gama maior de velocidades disponíveis nos túneis de vento possa ser aproveitada, resultando numa relação sinal/ruído, dos equipamentos utilizados nas medições, geralmente elevadas. Uma das conseqüências de se optar por uma escala de velocidades menor do que a indicada pela semelhança do número de Froude é que a força resultante devida ao peso próprio do tabuleiro sob ação da aceleração gravitacional torna-se menor, pois o fator de escala de forças é proporcional ao quadrado do fator de escala de velocidades.

### 3.1.2.3 Razão de densidades

A razão entre a densidade do material da estrutura e a densidade do ar é um importante parâmetro a ser considerado em qualquer modelagem aeroelástica. Entretanto, sua semelhança pode ser considerada de uma forma sutilmente diferente caso o modelo aeroelástico não seja tipo réplica exata da estrutura real. Muitos modelos aeroelásticos são também denominados por modelos equivalentes, nos quais se mantêm a forma geométrica e as características dinâmicas (frequências naturais, modos de vibração e amortecimentos). Se este for o caso, não se estará mantendo a razão entre as densidades e, a razão de massas toma o seu lugar.

A razão entre massas  $\mu_d$ , definida a seguir, é idêntica à razão de densidades se a estrutura for sólida e homogênea.

$$\mu_d = \frac{m}{\rho L^2} \approx \frac{\left( \frac{\rho_m L^3}{L} \right)}{(\rho L^2)} = \frac{\rho_m}{\rho} \quad (3.3)$$

Onde:

$m$ : massa por unidade de comprimento da estrutura [kg/m];

$\rho_m$ : massa específica do material [kg/m<sup>3</sup>];

---

$\rho$ : massa específica do ar [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ];

$L$ : dimensão característica [m].

Em problemas que envolvem torção é utilizado o momento de inércia de massa por unidade de comprimento.

#### 3.1.2.4 Número de Cauchy

O número de Cauchy ( $Ca$ ) estabelece a relação entre as forças elásticas da estrutura e as forças de inércia do fluido, sendo determinado da seguinte forma:

$$Ca = \frac{E}{\rho V^2} \quad (3.4)$$

Onde:

$E$ : módulo de deformação longitudinal [ $\text{N}/\text{m}^2$ ];

De acordo com Tanaka (1990), na maioria dos testes em túneis de vento, melhor do que considerar a definição original do número de Cauchy é utilizar a razão de massa para o projeto do modelo e avaliar a resposta estrutural adimensional como função da velocidade reduzida.

#### 3.1.2.5 Razão de amortecimento

A magnitude do amortecimento estrutural é obviamente um importante parâmetro para a estimativa da resposta estrutural. O problema, entretanto, é que essa magnitude não é conhecida com exatidão, nem mesmo quando a estrutura está concluída. Além disso, quantificar essa grandeza não é uma tarefa fácil (Tanaka, 1990), além de ser muito discutível. De fato, a estimativa do amortecimento estrutural durante a fase de projeto é baseada em especulações e nas experiências passadas, identificando valores típicos.

### 3.1.2.6 Efeitos da massa e do amortecimento

Nas seções anteriores foram brevemente discutidos os procedimentos apropriados para a determinação das razões de massa e de amortecimento em ensaios em túnel de vento. Massa e amortecimento constituem dois fatores importantes no projeto e construção de modelos para ensaios em túnel de vento, sendo muitas vezes combinados, dando origem ao conhecido número de Scruton ( $Sc$ ) ou parâmetro massa-amortecimento. Este parâmetro fornece uma medida da propensão que uma determinada estrutura tem em sofrer fortes vibrações, ou fenômenos de instabilidade.

$$Sc = \frac{4\pi m_e \zeta_e}{\rho L^2} \quad (3.5)$$

Onde:

$\zeta_e$ : razão de amortecimento estrutural crítico;

$$m_e = \frac{\int_0^L m(l)\mu^2(l)dl}{\int_0^L \mu^2(l)dl} : \text{massa equivalente por unidade de comprimento};$$

$m(l)$ : massa por unidade de comprimento [kg/m];

$\mu(l)$ : forma modal;

$\rho$ : massa específica do ar [kg/m<sup>3</sup>];

$L$ : dimensão característica [m].

Scruton, através de sua experiência, demonstrou que o parâmetro massa-amortecimento, quando apresentado versus velocidade reduzida, é um parâmetro adimensional conveniente para indicar a instabilidade aerodinâmica de estruturas. Um modelo matemático simples pode demonstrar que a magnitude máxima da resposta induzida por despreendimento de vórtices pode ser estimada pelo produto dos parâmetros massa e amortecimento, o que pode ser também verificado experimentalmente.

No caso específico de algumas seções rombudas, a massa e o amortecimento não somente afetam a magnitude da resposta, mas também alteram a natureza da instabilidade: divergente ou resposta com amplitudes restritas.

---

Quando a massa e ou o amortecimento são pequenos, as vibrações produzidas são tipicamente as induzidas pelo desprendimento de vórtices, com amplitudes restritas ocorrendo a baixas velocidades. Entretanto, para velocidades maiores as instabilidades são do tipo divergente. É interessante ressaltar que essas instabilidades têm início numa velocidade reduzida de aproximadamente  $1/St$ , definida pela esteira.

O número de Strouhal,  $St$ , estabelece uma relação entre a frequência de desprendimento de um par de vórtices,  $f_s$ , a dimensão característica da estrutura,  $D$ , e a velocidade média do vento,  $V$ :

$$St = \frac{f_s D}{V} \quad (3.6)$$

Este parâmetro é utilizado para determinar a velocidade crítica do vento,  $V_{cr}$ , para qual a frequência de desprendimento de um par de vórtices, numa dada seção da estrutura, coincide com uma das frequências naturais da estrutura, ou de algum elemento.

### 3.2 Técnicas de Modelagem - Pontes

De acordo com Scanlan et al. (1997) existem quatro técnicas disponíveis para descrever o desempenho de pontes com grandes vãos frente ao carregamento do vento:

- Modelos seccionais aerodinamicamente fiéis (respeitando limitações impostas pela escala de simulação) associados com modelos analíticos e informações sobre o comportamento dinâmico da ponte a partir de modelagem via elementos finitos. Assume-se que o escoamento e a resposta do modelo seccional são bidimensionais, permitindo que se faça uma extrapolação dos resultados medidos, para a estimativa de resposta da estrutura real, mediante uma modelagem analítica.
- Modelos aeroelásticos parciais (*taut strip* ou *taut tube*), nos quais o comportamento dinâmico básico da estrutura (tabuleiro) é simulado, podem ser imaginados como longos modelos seccionais flexíveis. O modelo deve simular as frequências, formas modais e amortecimentos correspondentes aos modos

mais baixos do tabuleiro da ponte. As características tridimensionais da excitação e da resposta são então modeladas e medidas diretamente nos ensaios, e escalados a fim de permitir a estimativa da resposta da estrutura real.

- Modelos completos de pontes são geralmente construídos numa escala relativamente pequena, para que consiga reproduzir a estrutura inteira da ponte (além das características topográficas do entorno, eventualmente necessárias). O modelo é cuidadosamente projetado para garantir uma boa semelhança em conjunto com as características dinâmicas da estrutura real. O objetivo é reproduzir a tridimensionalidade do escoamento, da estrutura e sua resposta.
- Medições em pontes são realizadas em alguns casos. Obviamente os resultados obtidos não estão disponíveis durante a fase de projeto, entretanto são úteis para uma futura verificação de projeto.

### 3.2.1 Modelo seccional

Modelos seccionais representativos de trechos de vãos constituem a técnica mais empregada para a obtenção das informações aerodinâmicas básicas da estrutura. Estes modelos simulam dois graus de liberdade, o vertical e o de rotação, além da massa e o momento de inércia de massa. Fotografias de um modelo seccional no interior do túnel de vento e o aparato experimental utilizado para os ensaios são mostradas nas Figuras 3.1 e 3.2 respectivamente.

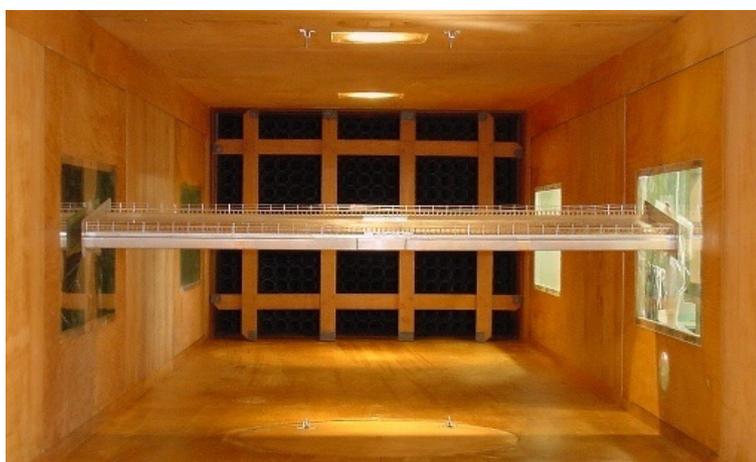


Figura 3.1 – Modelo seccional de uma ponte estaiada no interior do túnel de vento  
*Prof Joaquim Blessmann – UFRGS (Rocha et al., 2002).*



Figura 3.2 - Aparato experimental dos ensaios (Rocha et al., 2006a).

Modelos seccionais são utilizados para determinar a resposta induzida pelo desprendimento de vórtices e para a determinação da velocidade crítica de instabilidade aerodinâmica conhecida por drapejamento (*flutter*). Além dessas informações são determinadas outras propriedades aerodinâmicas do tabuleiro da ponte, os coeficientes aerodinâmicos básicos: coeficientes de arrasto, coeficientes de sustentação, coeficientes de torção, e os derivativos aerodinâmicos. Esses modelos são limitados pelas suas características bidimensionais, sendo utilizados na fase preliminar de projeto de pontes para auxiliar na definição da geometria da secção transversal do tabuleiro, buscando otimizar o desempenho aerodinâmico.

A base da teoria de modelos seccionais, estudados em escoamentos turbulentos, estipula que, para que a resposta assim obtida possa ser comparada àquela determinada com a modelagem completa da estrutura, algumas condições devem ser obedecidas:

- As forças aerodinâmicas nos cabos e torres devem ser pequenas quando comparadas àquelas atuantes no tabuleiro;
- As forças aerodinâmicas induzidas pelo movimento, atuantes em todos os pontos ao longo da secção transversal devem obedecer a mesma função linear do movimento local do tabuleiro;
- A escala da turbulência na frequência de ressonância é pequena em comparação com o comprimento do modelo.

Ensaio realizados com modelos seccionais de pontes têm indicado uma boa concordância com os resultados obtidos através de ensaios com modelo aeroelástico completo, estimando adequadamente o comportamento instável de pontes reais.

---

Segundo Scanlan et al. (1997), o uso de modelo seccional oferece maior flexibilidade na obtenção da estimativa da resposta não apenas para a estrutura real, mas também para os procedimentos via modelagem aeroelástica parcial e modelo completo de ponte.

### 3.2.2 Modelo aeroelástico parcial

Apesar de o termo *taut strip* estar consagrado na literatura específica de Engenharia do Vento disponível, esta denominação original não será adotada no texto deste trabalho. A adoção de uma denominação baseada na sua tradução literal (*taut*: muito esticado; *strip*: tira, faixa estreita) não faz muito sentido. Entretanto, outras denominações foram encontradas na literatura, *single-span flexible model*, de acordo com Scanlan (1987), ou ainda um longo modelo seccional flexível (Scanlan et al. 1997) e modelo aeroelástico parcial (Irwin, 1998). Esta última parece ser a mais adequada para a técnica em questão sendo, portanto, adotada como tradução oficial da denominação original *taut strip* ou *taut tube* neste trabalho.

De acordo com King (2003) o desenvolvimento dessa técnica foi motivado durante os estudos da ação do vento sobre a ponte *A. Murray MacKay*. A inconsistência entre resposta e o modo de instabilidade observados durante os testes conduzidos com o uso de modelos seccionais, indicava a necessidade ampliar o conhecimento e aprimorar a técnica experimental. Em particular, as características bidimensionais impostas pelo modelo seccional não são adequadas para estudar a resposta de modelos em escoamentos turbulentos, ou seja, com características tridimensionais. Por outro lado, uma modelagem completa da estrutura apresentava uma série de inconvenientes: seu elevado custo e complexidade na execução dos modelos. A incorporação de influências aerodinâmicas provenientes da simulação dos cabos e torres influenciava o comportamento do tabuleiro isolado, tornando difícil uma comparação com o modelo seccional.

A modelagem aeroelástica com modelos aeroelásticos parciais, inicialmente introduzida por Davenport (1972), constitui-se numa das técnicas mais simplificadas para a determinação de instabilidades aerodinâmicas em tabuleiros de pontes com grandes vãos, frente à ação de ventos turbulentos simulados em túneis de vento.

A idéia básica da modelagem aeroelástica parcial é simular a resposta dinâmica tridimensional de uma ponte completa a partir da resposta de um modelo simplificado com modos de vibração senoidais. Essa modelagem requer um modelo do tabuleiro da ponte

normalmente muito leve e construído numa escala geométrica adequada. O modelo é então sustentado por um par de fios (tubos) paralelos esticados entre dois blocos de ancoragem, conforme mostrado nas Figuras 3.3 a 3.5. Estes fios devem ser adequadamente espaçados e tensionados a fim de reproduzirem as rigidezes torcional, vertical e se necessário horizontal, do sistema estrutural da ponte, estabelecendo a correta relação de freqüências entre os modos de torção e de vibração vertical. A esse par de fios é fixado um modelo leve e flexível do tabuleiro da ponte o qual é apropriadamente calibrado com a colocação de massas concentradas para promover a escala de momentos de inércia de massa. Estas relações entre grandezas reais e grandezas a serem modeladas são determinadas de acordo com uma criteriosa determinação das leis de semelhança.

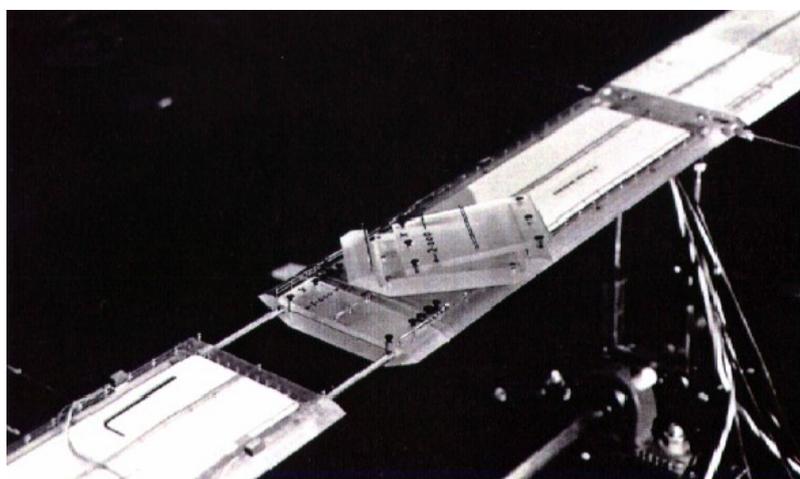


Figura 3.3 – Detalhe da porção central do modelo aeroelástico parcial da ponte *Storebaelt* (Larose, 1992).

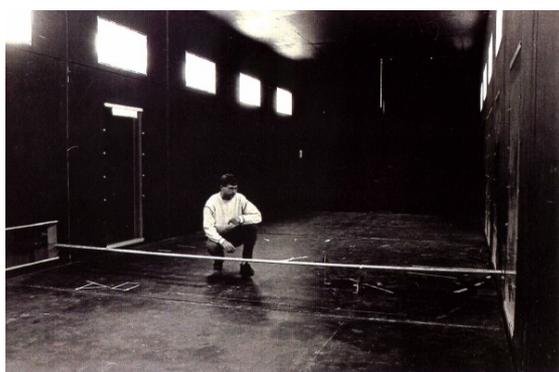


Figura 3.4 – Modelo aeroelástico parcial da ponte *Storebaelt* no interior do túnel de vento (King, 2003).

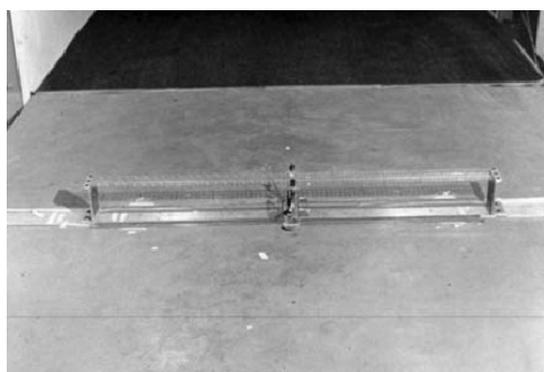


Figura 3.5 – Modelo aeroelástico parcial da ponte *Bronx-Whitestone* no interior do túnel de vento (King, 2003).

---

De acordo com Tanaka (1990) essa técnica possibilita ainda uma alternativa de confirmação de estudos realizados anteriormente em pontes pênses, aproveitando para incluir a medição tridimensional da resposta ao vento turbulento simulado. Embora a comparação da resposta obtida pelo modelo completo com aquela obtida pela modelagem aeroelástica parcial não fosse exata, o método foi considerado promissor na reprodução do comportamento real de pontes devido à possibilidade de adaptação dos dados medidos através da resposta senoidal a formas modais mais complexas.

### 3.2.3 Modelo aeroelástico completo

A modelagem aeroelástica com o emprego de modelos completos de pontes é a melhor ferramenta disponível para a estimativa da resposta através de ensaios em túnel de vento. Essa técnica possibilita a verificação da estabilidade da ponte quando submetida a ventos extremos, a investigação de oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices e da caracterização de resposta longitudinal - martelamento.

A característica que torna essa técnica diferencial em relação às demais é a modelagem tridimensional da estrutura, que possibilita medir a resposta da estrutura em três componentes, fornecendo informações bastante úteis para os aerodinamicistas de pontes. As rajadas do vento têm características tridimensionais, que excitam os elementos estruturais da ponte: tabuleiro, torres, cabos, etc., em três componentes.

De acordo com King (2003) existem fortes indícios de que o primeiro modelo completo de ponte pênsil ensaiado em túnel de vento tenha sido o da famosa ponte de *Tacoma Narrows*, cujos ensaios foram conduzidos por Farquharson et al. (1949-1955) com a finalidade de investigar as causas de seu colapso.

Os principais fatores limitantes, ou que se opõe ao emprego dessa técnica são: a grande complexidade envolvida no projeto e na construção de um modelo aeroelástico completo e o elevado custo envolvido. Limitações nas dimensões dos túneis de vento, no que diz respeito às dimensões das câmaras de ensaio, para a realização dos testes com modelos completos com grandes dimensões não parecem ser mais um empecilho. Grandes túneis de vento foram construídos especificamente para acomodar esses gigantescos modelos, citando como exemplo um túnel de vento com 43m de largura construído no Japão para os testes de

um modelo completo de uma ponte em escala geométrica de 1:100 (Fujino, 1990). O modelo aeroelástico completo da ponte *Akashi Kaikyo* no interior do referido túnel de vento pode ser visto na Figura 3.6. Sua configuração deformada frente à ação do vento pode ser vista na Figura 3.7.

Modelos completos são também utilizados para examinar a resposta devida ao vento durante a fase de construção da ponte, pois seu comportamento é distinto. Muitas vezes, a estrutura não concluída pode experimentar movimentos de maior amplitude em comparação com a estrutura concluída, sendo muito sensível aos efeitos tridimensionais (Irwin, 1998).



Figura 3.6 - Modelo da ponte *Akashi Kaikyo* no interior do túnel de vento (Simiu e Scanlan, 1996).



Figura 3.7 - Modelo da ponte *Akashi Kaikyo* deformado pelo vento (Miyata, 2003).

Na Figura 3.8 é mostrado o modelo aeroelástico completo, no interior do túnel de vento *Prof. Joaquim Blessmann*, das pontes do *Complexo Viário Real Parque* (Rocha e Loredo-Souza, 2007).

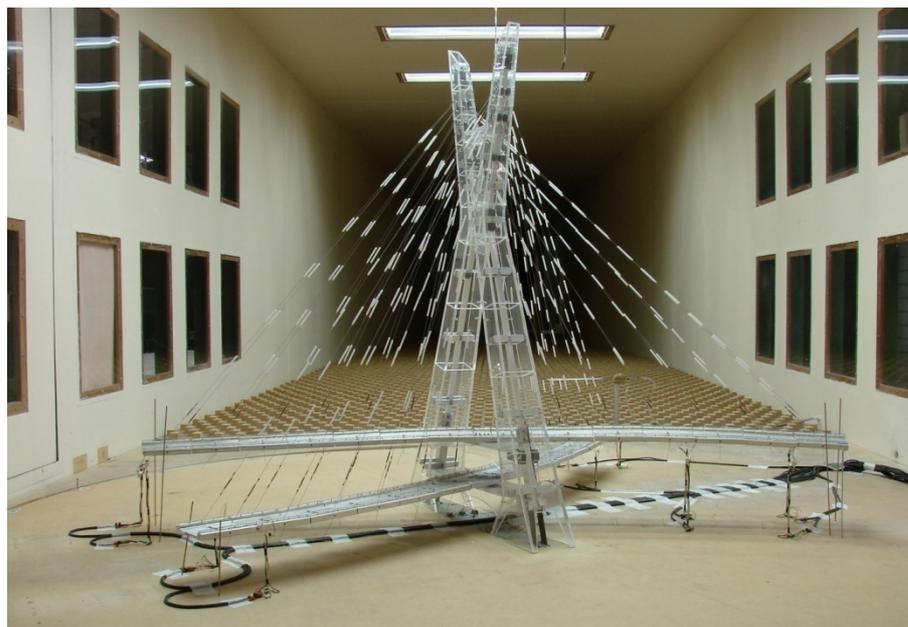


Figura 3.8 – Modelo aeroelástico completo das pontes do *Complexo Viário Real Parque* (Rocha e Loredo-Souza, 2007).

## 4 Ensaios em Túnel de Vento

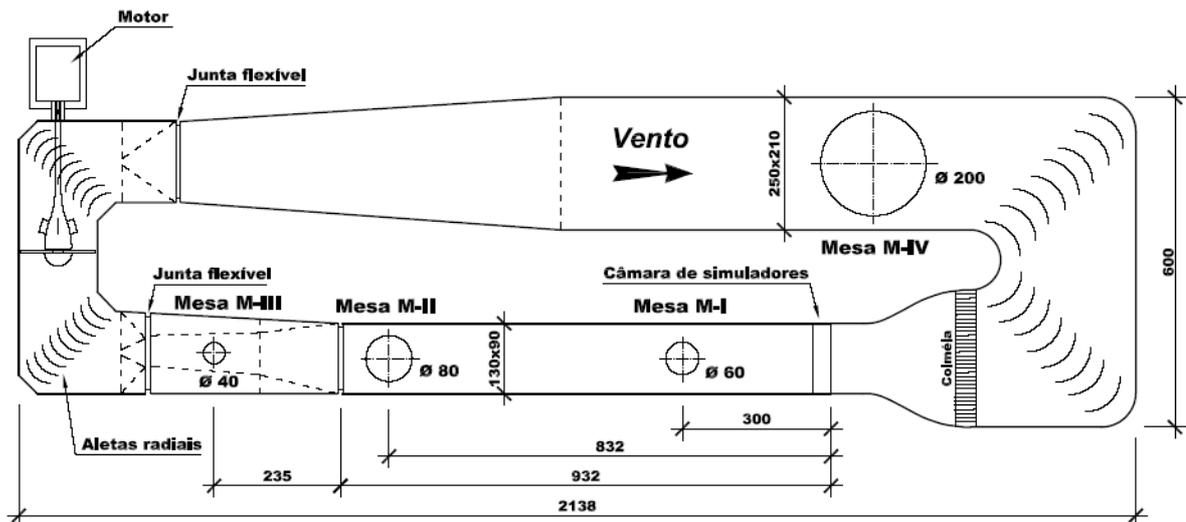
### 4.1O Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann

Os ensaios foram realizados no Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann* da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Blessmann, 1982), mostrado na Figura 4.1. Trata-se de um túnel de vento de circuito fechado, projetado especificamente para ensaios estáticos e dinâmicos de modelos de construções civis. Este túnel permite a simulação das principais características de ventos naturais, ou seja, simula a camada limite atmosférica. Sua secção de altas velocidades tem relação comprimento / altura da câmara principal de ensaios superior a 10, e dimensões 1,30m x 0,90m x 9,32m (largura x altura x comprimento). A velocidade máxima do escoamento de ar nesta câmara, com vento uniforme e suave, sem modelos, é de 45m/s. As hélices do ventilador são acionadas por um motor elétrico de 100HP e a velocidade do escoamento é controlada através de um inversor de frequências.



Figura 4.1 – Vista externa do Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann*.

Atualmente o túnel de vento dispõe de quatro mesas giratórias para a realização de ensaios estáticos e dinâmicos. A localização destas mesas e outras características físicas do túnel de vento podem ser vistas na Figura 4.2. Maiores detalhes e outras informações sobre o túnel de vento podem ser encontrados em Blessmann (1982, 1990).



**Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann**  
Dimensões em [cm]

Figura 4.2 – Circuito aerodinâmico do Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann.

## 4.2 Simulação do vento natural

A simulação correta das principais características do vento natural em túneis de vento é requisito básico para aplicações em Engenharia Civil (Davenport e Isyumov, 1967), sem a qual os resultados obtidos podem se afastar consideravelmente da realidade. Características típicas (reais) dos perfis verticais de velocidades médias na camada limite atmosférica para diferentes tipos de terrenos (rugosidades superficiais) podem ser vistas na Figura 4.3.

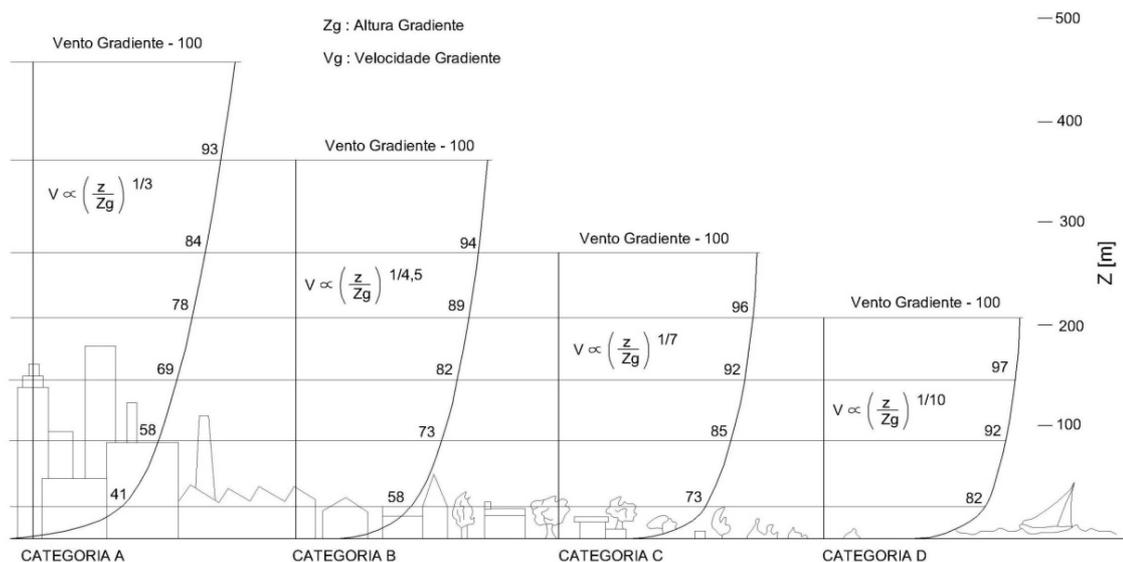


Figura 4.3 – Características de perfis verticais de velocidades médias.

De acordo com Loredou-Souza et al. (2004), dentre as diversas técnicas desenvolvidas para a simulação da camada limite atmosférica em túneis de vento, duas mantêm-se em utilização e desenvolvimento: Simulação da camada limite atmosférica através de métodos passivos ou ativos.

O primeiro deles reproduz as características do vento através da combinação adequada de dispositivos de simulação, basicamente compostos por obstáculos colocados em uma gaveta no início da câmara de ensaios (barreira e dispositivos de mistura) e blocos disseminados no piso da seção principal de ensaios. Estes blocos disseminados representam a rugosidade da superfície terrestre real, enquanto que a barreira tem a finalidade de estabelecer um déficit de quantidade de movimento e os elementos de mistura complementam o desenvolvimento da camada limite. Todos os dispositivos mencionados acima têm em comum o fato de utilizarem obstáculos para reproduzir uma ou mais características da camada limite atmosférica. Portanto eles causam um efeito de bloqueio, com uma conseqüente perda de velocidade do escoamento.

Outra possibilidade de reprodução da estrutura do vento natural é através de jatos de ar lançados perpendicularmente ao vento gerado no túnel, a partir de seu piso. Uma vantagem oferecida por esta técnica: não há diminuição da velocidade média da corrente de ar, como acontece com obstáculos sólidos; pelo contrário, há um aumento desta velocidade, em virtude da quantidade de movimento adicionada à corrente longitudinal de ar pelos jatos transversais. Maiores informações sobre a reprodução das características do vento natural no túnel em questão, bem como vantagens e desvantagens associadas ao uso das técnicas disponíveis, podem ser obtidas em Blessmann (1982, 1990) e Loredou-Souza et al. (2004).

Nas simulações no túnel de vento *Prof. Joaquim Blessmann*, usualmente somente a parte mais baixa da camada limite atmosférica é simulada. A maior parte das simulações inclui o uso de elementos de rugosidade, agulhas e placas perfuradas, sendo mostradas na Figura 4.4 algumas combinações típicas de elementos.



Figura 4.4 – Dispositivos de geração das diferentes camadas limites do túnel de vento *Prof. Joaquim Blessmann*. (a)  $p = 0,11$ ; (b)  $p = 0,23$ .

Uma representação considerada adequada na Engenharia do Vento para descrever a variação vertical das velocidades médias do vento é através de uma lei de potência:

$$\frac{V(z)}{V_{ref}} = \left( \frac{z}{z_{ref}} \right)^p \quad (4.1)$$

Sendo:

$V(z)$  – velocidade média na altura  $z$ ;

$V_{ref}$  – velocidade média em uma altura de referência (no túnel de vento,  $z_{ref} = 450\text{mm}$  – cota do eixo longitudinal do túnel);

$p$  – expoente da curva de potência caracterizado pelo tipo de terreno.

Na mesa M-II (secção de altas velocidades) do Túnel de Vento *Prof. Joaquim Blessmann* são simulados os ventos deslizantes e turbulentos com perfis potenciais de velocidades médias cujo expoente da lei de potência varia de  $p = 0,11$  a  $p = 0,34$ .

Na norma brasileira NBR-6123 (1988) são apresentados diversos tipos de terreno e suas características principais. Exemplos das principais características dos ventos deslizantes e turbulentos simulados podem ser vistas na Figura 4.5: perfil vertical das velocidades médias, em percentagem da velocidade média no eixo longitudinal do túnel (pontos experimentais e

curva potencial teórica), intensidade ( $I_1$ ) e macroescala ( $L_1$ ) da componente longitudinal da turbulência.

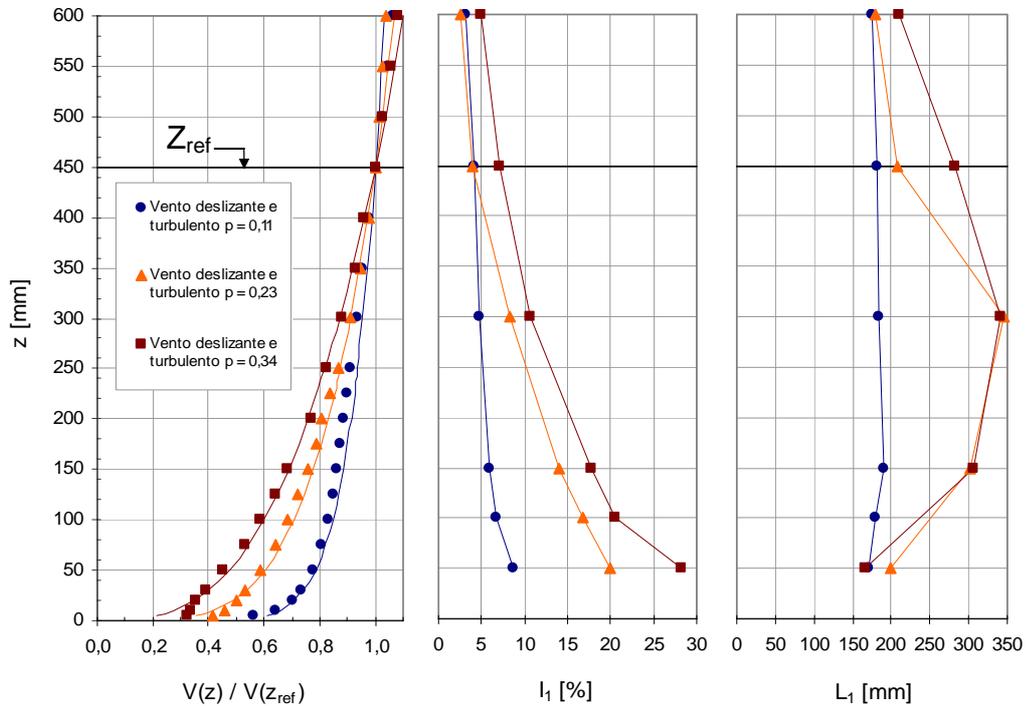


Figura 4.5 – Perfis de velocidade média, intensidade e macroescala da componente longitudinal da turbulência, para o eixo vertical de duas seções de ensaio do túnel de vento. Ventos deslizantes e turbulentos.

Além de permitir a simulação das principais características de ventos naturais, tais como o perfil de velocidades e intensidade de turbulência, o túnel de vento *Prof. Joaquim Blessmann* também pode ser utilizado para estudos que exijam escoamentos com baixíssimos índices de intensidade da turbulência – escoamento uniforme e suave. A excelente uniformidade deste túnel de vento, na mesa M-II é quantificada na Figura 4.6.

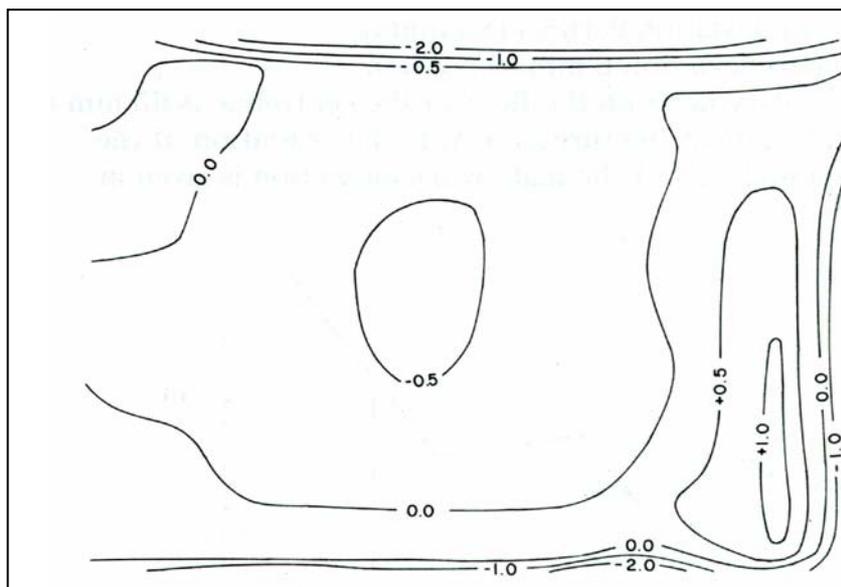


Figura 4.6 - Uniformidade da seção transversal do túnel em termos do desvio percentual da velocidade média obtida na região interna da seção, com a exclusão da camada limite (Blessmann, 1982).

Outro tipo de escoamento de grande interesse é o escoamento uniforme e turbulento gerado por grelha, mostrado na Figura 4.7.



Figura 4.7 – Dispositivo gerador de turbulência – Grelha – G1.

As principais características dos escoamentos uniformes simulados podem ser vistas na Figura 4.8: perfil vertical das velocidades médias, em percentagem da velocidade média no eixo longitudinal do túnel (pontos experimentais e curva potencial teórica), intensidade ( $I_1$ ) e macroescala ( $L_1$ ) da componente longitudinal da turbulência.

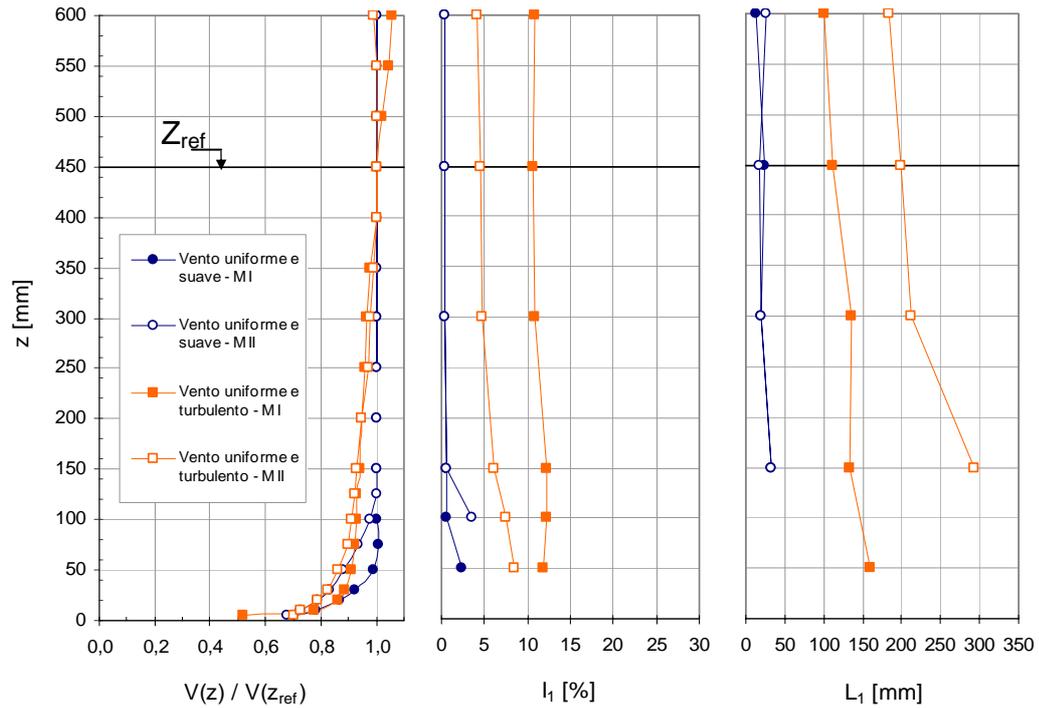


Figura 4.8 – Perfis de velocidade média, intensidade e macroescala da componente longitudinal da turbulência, para o eixo vertical de duas seções de ensaio do túnel de vento. Vento uniforme e suave e vento uniforme e turbulento (gerado por grelha).

Na Figura 4.9 é mostrado o espectro de potência normalizado da componente longitudinal da turbulência em função da frequência, medido ao longo do eixo longitudinal do túnel. Este espectro corresponde à simulação do escoamento uniforme e turbulento gerado por grelha na mesa M-I.

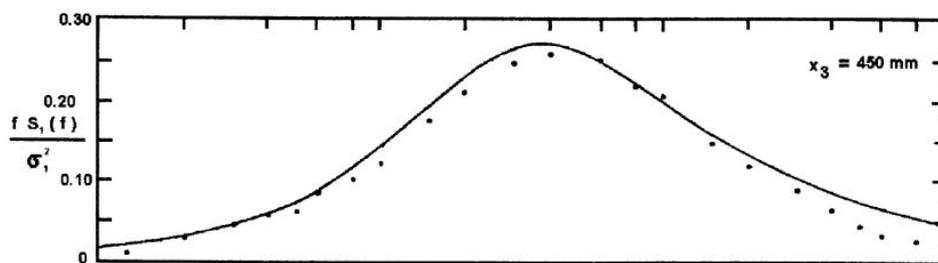


Figura 4.9 – Espectro de potência normalizado da componente longitudinal da turbulência – Grelha – G1.

---

## 5 Investigação Experimental com Modelos Reduzidos

### 5.1 Ensaaios Estáticos

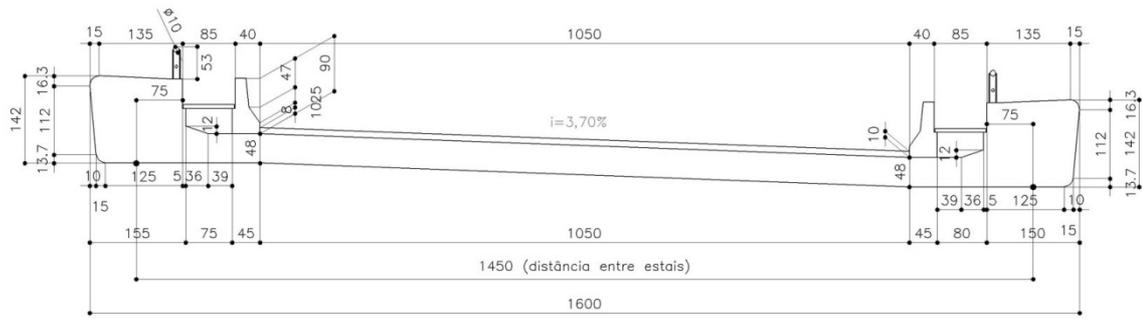
#### 5.1.1 Determinação experimental das pressões

A determinação experimental das características do escoamento em torno de um corpo rombudo imerso em um fluido em movimento se faz necessária sempre que um estudo teórico não é capaz de fornecer resultados confiáveis ou quando não há informação disponível na literatura. Este estudo, realizado em modelos reduzidos, implica na determinação das condições que devem ser satisfeitas para que o escoamento em torno de corpos geometricamente semelhantes seja também semelhante.

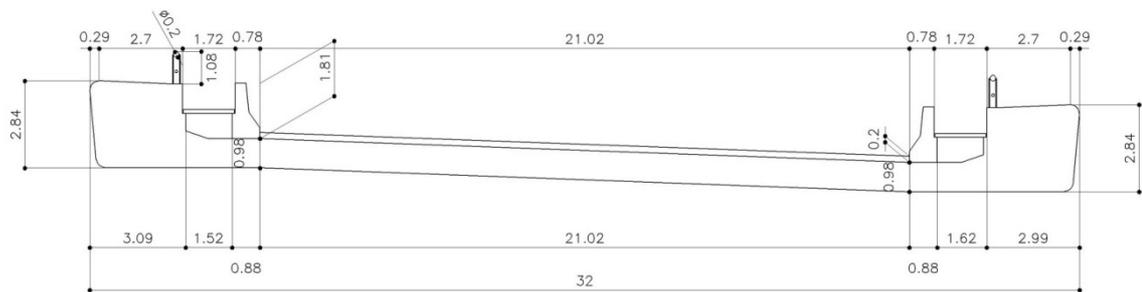
O projeto de um modelo reduzido requer a avaliação interativa entre os requisitos do modelo e as limitações impostas pelo túnel de vento (dimensões da câmara de ensaios, gama de velocidades, etc.). Uma vez definida a escala geométrica do modelo e após uma criteriosa definição dos parâmetros de semelhança é possível então elaborar o projeto de um modelo reduzido, de acordo com a finalidade e das respostas a serem medidas.

##### 5.1.1.1 Modelos estáticos

Foram construídos dois modelos seccionais reduzidos, um instrumentado com tomadas de pressão e o outro denominado mudo, na escala geométrica 1:50. Na Figura 5.1 é mostrada a secção transversal do tabuleiro da ponte estudada. Os modelos têm um comprimento de 1207mm correspondendo a um trecho de 60,35m de comprimento na ponte real. Os modelos foram construídos em alumínio e madeira, sendo reproduzidos todos os detalhes significativos da secção transversal da ponte, incluindo guarda-corpos e guarda-rodas. Uma vista geral do modelo no interior do túnel de vento e detalhes do mesmo são mostrados na Figura 5.2.



Secção transversal do tabuleiro - Dimensões da PONTE REAL [cm]



Secção transversal do tabuleiro - Dimensões do MODELO [cm]

Figura 5.1 – Secção transversal do tabuleiro da ponte em estudo – dimensões da ponte real e do modelo [cm].



Figura 5.2 – (a) Modelo seccional para medida de pressões nos tabuleiros no interior do túnel de vento e (b) detalhe da instrumentação com tomadas de pressão.

A secção transversal média de um dos modelos foi instrumentada com 54 tomadas de pressão estática, cuja distribuição ao longo da secção média é mostrada na Figura 5.3, localizadas de modo a possibilitar um levantamento da distribuição das pressões na superfície externa.

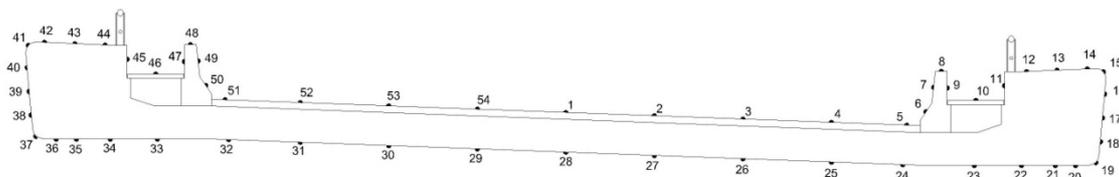


Figura 5.3 – Distribuição das tomadas de pressão na secção transversal do tabuleiro.

### 5.1.1.2 Equipamentos utilizados

As medidas de pressão foram realizadas através de transdutores elétricos de pressão diferencial marca *Honeywell*. Cada tomada de pressão e o anel piezométrico do túnel de vento foram ligados à caixa dos transdutores elétricos de pressão, através de conectores. Como o número de transdutores disponíveis (32) é inferior ao número de tomadas de pressão no modelo (54), as aquisições das pressões na superfície do tabuleiro não foram simultâneas. Com o registro da pressão em cada ponto de medição e com a velocidade, determinada de forma indireta através da diferença de pressão nos anéis piezométricos, é possível calcular os coeficientes de pressão adimensionais, definidos a seguir.

O conjunto de transdutores é alimentado por uma fonte de tensão contínua e, o sinal oriundo da diferença de pressão lida em cada sensor é transmitido simultaneamente através de um sistema conversor analógico-digital ao computador. Neste computador os registros, independentes, de cada tomada de pressão são lidos, processados e armazenados no disco rígido através do programa *HP-VEE*. O aparato experimental utilizado nos ensaios estáticos pode ser visto na Figura 5.4.



Figura 5.4 – Aparato experimental utilizado nos ensaios estáticos para medidas de pressões em modelos seccionais.

---

A aquisição dos registros das pressões efetivas foi feita com uma taxa de aquisição de 512Hz, sobre intervalos de amostragem de 8s. Além destes equipamentos citados, foram utilizados: um termômetro digital, um barômetro e um micromanômetro tipo *Betz*. A temperatura e pressão atmosférica são parâmetros utilizados para corrigir a massa específica do ar, para o cálculo da velocidade do vento.

#### 5.1.1.3 Programa de ensaios

As medidas das pressões na superfície externa dos tabuleiros das pontes em estudo foram realizadas em distintas situações para quantificar os efeitos de interferência, devidos à ação do vento, entre tabuleiros paralelos ou próximos (que se cruzam).

Os modelos seccionais reduzidos foram ensaiados em escoamentos uniforme e suave, e uniforme e turbulento. As características dos ventos utilizados nos ensaios podem ser vistas na seção 4.2.

Os ensaios, para os dois tipos de escoamentos, foram realizados com velocidade do vento suficiente para garantir uma boa resolução do sistema de medição utilizado. A medida das pressões foi feita através dos transdutores elétricos.

O modelo é horizontalmente disposto no interior do túnel de vento, a meia altura na câmara de ensaios (eixo do túnel), de modo que a interferência das camadas limites geradas no piso e no teto do túnel seja a menor possível. Como suas extremidades estão muito próximas das paredes laterais do túnel, são colocadas placas terminais com a finalidade de garantir a bidimensionalidade do escoamento. Estas extremidades são fixadas em um pórtico metálico, através de um sistema mecânico que permite a variação do ângulo do modelo em relação ao escoamento (Figura 5.5). Este pórtico metálico é externo ao túnel de vento e está posicionado sobre a mesa de ensaios M-I.

Inicialmente foram realizadas medições das pressões no modelo isolado da seção transversal da ponte para duas incidências do vento. O tabuleiro, por sua condição de assimetria geométrica (ver Figura 5.1), não tem as mesmas características aerodinâmicas para vento incidindo sobre cada um de seus bordos. Denominou-se como “incidência sobre a borda inferior – BI” a condição de exposição na qual a longarina mais baixa (lado interno da curva) está a barlavento. Da mesma forma, denominou-se como “incidência sobre a borda

superior – BS” a condição de exposição na qual a longarina mais alta (lado externo da curva) está a barlavento. Este fato faz com que cada um dos trechos estudados tenha uma referência própria em relação aos bordos do tabuleiro, conforme indicação nas Figuras 5.6 e 5.7.

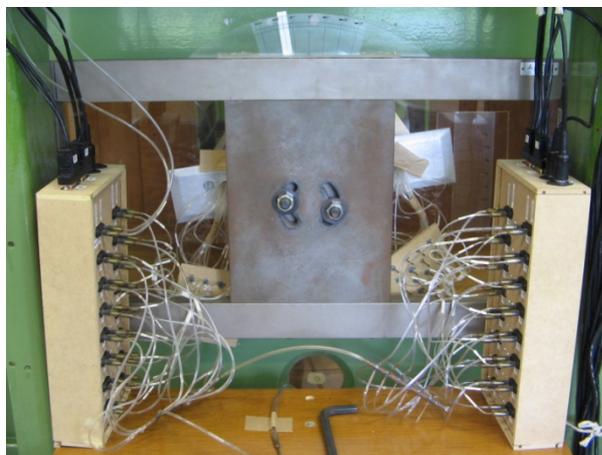


Figura 5.5 – Sistema mecânico de apoio do modelo seccional de pressões e caixas com transdutores elétricos de pressão.

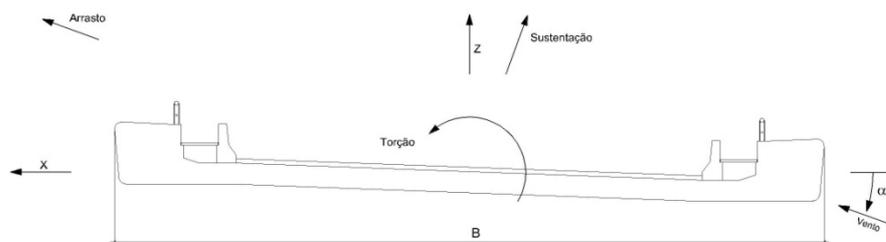


Figura 5.6 – Referência para incidência do vento sobre a borda inferior – BI.

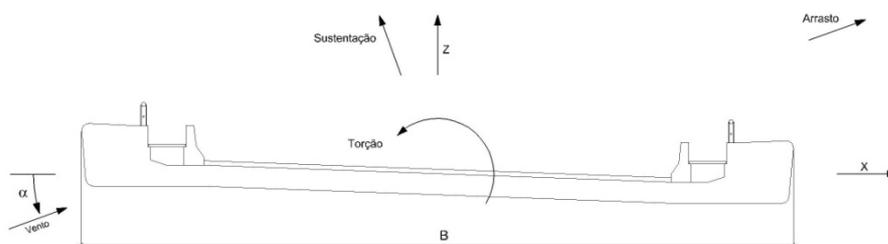


Figura 5.7 – Referência para incidência do vento sobre a borda superior – BS.

Nestas condições, foram medidas as pressões para 17 ângulos de incidência do vento, girando-se o modelo entre  $-8^\circ$  e  $+8^\circ$ , com intervalos de  $1^\circ$ , de acordo com a convenção indicada nas Figuras 5.6 e 5.7. Tais medidas, de grau em grau, foram realizadas para possibilitar o melhor detalhamento dos fenômenos envolvidos com o tabuleiro isolado. Valores muito maiores da inclinação do vento teriam maior importância se a ponte fosse situada em um vale com montanhas muito inclinadas e o escoamento médio do vento fosse inclinado devido às condições topográficas.

Uma vez compreendidos os fenômenos associados ao modelo isolado do tabuleiro fica mais fácil identificar os efeitos de interferência entre os dois tabuleiros da ponte. No planejamento dos ensaios foram selecionadas combinações de posicionamento consideradas relevantes no projeto de pontes. A distância vertical entre os dois tabuleiros adotada foi a do projeto das pontes do *Complexo Viário Real Parque*, equivalente a  $2/3$  de  $B$  (largura do tabuleiro). O posicionamento segundo o plano horizontal contempla três distintas posições: mantido o tabuleiro instrumentado fixo, o mudo posicionado a uma distância  $B$  a barlavento, centralizado (alinhado) e outra distância  $B$  a sotavento. Estes posicionamentos foram ensaiados para dois sentidos de incidência do vento, uma vez que a secção transversal dos tabuleiros não é simétrica. Nas Figuras 5.8 a 5.11 são mostrados os quatro grupos de ensaios programados.

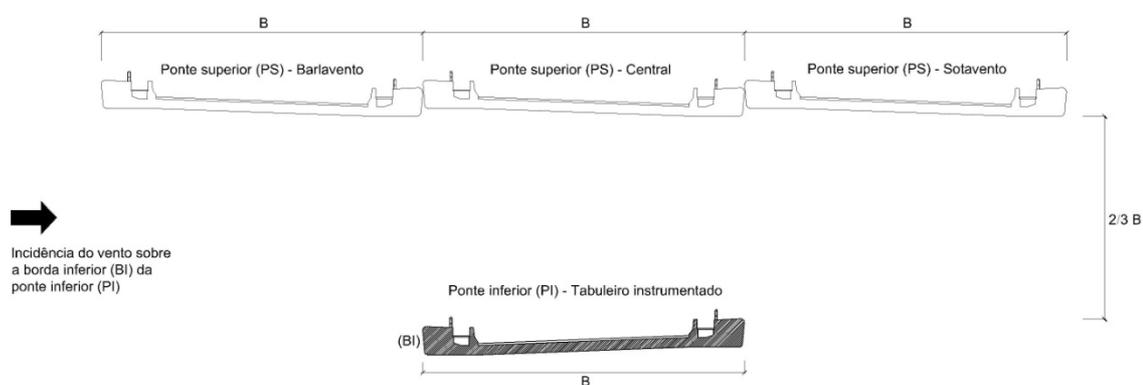


Figura 5.8 – Plano de ensaios (PI\_BI) com modelo seccional de pressões na posição da ponte inferior (PI), para vento incidindo sobre a borda inferior (BI) e modelo mudo na posição da ponte superior (PS) segundo três posições horizontais indicadas.

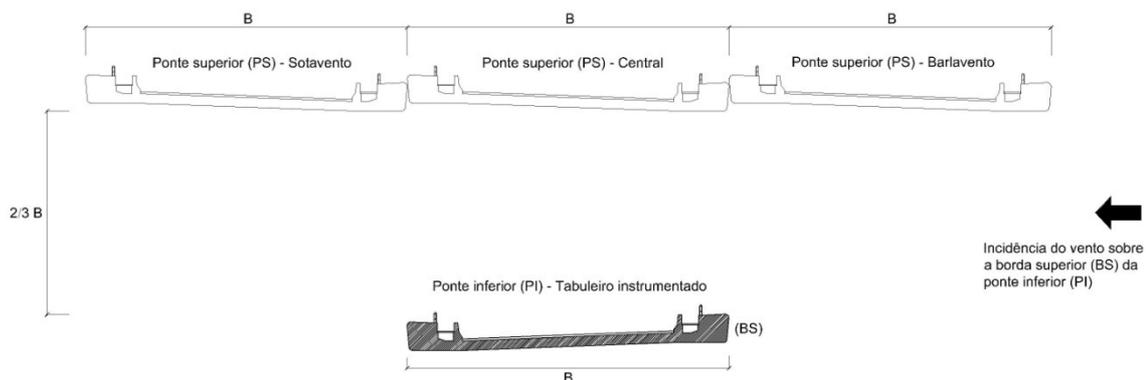


Figura 5.9 – Plano de ensaios (PI\_BS) com modelo seccional de pressões na posição da ponte inferior (PI), para vento incidindo sobre a borda superior (BS) e modelo mudo na posição da ponte superior (PS) segundo três posições horizontais indicadas.

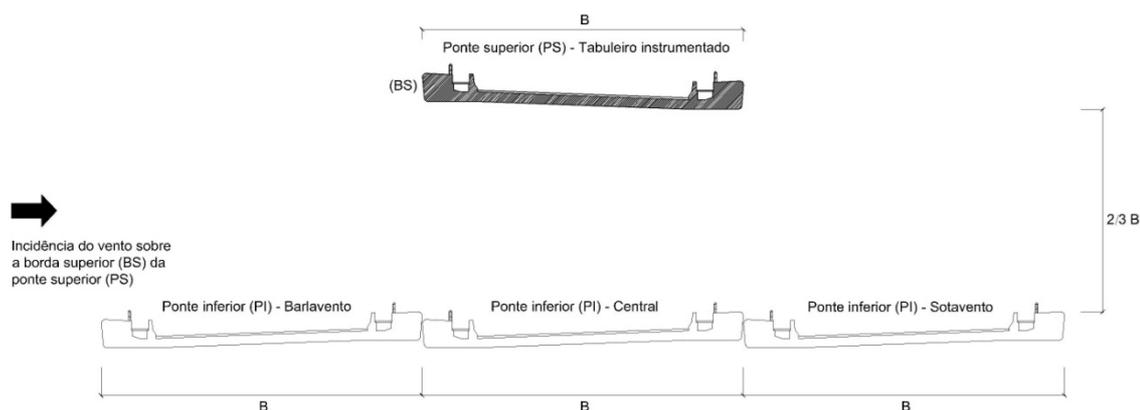


Figura 5.10 – Plano de ensaios (PS\_BS) com modelo seccional de pressões na posição da ponte superior (PS), para vento incidindo sobre a borda superior (BS) e modelo mudo na posição da ponte inferior (PI) segundo três posições horizontais indicadas.

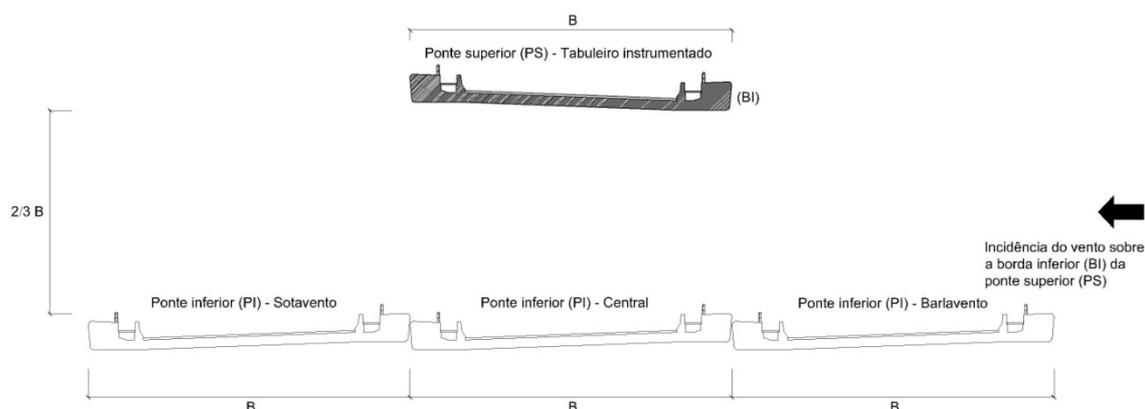


Figura 5.11 – Plano de ensaios (PS\_BI) com modelo seccional de pressões na posição da ponte superior (PS), para vento incidindo sobre a borda inferior (BI) e modelo mudo na posição da ponte inferior (PI) segundo três posições horizontais indicadas.

Observa-se que nas configurações indicadas nas Figuras 5.8 e 5.10 o posicionamento dos tabuleiros forma uma situação de convergência do escoamento entre os mesmos, principalmente quando um está sobre o outro. Já nas Figuras 5.9 e 5.11 a situação é inversa, indicando divergência do escoamento.

Os testes com os dois modelos seccionais foram realizados mantendo-se fixo o ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$  e, alterando a posição relativa entre os tabuleiros conforme descrito nas Figuras 5.8 a 5.11. Nestes ensaios os modelos não são mais sustentados pelo pórtico metálico e sim fixados diretamente sobre duas portas do túnel de vento, especialmente construídas para posicionar os modelos. Uma fotografia mostrando o posicionamento relativo entre os modelos mudo e instrumentado, com tomadas de pressão, no interior do túnel de vento é mostrada na Figura 5.12.



Figura 5.12 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e instrumentado com tomadas de pressão no interior do túnel de vento – diferentes cotas verticais.

Além das configurações anteriormente mencionadas, foram feitos testes com os modelos alinhados, ou seja, numa mesma cota vertical com diferentes afastamentos relativos. Os afastamentos testados estão indicados na Figuras 5.13 e 5.14. Nesta situação foram realizados testes com o modelo mudo sempre a barlavento do modelo instrumentado. Estes testes foram realizados tanto com os modelos posicionados com o bordo superior (BS) a barlavento quanto com o bordo inferior (BI), ambos para incidência do vento de  $0^\circ$ .

Uma fotografia mostrando o posicionamento relativo entre os modelos, mudo e instrumentado com tomadas de pressão, no interior do túnel de vento é mostrada na Figura 5.15.

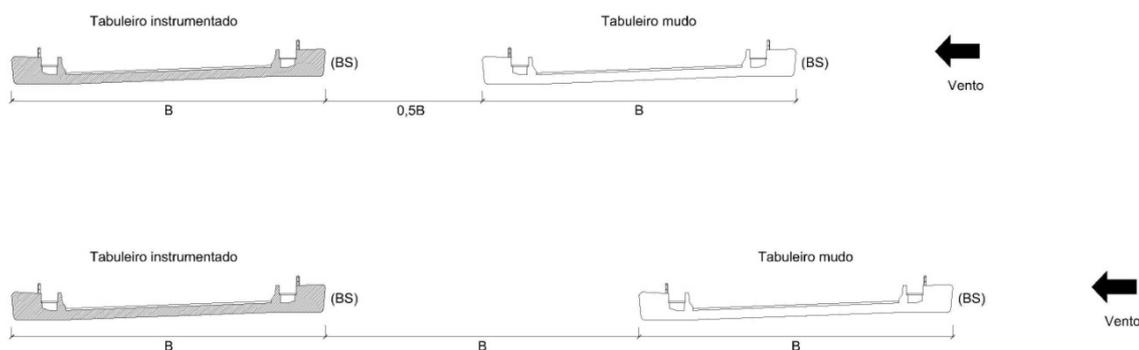


Figura 5.13 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e instrumentado com tomadas de pressão no interior do túnel de vento – mesma cota vertical – vento incidindo sobre a borda superior (BS).

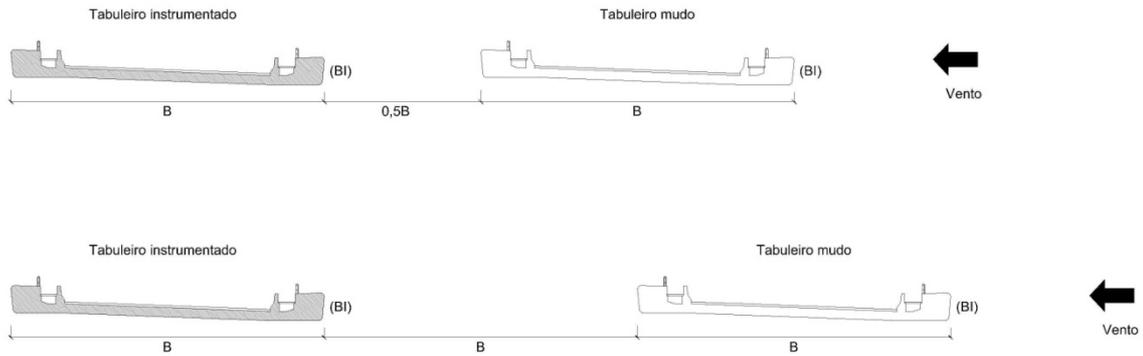


Figura 5.14 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e instrumentado com tomadas de pressão no interior do túnel de vento – mesma cota vertical – vento incidindo sobre a borda inferior (BI).



Figura 5.15 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e instrumentado com tomadas de pressão no interior do túnel de vento – mesma cota vertical.

#### 5.1.1.4 Cálculo dos coeficientes aerodinâmicos

Os registros provenientes das aquisições das pressões na superfície externa dos modelos foram processados gerando valores de pressões médias que, por sua vez, foram traduzidas em coeficientes de pressão,  $\bar{c}_p$ , (adimensionais), cuja definição é:

$$\bar{c}_p = \frac{\frac{1}{T} \int_0^T p(t) dt}{q_o} \quad (5.1)$$

Sendo:

$p(t)$  pressão instantânea, na superfície da estrutura, medida em relação à pressão estática de referência [ $\text{N}/\text{m}^2$ ];

$t$  tempo [s];

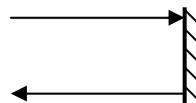
$T$  intervalo de tempo de amostragem [s];

$q_o = \frac{1}{2} \rho V^2$  pressão dinâmica [ $\text{N}/\text{m}^2$ ] de referência medida no nível do topo do tabuleiro ( $\rho$  = massa específica do ar [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]);

$V$  velocidade média do vento ao nível do tabuleiro [m/s].

Neste estudo foi adotada a seguinte convenção de sinais:

- coeficientes positivos: sobrepressão (+)
- coeficientes negativos: sucção (-)



As pressões médias foram integradas para fornecerem valores médios das forças de arrasto e sustentação, bem como os momentos de torção atuantes na secção transversal do modelo da ponte. Além destas, foram calculadas as forças segundo duas direções arbitrárias indicadas nas Figuras 5.6 e 5.7.

Os coeficientes aerodinâmicos são coeficientes adimensionais que, em termos de geometria, dependem da forma da secção transversal, do ângulo de incidência do vento,  $\alpha$ , do detalhamento do gradil e defesa, entre outros. As características do escoamento também exercem influência sobre os coeficientes aerodinâmicos, por exemplo, a intensidade da turbulência e o número de Reynolds.

Especificamente, foram determinados os seguintes coeficientes aerodinâmicos estáticos:

Coeficiente de arrasto – forças na direção do vento

$$C_a = \frac{\overline{F}_a}{q_o B} \quad (5.2)$$

Coeficiente de sustentação – forças perpendiculares à direção do vento

$$C_s = \frac{\overline{F}_s}{q_o B} \quad (5.3)$$

Coeficiente de torção – momentos torçores atuantes na secção transversal

$$C_t = \frac{\overline{M}_t}{q_o B^2} \quad (5.4)$$

sendo:

$\overline{F}_a$  força de arrasto média por unidade de comprimento [N/m];

$\overline{F}_s$  força de sustentação média por unidade de comprimento [N/m];

$\overline{M}_t$  momento torçor médio por unidade de comprimento [Nm/m];

$B$  largura do tabuleiro da ponte [m];

A partir do cálculo dos coeficientes de força na direção  $x$  e na direção  $z$  os coeficientes de arrasto e de sustentação foram definidos pelas seguintes equações:

$$C_a(\alpha) = C_x(\alpha)\cos\alpha + C_z(\alpha)\sin\alpha \quad (5.5)$$

$$C_s(\alpha) = -C_x(\alpha)\sin\alpha + C_z(\alpha)\cos\alpha \quad (5.6)$$

Onde  $C_x$  e  $C_z$  são as forças segundo as direções arbitradas nas Figuras 5.6 e 5.7.

O cálculo do coeficiente de torção é realizado a partir da determinação das contribuições de cada pressão medida, calculando-se o momento torçor em relação ao centro indicado nas Figuras 5.6 e 5.7. O centro de aplicação das forças coincide com o centro de gravidade do tabuleiro.

Nas Tabelas 5.1 e 5.2 são apresentados os coeficientes aerodinâmicos medidos em função da condição de interferência e da orientação do bordo do tabuleiro em relação ao vento incidente.

Tabela 5.1 – Valores dos coeficientes aerodinâmicos em função da condição de interferência, tipo de escoamento e orientação do bordo do tabuleiro. Incidência do vento sobre o bordo superior (BS) – 0°

	Coef. Aerod.	Coef. de arrasto - $C_a$		Coef. de sustentação - $C_s$		Coef. de torção - $C_t$	
	Tipo de escoamento	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento
Condição de interferência	BS_PI_ISO	0,084	0,086	0,192	0,023	0,005	-0,030
	BS_PS_B	0,104	0,094	0,293	0,049	-0,012	-0,051
	BS_PS_C	0,108	0,103	0,445	0,257	-0,033	-0,081
	BS_PS_S	0,108	0,097	0,390	0,132	-0,021	-0,051
	BS_PI_B	0,100	0,123	0,383	0,246	-0,014	-0,078
	BS_PI_C	0,109	0,121	0,267	0,103	-0,017	-0,045
	BS_PI_S	0,107	0,112	-0,185	-0,197	0,022	0,002
	BS_PI_05B	0,052	0,060	-0,016	0,042	-0,023	-0,038
BS_PI_10B	0,052	0,065	0,016	0,065	-0,028	-0,040	

Tabela 5.2 – Valores dos coeficientes aerodinâmicos em função da condição de interferência, tipo de escoamento e orientação do bordo do tabuleiro. Incidência do vento sobre o bordo inferior (BI) – 0°

	Coef. Aerod.	Coef. de arrasto - $C_a$		Coef. de sustentação - $C_s$		Coef. de torção - $C_t$	
	Tipo de escoamento	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento
Condição de interferência	BI_PI_ISO	0,107	0,101	-0,322	-0,338	-0,051	-0,047
	BI_PS_B	0,110	0,080	-0,453	-0,310	-0,069	-0,060
	BI_PS_C	0,104	0,095	-0,223	-0,272	-0,051	-0,039
	BI_PS_S	0,103	0,093	0,213	-0,024	0,002	-0,002
	BI_PI_B	0,101	0,098	-0,259	-0,275	-0,062	-0,051
	BI_PI_C	0,119	0,115	-0,603	-0,510	-0,092	-0,104
	BI_PI_S	0,125	0,102	-0,556	-0,485	-0,082	-0,093
	BI_PI_05B	0,051	0,056	-0,162	-0,131	-0,016	-0,012
BI_PI_10B	0,040	0,041	-0,220	-0,183	-0,030	-0,027	

Os efeitos de interferência aerodinâmica nos coeficientes aerodinâmicos, definidos nas equações 5.2 a 5.4, podem ser interpretados através da definição de fatores de interferência. Os fatores de interferência são assim definidos:

Fator de interferência de arrasto

$$FI_a = \frac{C_{a \text{ interferência}}}{C_{a \text{ isolado}}} \quad (5.7)$$

Fator de interferência de sustentação

$$FI_s = \frac{C_{s \text{ interferência}}}{C_{s \text{ isolado}}} \quad (5.8)$$

Fator de interferência de torção

$$FI_t = \frac{C_{t \text{ interferência}}}{C_{t \text{ isolado}}} \quad (5.9)$$

onde:

$C_{a,s,t \text{ interferência}}$  coeficientes de arrasto, sustentação e torção, respectivamente, correspondentes a uma das situações de interferência testadas (ver Figuras 5.8 a 5.11 - 5.13 e 5.14).

$C_{a,s,t \text{ isolado}}$  coeficientes de arrasto, sustentação e torção, respectivamente, correspondentes às medições com modelo isolado.

Nas Tabelas 5.3 e 5.4 são mostrados os fatores de interferência calculados a partir dos coeficientes aerodinâmicos medidos.

Tabela 5.3 – Valores dos fatores de interferência em função da condição de interferência, tipo de escoamento e orientação do bordo do tabuleiro. Incidência do vento sobre o bordo superior (BS) – 0°

	Fator de Int.	Fator de Interferência - Ca		Fator de Interferência - Cs		Fator de Interferência - Ct	
	Tipo de escoamento	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento
Condição de interferência	BS_PI_ISO	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	BS_PS_B	1,24	1,10	1,52	2,16	-2,26	1,68
	BS_PS_C	1,29	1,20	2,31	11,22	-6,33	2,70
	BS_PS_S	1,29	1,13	2,03	5,78	-4,01	1,68
	BS_PI_B	1,19	1,44	1,99	10,73	-2,68	2,58
	BS_PI_C	1,30	1,42	1,39	4,48	-3,28	1,50
	BS_PI_S	1,27	1,31	<b>-0,96</b>	<b>-8,61</b>	4,10	<b>-0,07</b>
	BS_PI_05B	<b>0,62</b>	<b>0,70</b>	<b>-0,08</b>	1,83	-4,41	1,25
	BS_PI_10B	<b>0,62</b>	<b>0,76</b>	<b>0,08</b>	2,82	-5,27	1,33

Os valores destacados em negrito correspondem a uma situação de interferência que gera um efeito de proteção em relação à condição com tabuleiro isolado.

Tabela 5.4 – Valores dos fatores de interferência em função da condição de interferência, tipo de escoamento e orientação do bordo do tabuleiro. Incidência do vento sobre o bordo inferior (BI) – 0°

	Fator de Int.	Fator de Interferência - Ca		Fator de Interferência - Cs		Fator de Interferência - Ct	
	Tipo de escoamento	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento
Condição de interferência	BI_PI_ISO	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	BI_PS_B	1,02	<b>0,80</b>	1,40	<b>0,92</b>	1,35	1,29
	BI_PS_C	<b>0,98</b>	<b>0,94</b>	<b>0,69</b>	<b>0,80</b>	1,00	<b>0,83</b>
	BI_PS_S	<b>0,97</b>	<b>0,93</b>	<b>-0,66</b>	<b>0,07</b>	<b>-0,04</b>	<b>0,04</b>
	BI_PI_B	<b>0,94</b>	<b>0,97</b>	<b>0,80</b>	<b>0,81</b>	1,21	1,10
	BI_PI_C	1,12	1,15	1,87	1,51	1,81	2,23
	BI_PI_S	1,17	1,02	1,73	1,43	1,61	1,99
	BI_PI_05B	<b>0,48</b>	<b>0,55</b>	<b>0,50</b>	<b>0,39</b>	<b>0,31</b>	<b>0,27</b>
	BI_PI_10B	<b>0,37</b>	<b>0,41</b>	<b>0,68</b>	<b>0,54</b>	<b>0,60</b>	<b>0,58</b>

Os valores destacados em negrito correspondem a uma situação de interferência que gera um efeito de proteção em relação à condição com tabuleiro isolado.

### 5.1.1.5 Resultados e comentários

Nas Figuras 5.16 a 5.25 são apresentados os coeficientes aerodinâmicos estáticos para o tabuleiro isolado em função do ângulo de incidência do vento. Os resultados obtidos com o escoamento suave e com o escoamento turbulento são apresentados no mesmo gráfico para fins comparativos.

Foram observadas diferenças entre os resultados obtidos com escoamento suave e com o turbulento em todos os coeficientes aerodinâmicos. Isto se deve, possivelmente, a um recolamento do escoamento alterado em função da intensidade e da escala da turbulência. Os coeficientes de torção para escoamento turbulento foram sempre maiores, em valor absoluto, que os correspondentes coeficientes em escoamento suave. Os resultados são coerentes do ponto de vista aerodinâmico, tendo as curvas dos coeficientes de força e torção formas compatíveis com resultados de estruturas similares observados na literatura (Limas 2003).

Os resultados dos testes, realizados para identificar os efeitos de interferência aerodinâmica entre os dois tabuleiros das pontes, serão apresentados no formato de gráfico de barras. A legenda apresentada nos gráficos, em termos do conjunto de iniciais utilizadas para denominar a configuração, deve ser interpretada da seguinte forma: Configuração **XX\_YY\_ZZZ**, onde:

- **XX**: corresponde ao bordo do tabuleiro instrumentado com tomadas de pressão sobre o qual o vento incide. **BI** – bordo inferior e **BS** – bordo superior (VARIACÃO DE FORMA);
- **YY**: corresponde à posição vertical relativa do tabuleiro instrumentado. **PI** – ponte inferior e **PS** – ponte superior (VARIACÃO VERTICAL);
- **ZZZ**: corresponde à posição horizontal relativa do modelo mudo em relação ao modelo instrumentado. **B** – barlavento, **C** – central, **S** – sotavento, para diferentes cotas. **05B** – afastamento de  $0,5B$  a barlavento, **10B** – afastamento de  $1,0B$  a barlavento e **ISO** – modelo isolado (VARIACÃO HORIZONTAL).

---

As configurações acima descritas correspondem às mesmas apresentadas nas Figuras 5.8 a 5.11 e Figuras 5.13 e 5.14.

Nas Figuras 5.26 a 5.37 são apresentados os gráficos comparativos dos efeitos de interferência observados em termos dos coeficientes aerodinâmicos estáticos. Salienta-se que para incidência do vento de  $0^\circ$  os coeficientes de força  $C_x$  e de arrasto  $C_a$  são idênticos. Esta observação também é válida para os coeficientes de força  $C_z$  e de sustentação  $C_s$ .

#### *5.1.1.5.1 Incidência do vento sobre a borda superior do modelo - BS*

Comparando-se as Figuras 5.26 e 5.27 fica claro o efeito de proteção, em termos de força de arrasto, dos tabuleiros alinhados a barlavento sobre o tabuleiro a sotavento (BS\_PI\_05B e BS\_PI\_10B). As maiores reduções foram observadas para escoamento suave, onde os valores para tabuleiro isolado foram em torno de 60% superiores. Em escoamento suave (Figura 5.26), os coeficientes de arrasto foram cerca de 25% superiores em relação ao tabuleiro isolado para a situação de interferência em diferente cota vertical, para todos os posicionamentos relativos.

Observa-se nas Figuras 5.28 e 5.29 significativas diferenças entre os coeficientes de sustentação em função do tipo de escoamento. No caso de escoamento suave, o efeito de interferência dos tabuleiros a barlavento, alinhados numa mesma cota vertical, (BS\_PI\_05B e BS\_PI\_10B), praticamente anulou as forças de sustentação sobre o tabuleiro a sotavento. Tanto em escoamento suave quanto em turbulento ocorreu uma inversão no sentido de atuação das forças de sustentação, na situação em que o modelo mudo estava posicionado a sotavento do modelo instrumentado (BS\_PI\_S).

A partir das Figuras 5.30 e 5.31 percebe-se que o escoamento turbulento gera efeitos de torção superiores aos observados em escoamento suave, exceto para uma das configurações testadas (BS\_PI\_S).

As magnitudes das diferenças observadas para a incidência do vento sobre a borda superior do modelo podem ser vistas na Tabela 5.3, que mostra os fatores de interferência para as distintas configurações testadas.

---

De uma forma geral, os efeitos de interferência para posicionamentos dos modelos em diferentes cotas verticais não geraram condições de proteção. Em outras palavras, não houve redução dos coeficientes aerodinâmicos em relação àqueles correspondentes à situação de tabuleiro isolado.

Para a condição de interferência numa mesma cota vertical o efeito de proteção mostrou-se presente nos coeficientes de arrasto e nos coeficientes de sustentação para escoamento uniforme e suave.

#### *5.1.1.5.2 Incidência do vento sobre a borda inferior do modelo - BI*

Comparando-se as Figuras 5.32 e 5.33 fica claro o efeito de proteção, em termos de força de arrasto, dos tabuleiros alinhados a barlavento sobre o tabuleiro a sotavento (BI\_PI\_05B e BI\_PI\_10B). Percebe-se ainda que o afastamento relativo  $1,0B$  produz maior efeito de proteção do que  $0,5B$ .

De acordo com as Figuras 5.34 e 5.35, as significativas diferenças observadas para a incidência do vento sobre a borda superior não foram observadas. As diferenças entre as magnitudes dos coeficientes em ambos os escoamentos foram menores.

Em termos dos coeficientes de torção os resultados obtidos tanto em escoamento suave quanto em escoamento turbulento foram equivalentes, diferente ao observado para vento incidindo sobre a borda superior. As magnitudes das diferenças observadas para a incidência do vento sobre a borda inferior do modelo podem ser vistas na Tabela 5.4.

Em todas as situações de interferência, para os três coeficientes aerodinâmicos, o efeito de proteção propiciado pela presença do tabuleiro mudo a barlavento do tabuleiro instrumentado foi observado (BI\_PI\_05B e BI\_PI\_10B). Comparando-se a influência da borda de incidência do vento (BI ou BS) conclui-se que os efeitos de proteção ocorreram com maior frequência para vento incidindo sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Destaca-se uma importante influência do sentido da incidência do vento sobre os tabuleiros testados.

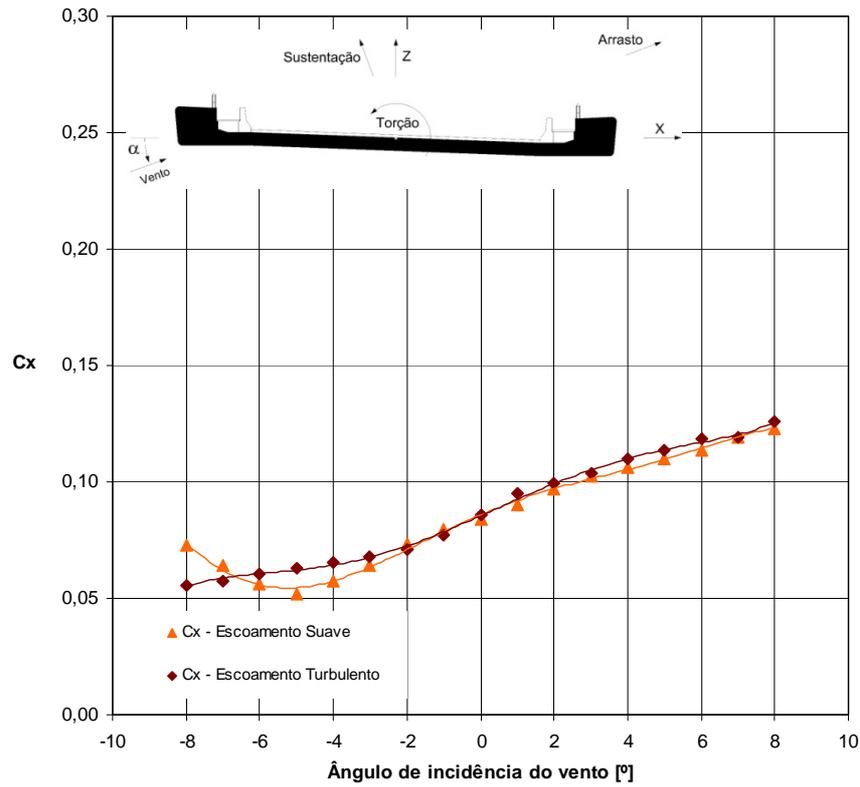


Figura 5.16 – Coeficiente de força  $C_x$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado

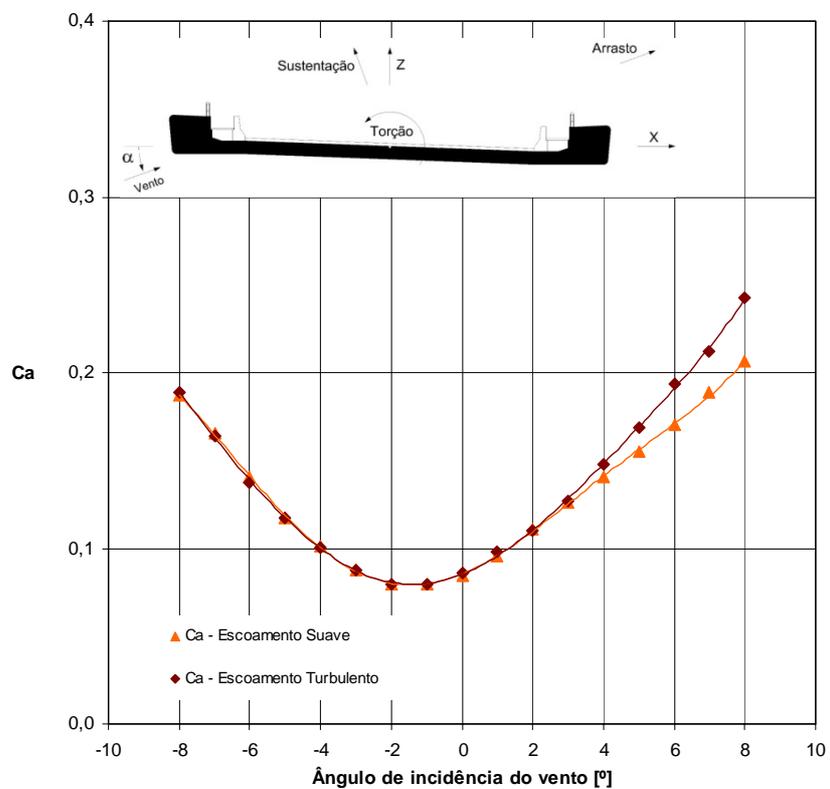


Figura 5.17 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado

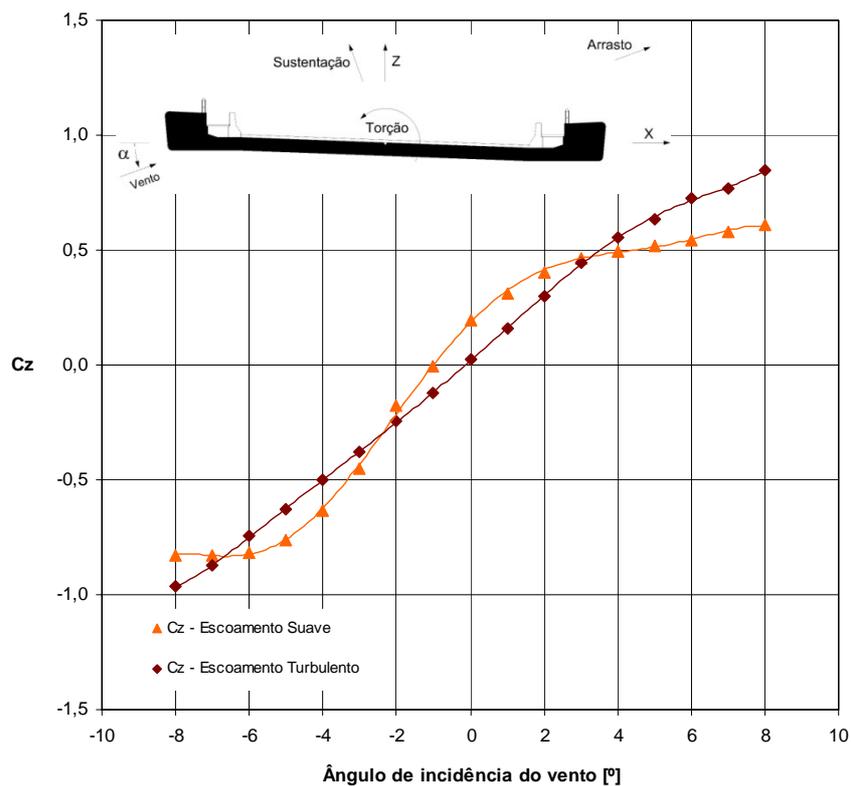


Figura 5.18 – Coeficiente de força  $C_z$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado

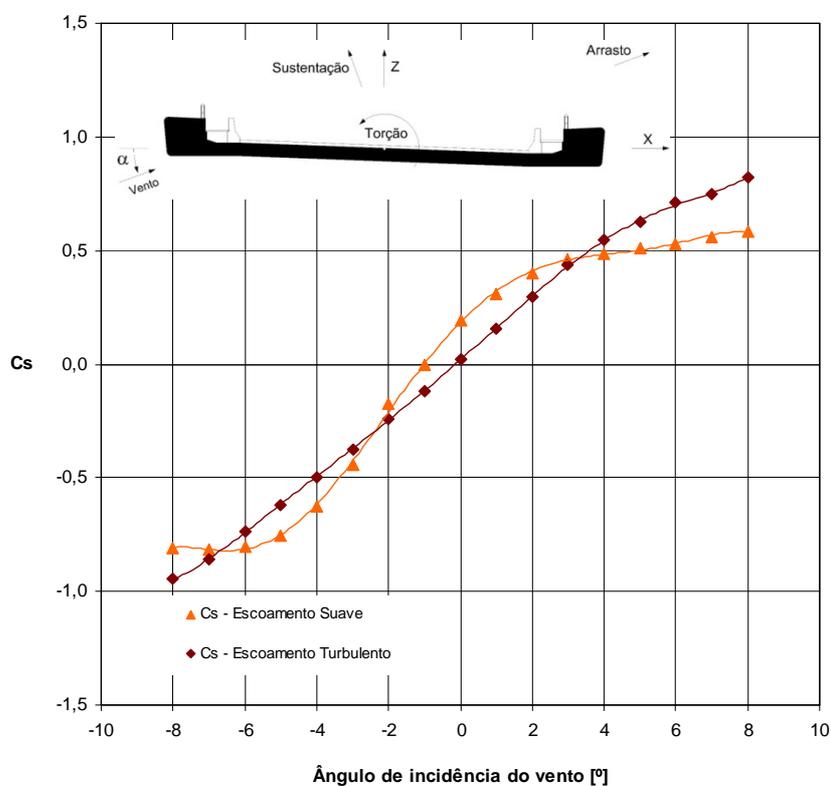


Figura 5.19 – Coeficiente de sustentação  $C_s$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado

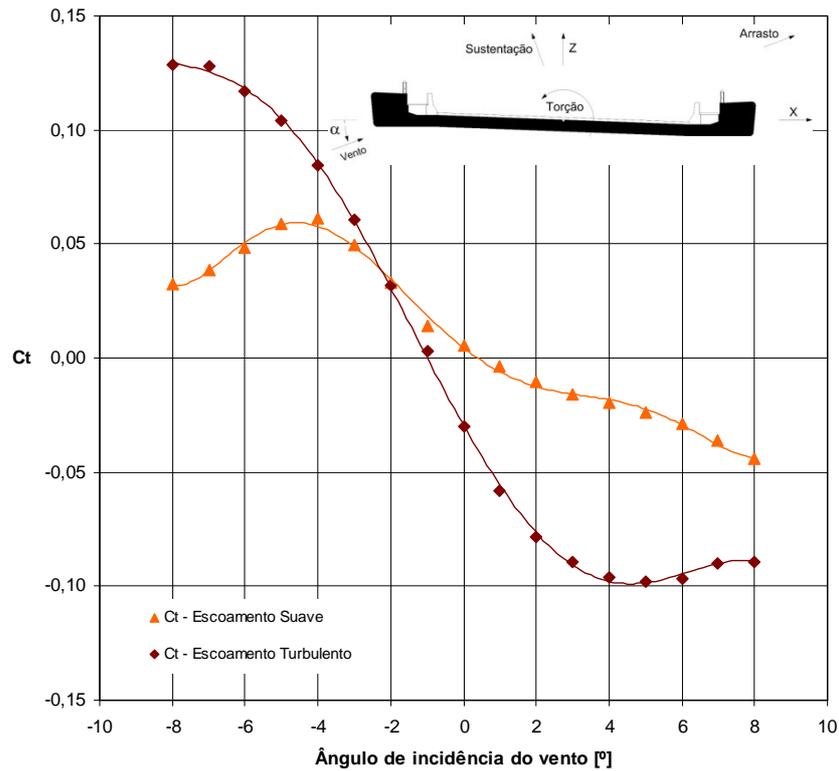


Figura 5.20 – Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda superior (BS) do tabuleiro. Modelo isolado

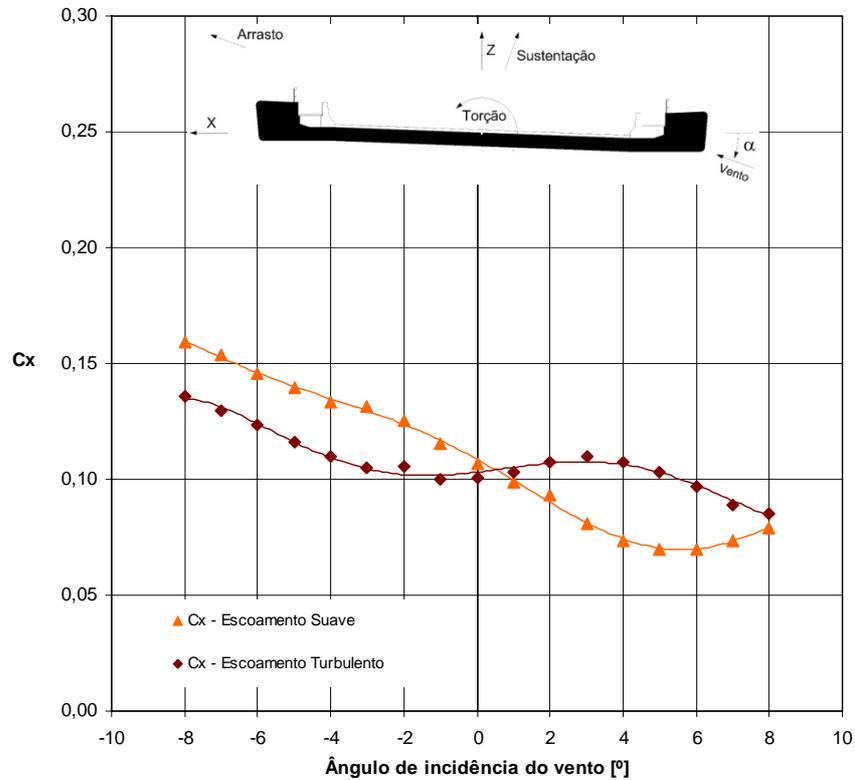


Figura 5.21 – Coeficiente de força  $C_x$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado

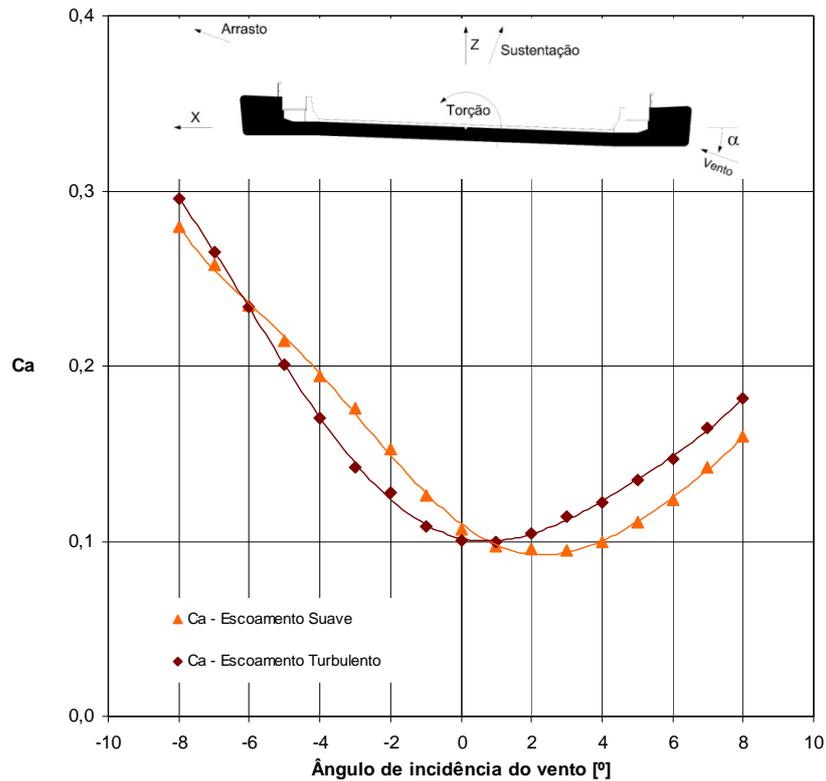


Figura 5.22 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado

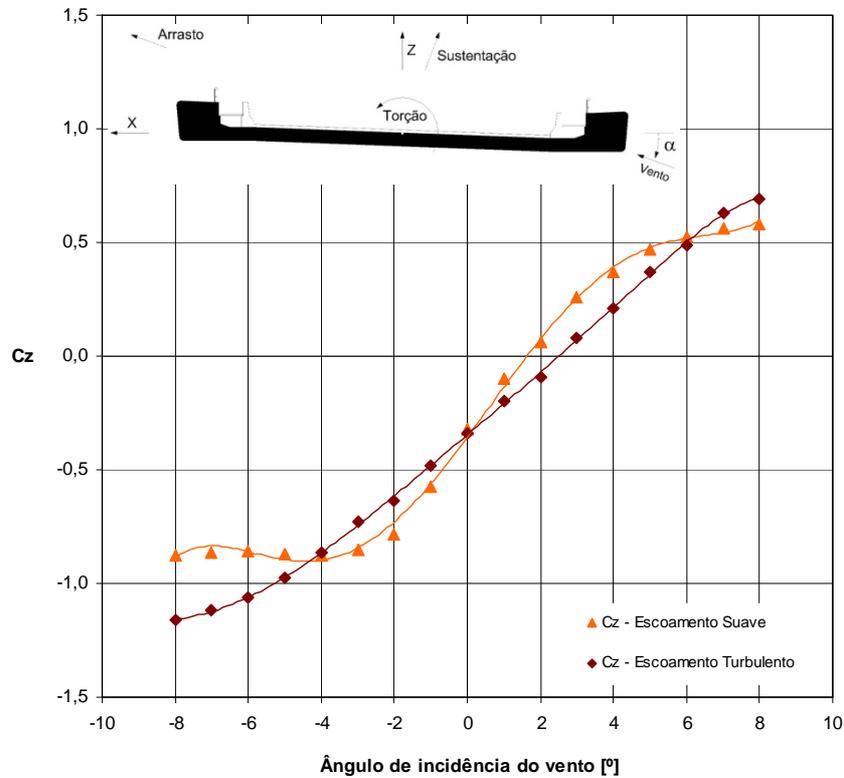


Figura 5.23 – Coeficiente de força  $C_z$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado

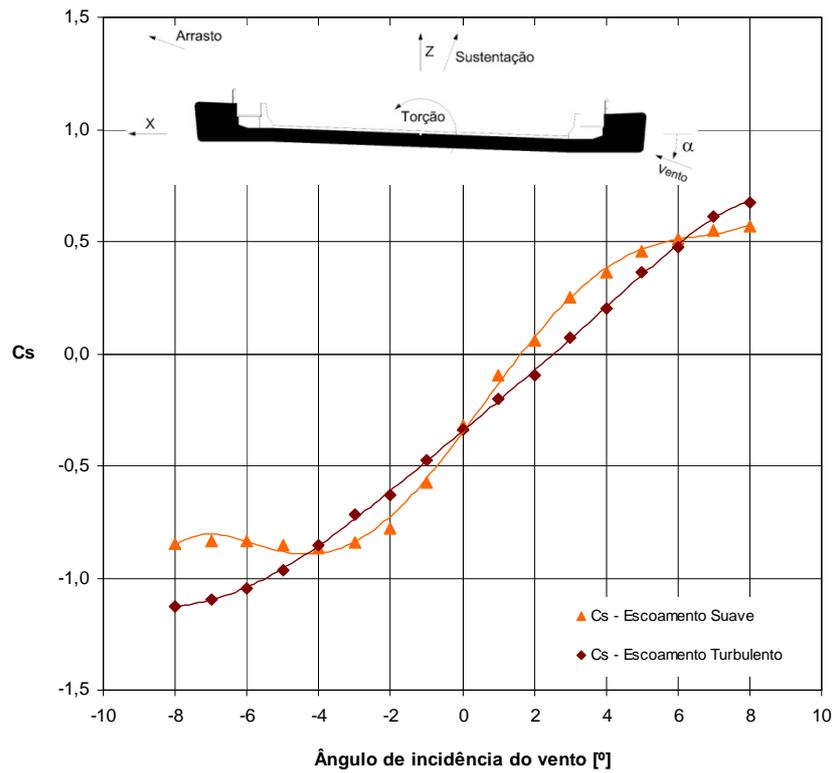


Figura 5.24 – Coeficiente de sustentação  $C_s$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado

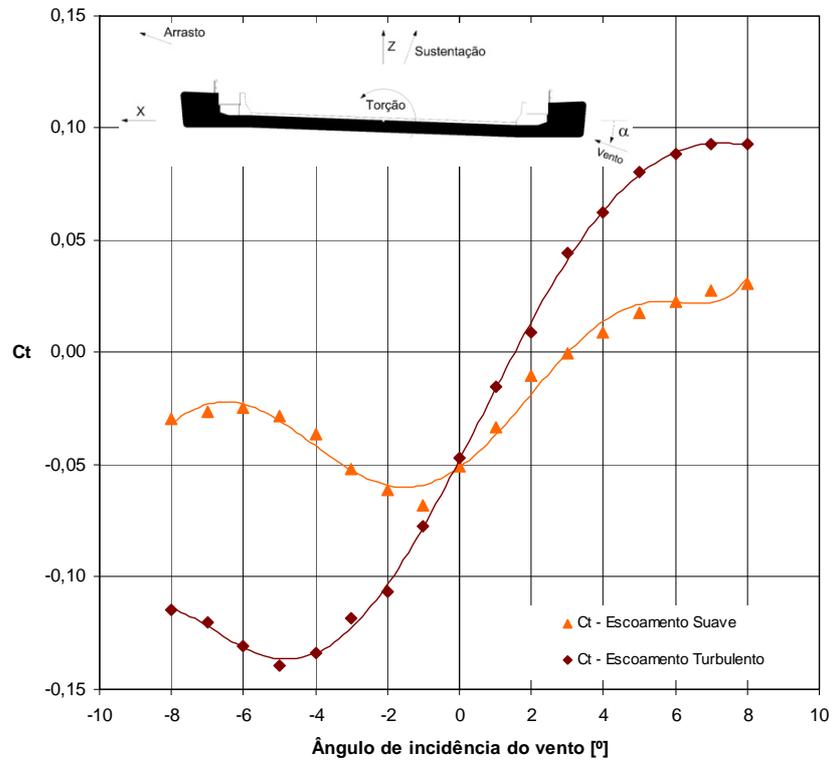


Figura 5.25 – Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro. Modelo isolado

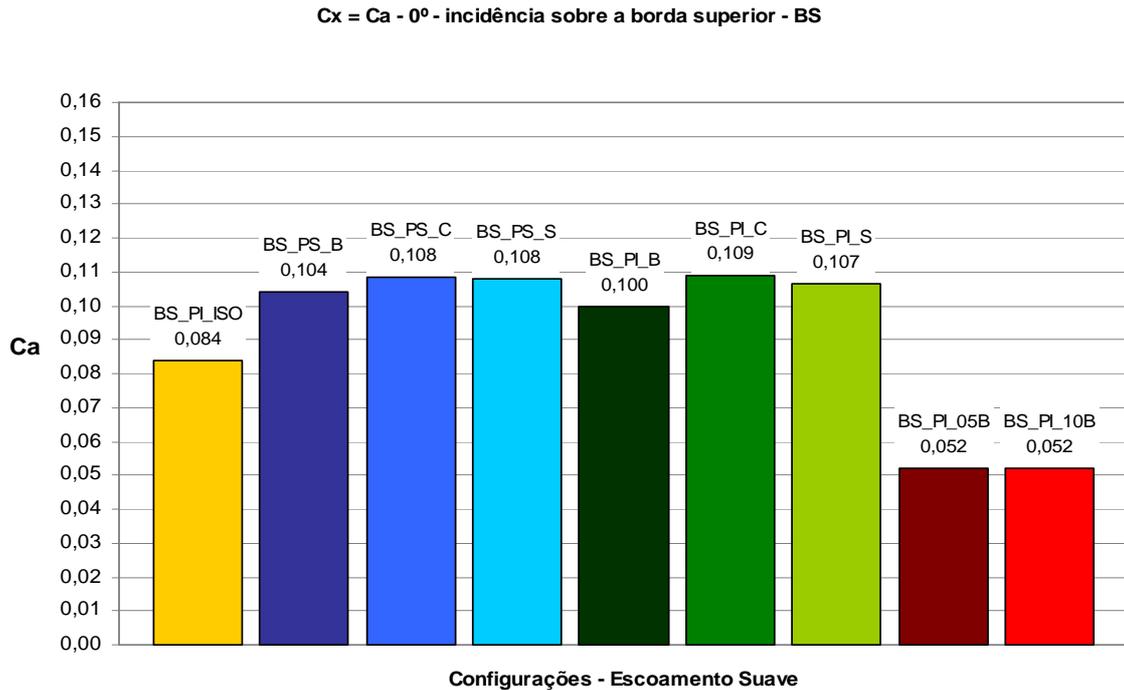


Figura 5.26 – Coeficientes de força  $C_x$  e de arrasto  $C_a$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento suave.

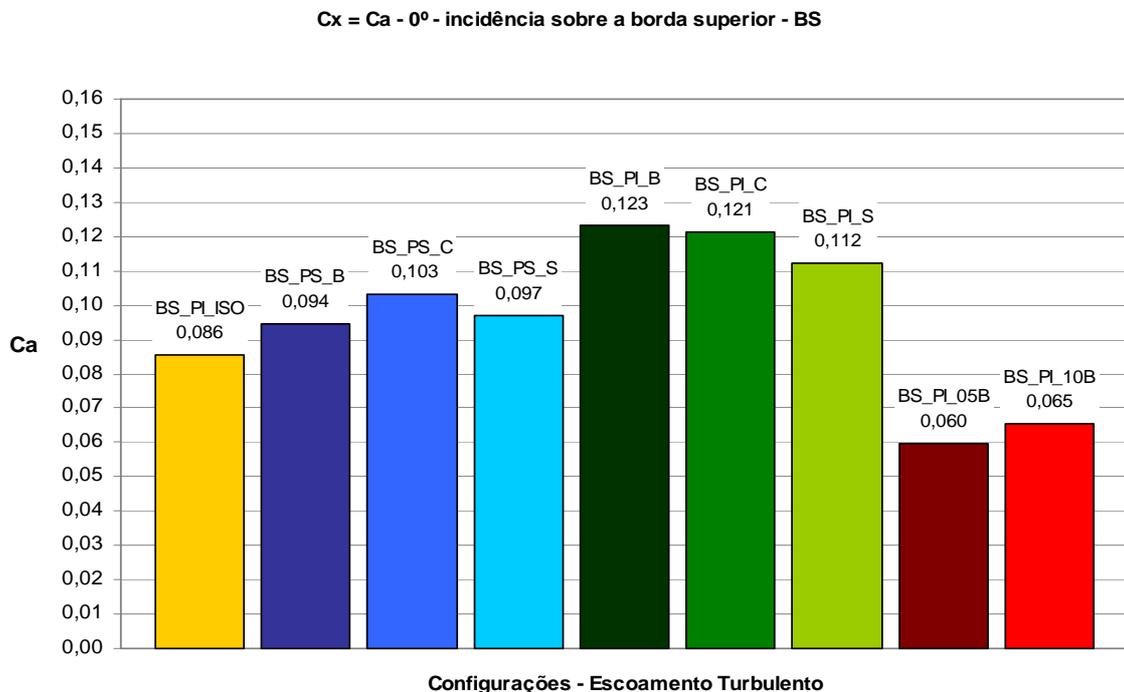


Figura 5.27 – Coeficientes de força  $C_x$  e de arrasto  $C_a$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento turbulento.

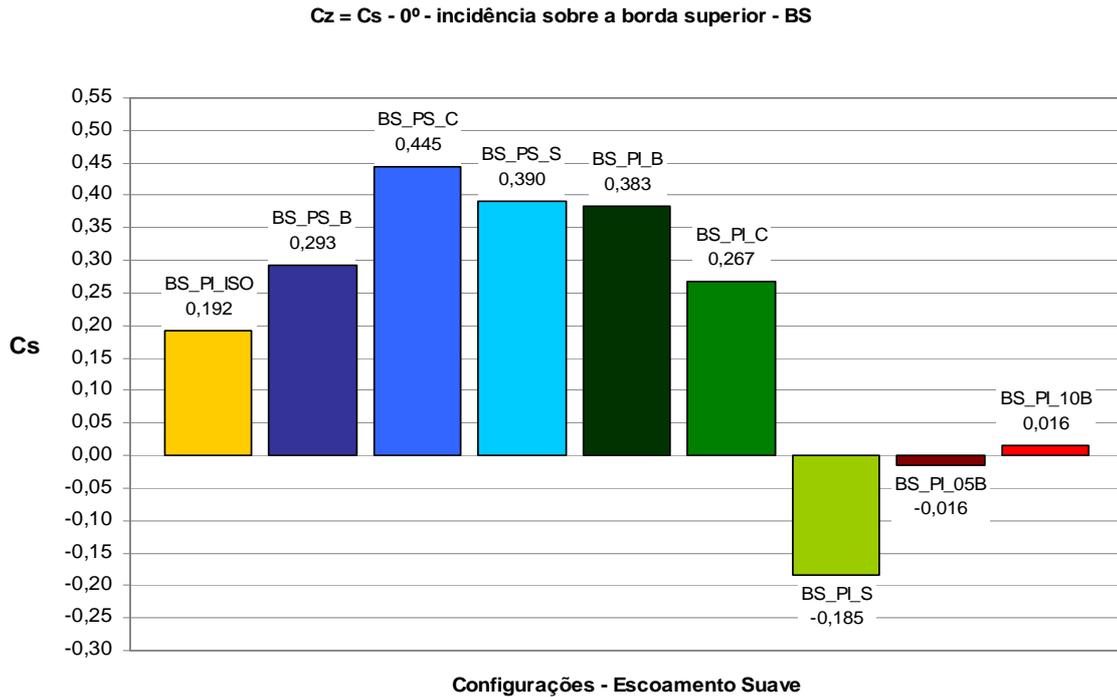


Figura 5.28 – Coeficientes de força  $C_z$  e de sustentação  $C_s$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento suave.

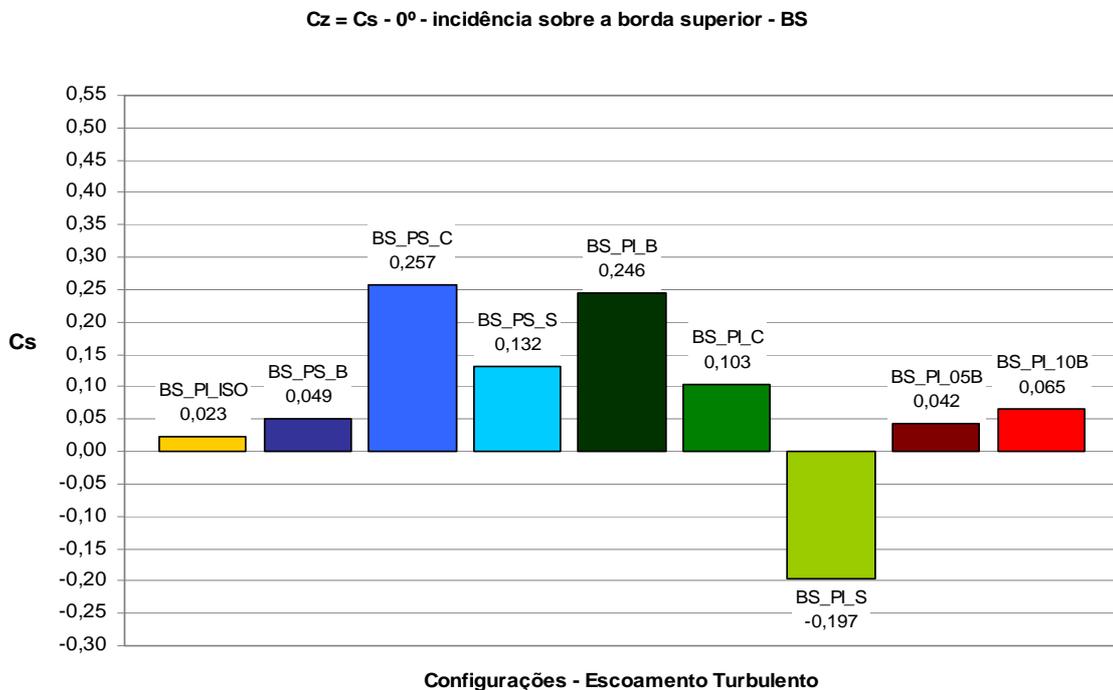


Figura 5.29 – Coeficientes de força  $C_z$  e de sustentação  $C_s$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento turbulento.

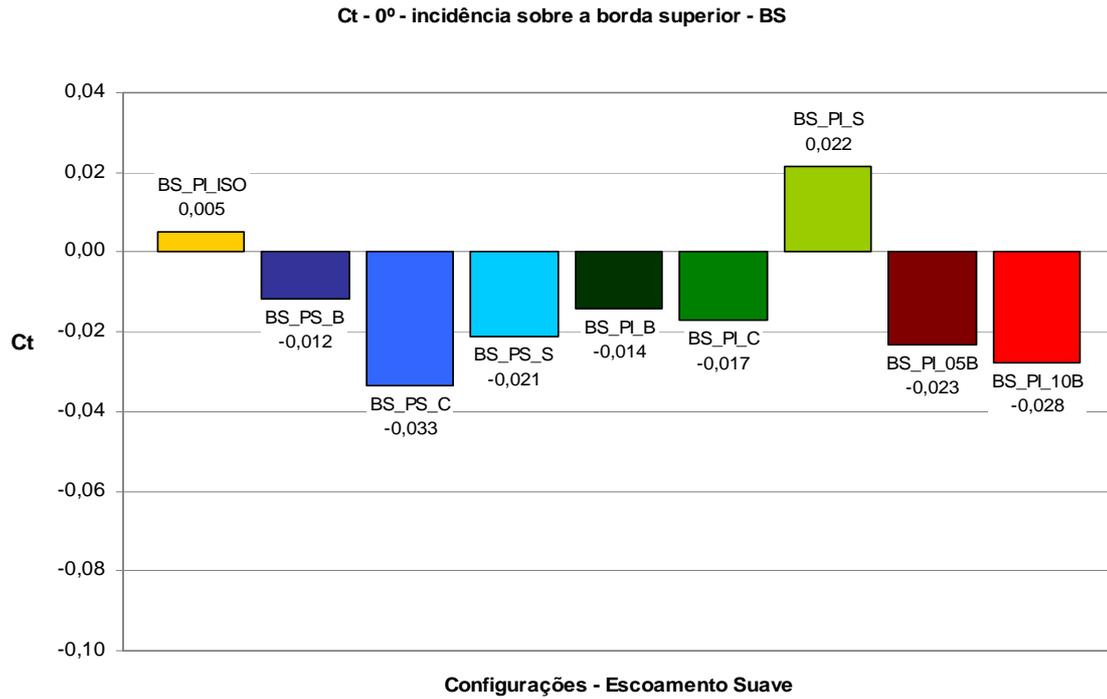


Figura 5.30 – Coeficientes de torção  $C_t$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento suave.

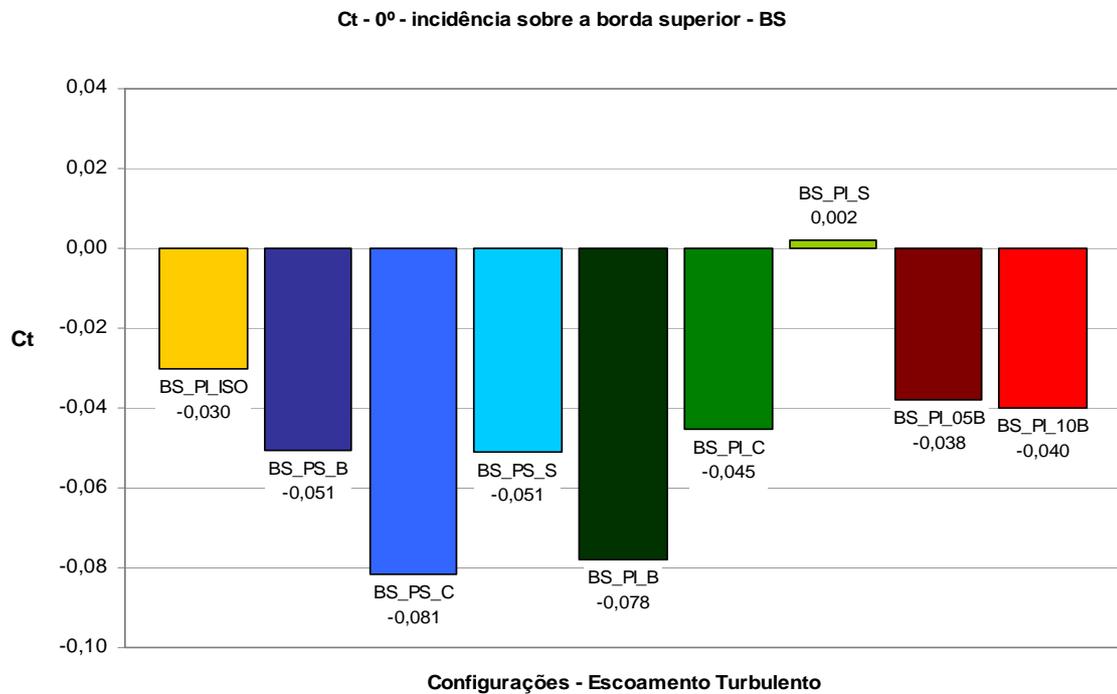


Figura 5.31 – Coeficientes de torção  $C_t$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda superior (BS) do tabuleiro, em escoamento turbulento.

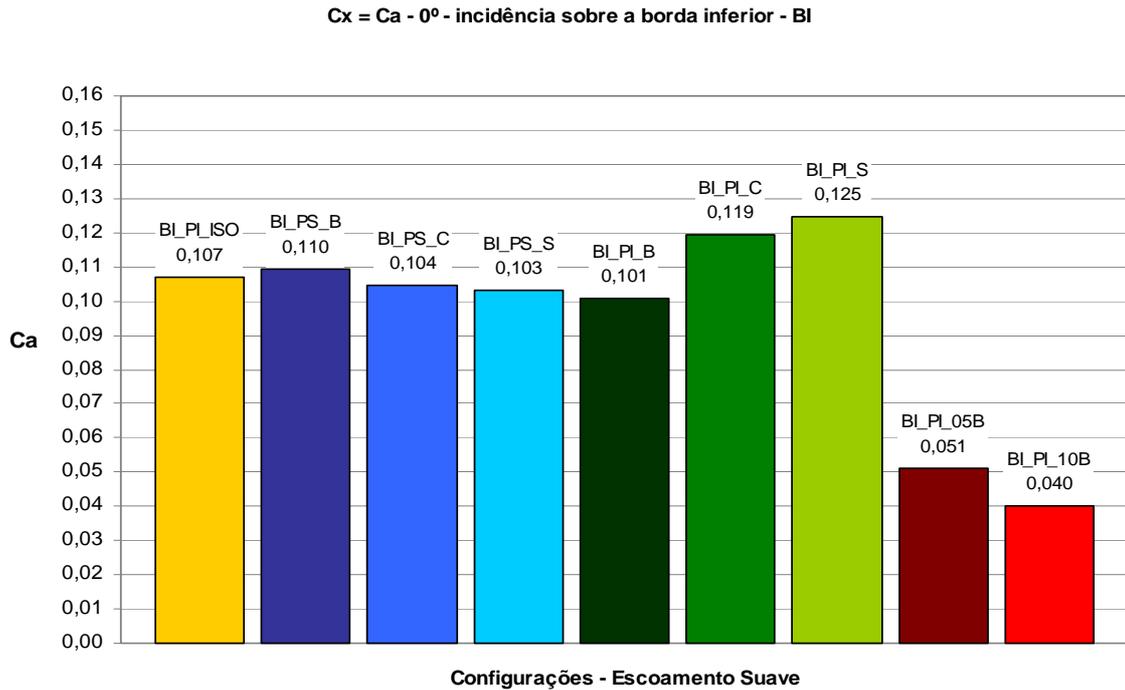


Figura 5.32 – Coeficientes de força  $C_x$  e de arrasto  $C_a$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento suave.

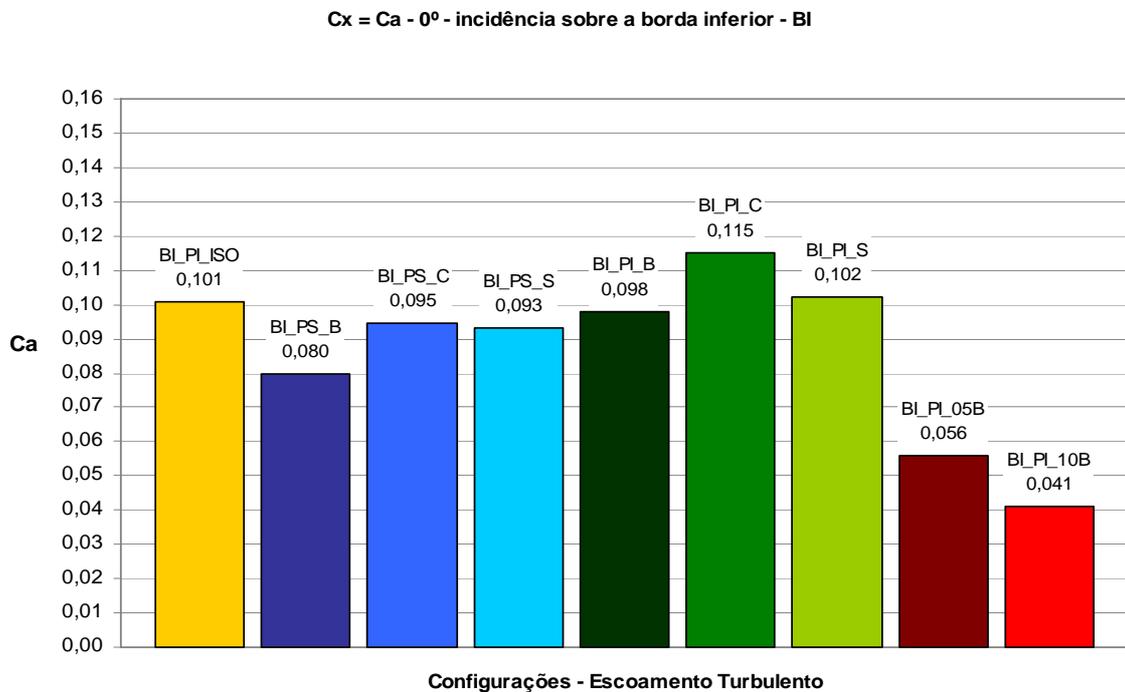


Figura 5.33 – Coeficientes de força  $C_x$  e de arrasto  $C_a$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento turbulento.

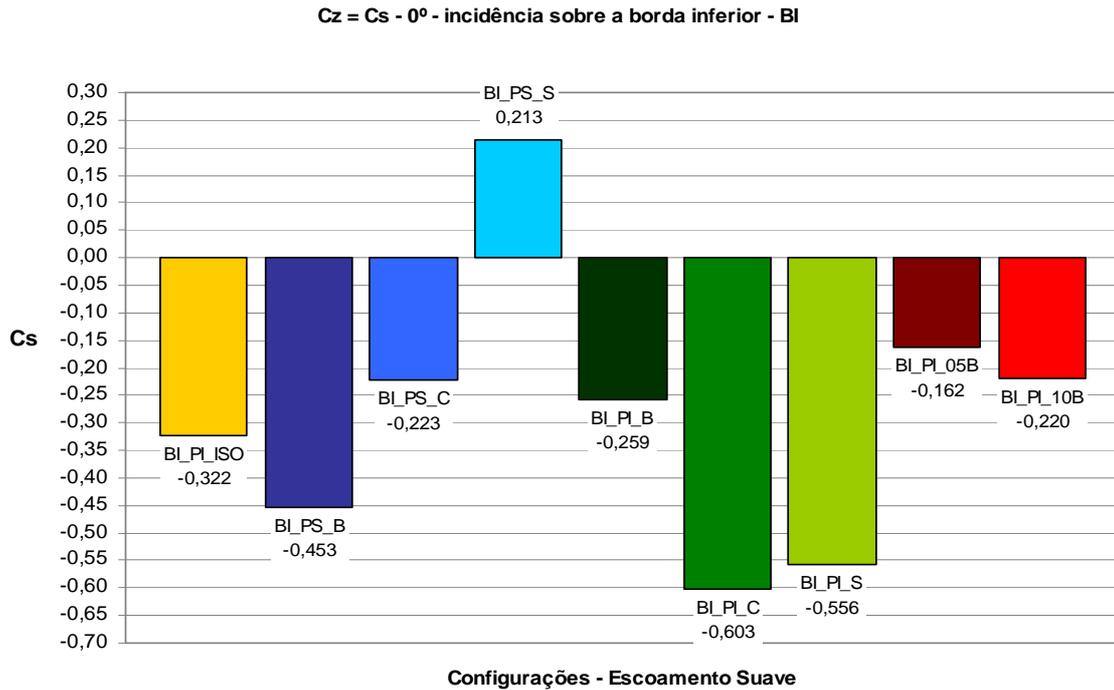


Figura 5.34 – Coeficientes de força  $C_z$  e de sustentação  $C_s$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento suave.

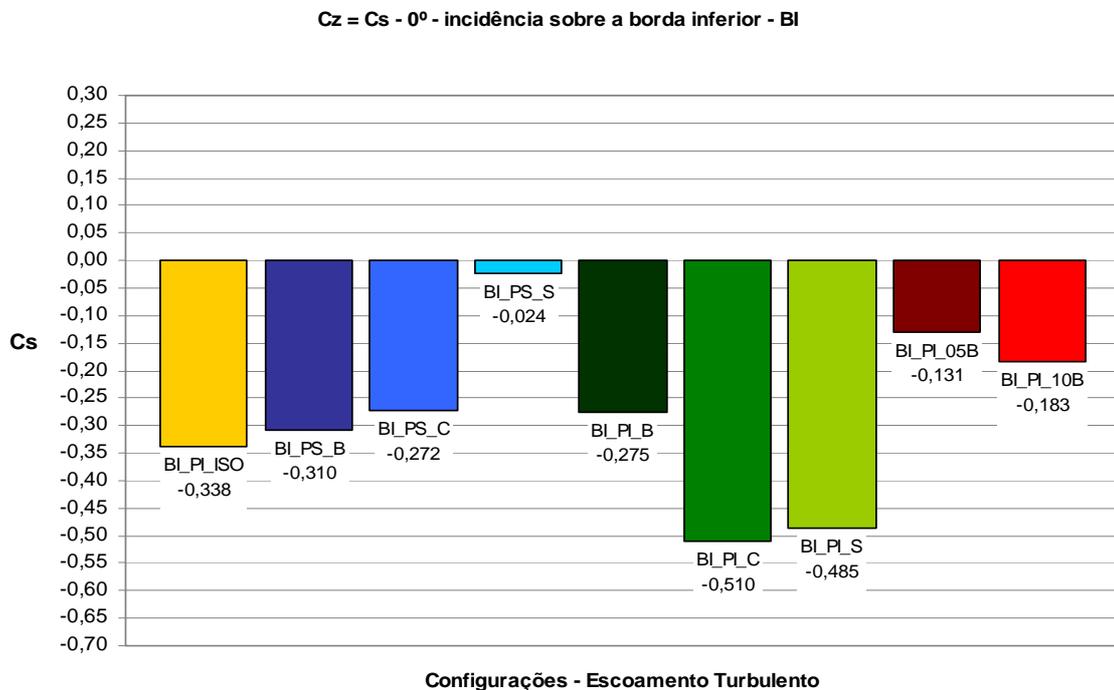


Figura 5.35 – Coeficientes de força  $C_z$  e de sustentação  $C_s$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento turbulento.

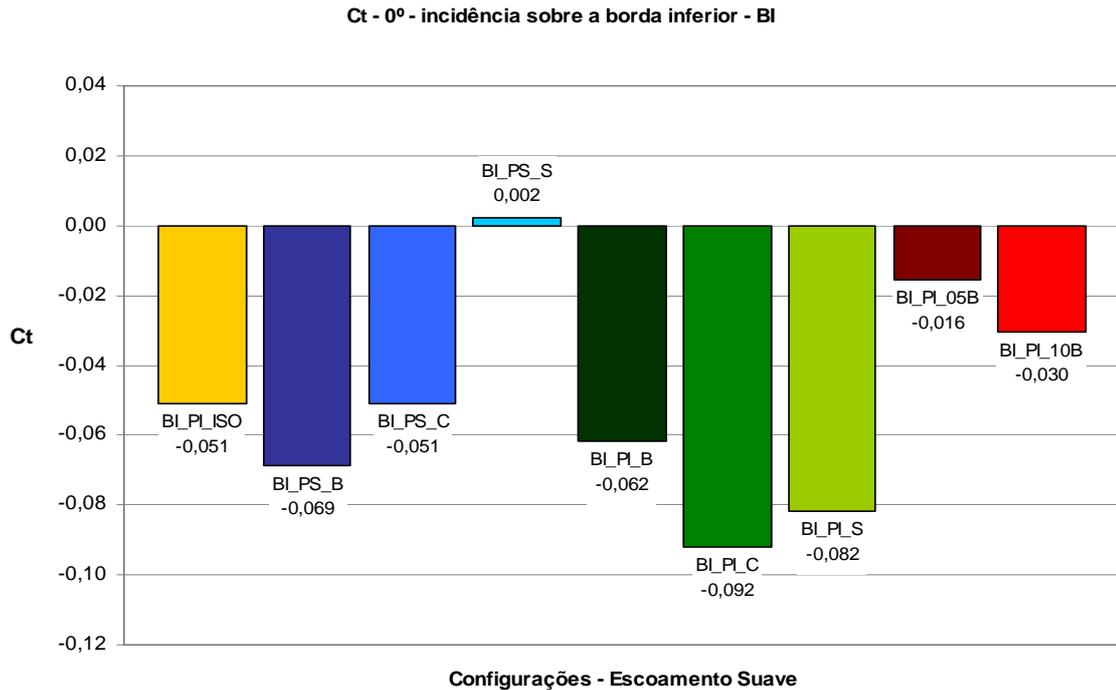


Figura 5.36 – Coeficientes de torção  $C_t$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento suave.

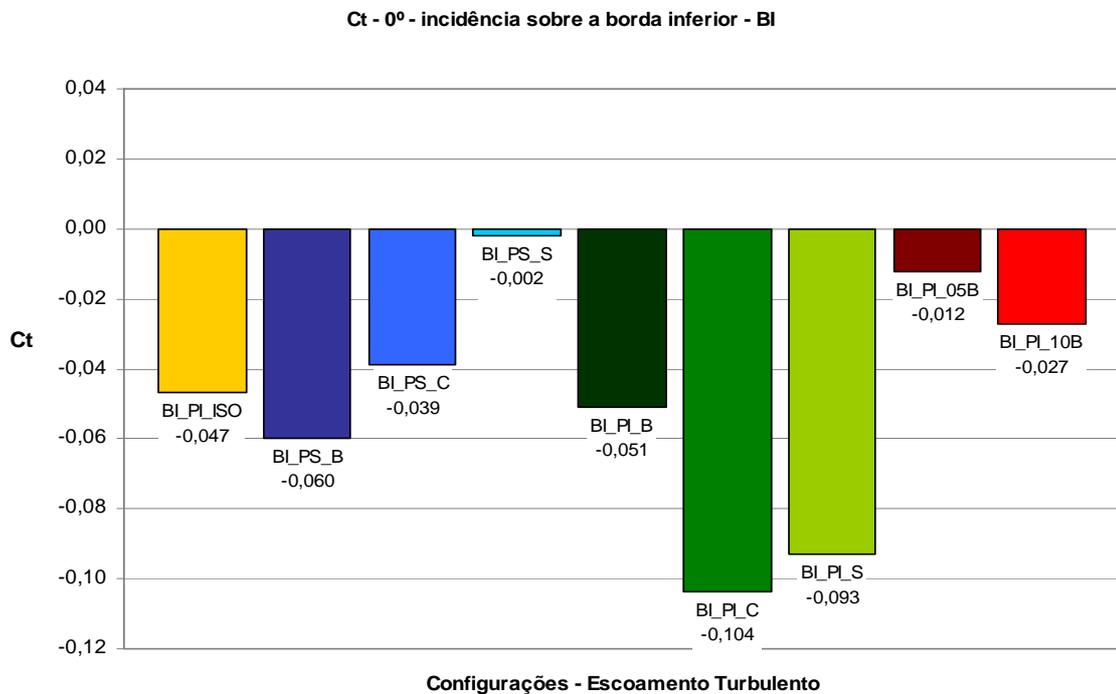


Figura 5.37 – Coeficientes de torção  $C_t$  para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , sobre a borda inferior (BI) do tabuleiro, em escoamento turbulento.

### 5.1.2 Determinação experimental das frequências de Strouhal

Um sistema de anemometria a fio quente foi utilizado para a caracterização do escoamento em torno da secção transversal do tabuleiro da ponte, sendo de particular interesse a identificação de frequências de Strouhal.

As características do escoamento foram medidas em torno de modelos seccionais rigidamente afixados nas paredes do túnel de vento. Foram realizadas medidas com o modelo da ponte em estudo (isolado), com secção transversal original e com modificações na geometria. Uma fotografia mostrando um dos modelos testados com o posicionamento do sensor de fio quente no interior do túnel de vento é mostrada na Figura 5.38.



Figura 5.38 – Modelo e posicionamento do sensor de fio quente no interior do túnel de vento.

Foi testada, individualmente, a influência dos elementos constituintes do tabuleiro, gerando quatro configurações com o modelo: secção transversal do tabuleiro original completa, secção sem o guarda-corpo e guarda-rodas, secção apenas com guarda-rodas e secção apenas com o guarda-corpo. Ainda sobre a secção transversal original do tabuleiro foi testada a influência de uma placa vertical fixada sobre os bordos do tabuleiro. Além dos testes acima descritos, foram realizadas medidas sobre secções transversais de referência: secção “H” e retangular. Sobre a secção retangular foi testada a influência de um “nariz de vento” triangular e de uma pequena rotação da secção sobre o seu centro geométrico, de mesmo valor que a inclinação do tabuleiro original ( $\approx 2,1^\circ$ ). As distintas configurações testadas são mostradas na Figura 5.39.

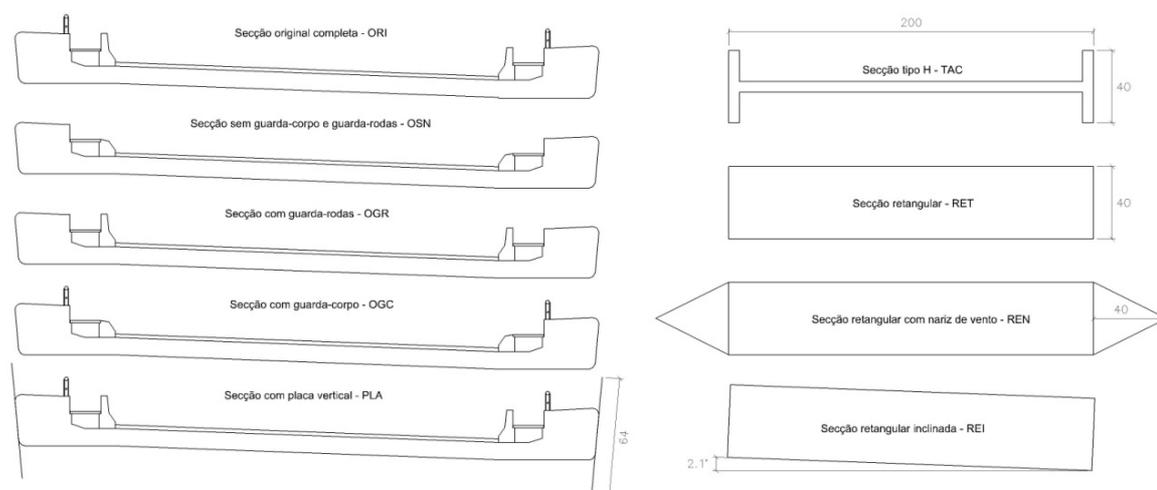


Figura 5.39 – Modelos e configurações utilizadas nos ensaios com fio quente – dimensões de modelo [mm].

O anemômetro de fio aquecido é dispositivo utilizado para medir, indiretamente, velocidades instantâneas de escoamentos de fluidos através de um fenômeno físico denominado transferência de calor. Trata-se de um pequeno sensor eletricamente aquecido que é inserido no fluido em movimento. O seu tamanho reduzido (diâmetros típicos entre 1 e 5  $\mu\text{m}$  e comprimento de 2mm) e sua capacidade de responder a uma ampla gama de frequências o torna uma ferramenta apta para realizar estudos bastante detalhados em escoamentos, particularmente os do tipo turbulento (Fingerson e Freymuth, 1983).

A medição das propriedades do escoamento em torno dos modelos seccionais foi realizada com o sistema de anemometria *StreamLine* da *Dantec Dynamics* (Dinamarca). A sonda usada consiste em um fio quente modelo 55P11 (fio reto), com um filamento de tungstênio coberto por platina, de 5  $\mu\text{m}$  de diâmetro e 1,25 mm de comprimento, com resistência de 3,35 Ohms (20°C). O sensor foi montado em um sistema de posicionamento com controle externo para obter medidas da velocidade do vento em diferentes pontos na região dos modelos. O programa computacional usado para as aquisições foi o *StreamWare* da *Dantec Dynamics*. O conjunto de equipamentos utilizados nestas medições é mostrado na Figura 5.40.



Figura 5.40 – Aparato experimental utilizado nos ensaios com anemometria a fio quente.

Os registros das velocidades instantâneas da velocidade do vento foram realizados com uma taxa de aquisição de 1024Hz, com registros de 128s de duração. As aquisições foram realizadas com o filtro passa baixa do sistema de anemometria, ajustado em 300Hz, a fim de evitar os efeitos indesejáveis do fenômeno do dobramento (*aliasing*) (Möller, 2000).

Além dos instrumentos acima descritos, foram medidas a temperatura e pressão atmosférica ambientes para a correção da massa específica do ar para o cálculo da velocidade do vento. O sinal de saída, em tensão, do sistema de anemometria foi monitorado com o auxílio de um osciloscópio digital *Tektronix* modelo TPS 2014.

Medições das velocidades instantâneas,  $V(t)$ , do vento foram realizadas em diversas posições verticais no entorno das secções transversais das pontes e com distintas velocidades do vento. Uma medida adimensional da energia cinética contida nas componentes das flutuações da velocidade é a intensidade normalizada da turbulência  $I(z)$ , definida pelo quociente entre o desvio padrão das flutuações e uma velocidade de referência:

$$I(z) = v'(z) / V_{ref} \quad (5.10)$$

Sendo:

$v'(z)$  : desvio padrão das flutuações da velocidade do vento na altura  $z$  ;

$V_{ref}$  : velocidade média do vento na maior cota do perfil vertical.

A frequência de emissão dos vórtices (Strouhal) foi determinada com o uso de rotinas de aplicação da transformada rápida de Fourier (FFT) escritas em linguagem do programa comercial MatLab.

Os testes para a identificação das frequências de Strouhal foram realizados para diferentes velocidades do escoamento. A gama de velocidades escolhida, sempre que possível, inclui as velocidades referentes aos dois picos de resposta vertical observados nos ensaios com o modelo dinâmico (seção 5.2.6).

Nos resultados apresentados nas tabelas a seguir, o número de Strouhal indicado refere-se a uma média dos valores obtidos num perfil vertical para uma mesma velocidade do vento. Os perfis indicados por 1, foram medidos sobre a face superior dos modelos e os indicados por 2 na esteira dos mesmos.

As medições da velocidade do escoamento em torno do modelo com secção transversal tipo “H” foram realizadas nos pontos indicados na Figura 5.41.

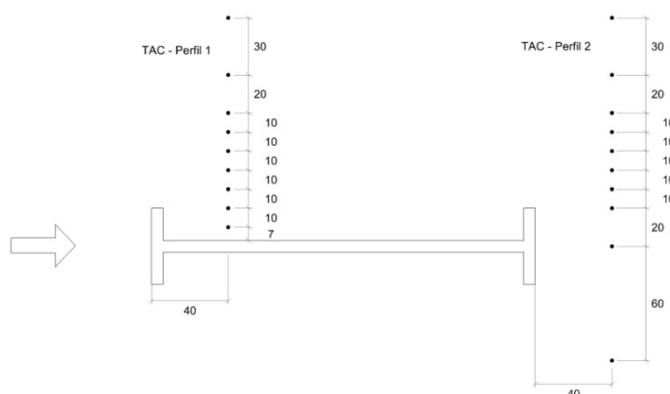


Figura 5.41 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção tipo “H”. Medidas em [mm].

Na Tabela 5.5 são apresentados, de forma agrupada, os valores do número de Strouhal medidos para o modelo tipo “H”. Os valores observados são compatíveis com a forma estudada. De acordo com Larsen e Walther (1997) ensaios em túnel de vento indicaram valores do número de Strouhal para secção tipo “H” em torno de 0,115. De acordo com Bilah e Scanlan (1991) o número de Strouhal para a secção original de *Tacoma* situa-se em torno de 0,11.

Os valores de  $St$  apresentados nas Tabelas 5.5 a 5.11, para todos os modelos testados, são calculados a partir da velocidade média de incidência do vento e da média das frequências obtidas em cada uma das cotas, conforme mostrado na Figura 5.42.

Tabela 5.5 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção transversal H.

<b>Modelo secção transversal tipo H – TAC (D=0,04m)</b>				
Perfil de medida	Nº de Reynolds <b>Re</b>	Velocidade média do vento incidente [m/s]	Frequência de desprendimento [Hz]	Nº de Strouhal <b>St</b>
1	$5,2 \times 10^3$	1,90	5,19	0,109
1	$1,0 \times 10^4$	3,68	11,08	0,120
1	$1,3 \times 10^4$	4,73	14,18	0,120
2	$1,0 \times 10^4$	3,72	11,15	0,120
2	$1,3 \times 10^4$	4,64	14,24	0,123
<b>2*</b>	$1,3 \times 10^4$	<b>4,64</b>	<b>28,49</b>	<b>0,246</b>

\* Observa-se que a frequência de desprendimento de vórtices, para a mesma velocidade de incidência do vento, é o dobro do indicado na linha anterior.

Na Figura 5.42 são mostrados os valores de frequências observadas a partir dos registros das velocidades do escoamento com o anemômetro de fio quente no perfil vertical indicado. Observa-se que para certos pontos de medida, na esteira do modelo, foi possível identificar dois valores de frequências. Nas medições mais afastadas da face superior do tabuleiro observa-se apenas uma frequência, resultante do vórtice que se desprende no topo da borda de barlavento. Na medida em que a sonda é aproximada ao eixo do tabuleiro observam-se duas frequências, sendo a maior o dobro da menor, indicando que o sensor está captando informações tanto do escoamento na face superior quanto na face inferior do tabuleiro. Para uma determinada região vertical na esteira do modelo (menor cota vertical) foi possível captar o vórtice que se desprende na base da borda de barlavento. De acordo com a Figura 5.43, na posição de medida indicada, o primeiro pico no espectro de potência mostrado, 14,27Hz, possui muito mais energia que o segundo, 28,54Hz. Entretanto, para medidas no eixo do modelo (Figura 5.44) o pico mais intenso foi o de frequência 28,54Hz, coerente com o anteriormente exposto.

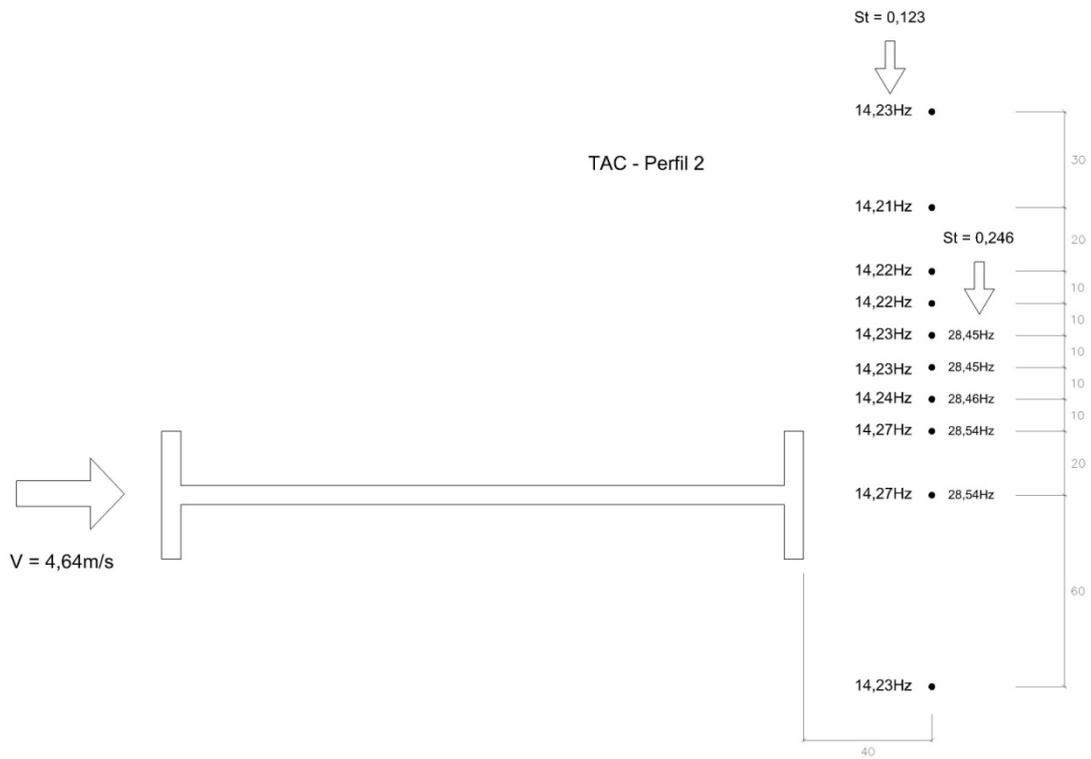


Figura 5.42 – Perfil vertical de frequências observadas a partir de medidas com fio quente. Cotas em [mm].

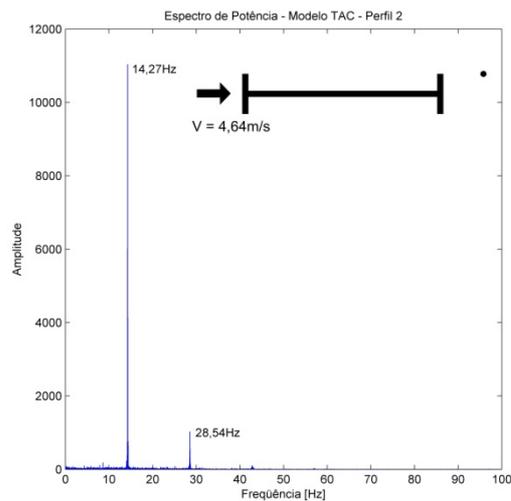


Figura 5.43 – Espectros de potência das velocidades medidas na esteira do modelo tipo H – TAC – face superior.

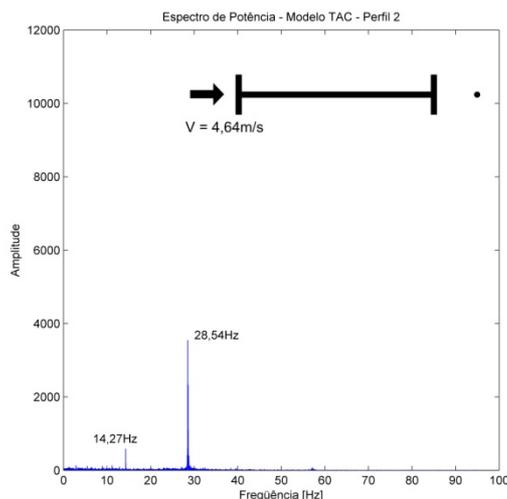


Figura 5.44 – Espectros de potência das velocidades medidas na esteira do modelo tipo H – TAC – eixo horizontal.

Medidas das características do escoamento em torno do modelo com secção transversal retangular foram realizadas nos pontos dos perfis verticais indicados na Figura 5.45.

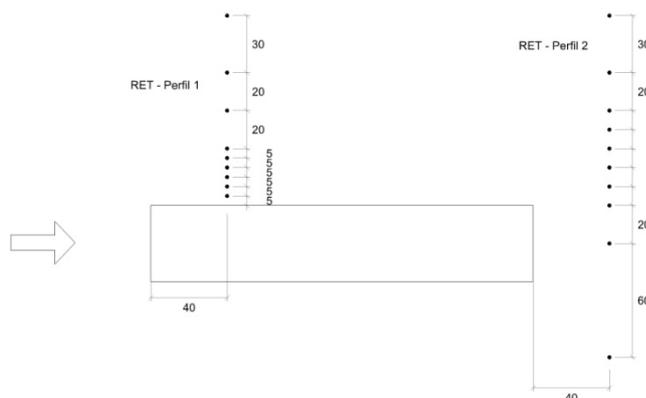


Figura 5.45 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção tipo retangular. Medidas em [mm].

Na Tabela 5.6 são apresentados os números de Strouhal medidos em torno do modelo com secção transversal retangular. Os valores medidos são compatíveis com os publicados na literatura. De acordo com Nagao e Utsunomiya (1988) o número de Strouhal obtido em túnel de vento para modelo de secção transversal retangular ( $B/D=6f$ ) foi de aproximadamente 0,19. Em suas simulações numéricas ( $Re = 10^5$ ), Larsen (1998) obteve número de Strouhal da ordem de 0,09 para secção retangular de relação  $B/D=5$ , a mesma do modelo seccional deste estudo. De acordo com Deniz e Staubli (1997) e Matsumoto et al. (2003) o número de Strouhal para secção retangular com relação  $B/D=5$  situa-se em torno de 0,13.

Tabela 5.6 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção retangular.

<b>Modelo secção transversal tipo retangular – RET (D=0,04m)</b>				
Perfil de medida	Nº de Reynolds <b>Re</b>	Velocidade média do vento incidente [m/s]	Frequência de desprendimento [Hz]	Nº de Strouhal <b>St</b>
1	1,3x10 <sup>4</sup>	4,76	13,52	0,114
1	2,7x10 <sup>4</sup>	9,62	28,33	0,118
2	1,1x10 <sup>4</sup>	3,85	12,16	0,126
2	1,3x10 <sup>4</sup>	4,73	13,53	0,114
2*	1,8x10 <sup>4</sup>	<b>6,67</b>	<b>35,53</b>	<b>0,207</b>
2	2,7x10 <sup>4</sup>	9,64	28,33	0,117
<b>2**</b>	2,7x10 <sup>4</sup>	<b>9,64</b>	<b>56,59</b>	<b>0,235</b>

\* Os valores de frequência observados para a velocidade indicada não estão coerentes.

\*\* Observa-se que a frequência de desprendimento de vórtices, para a mesma velocidade de incidência do vento, é o dobro do indicado na linha anterior.

Na Figura 5.46 são mostrados, para um mesmo ponto de medição do perfil vertical, indicado no gráfico, a frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela altura do tabuleiro versus velocidade de incidência do vento. Desta forma, o coeficiente angular proveniente do ajuste linear aplicado aos pontos medidos representa o número de Strouhal para a gama de velocidades dos ensaios.

Percebe-se a partir dos resultados apresentados na Figura 5.46 que o valor do número de Strouhal, 0,117, é coerente com os valores médios calculados a partir dos perfis verticais de medidas apresentados na Tabela 5.6. O ponto de medição fora do ajuste linear para velocidade do vento de 6,72m/s foi também observado nas medidas do perfil vertical 2, com frequência em torno de 34,45Hz.

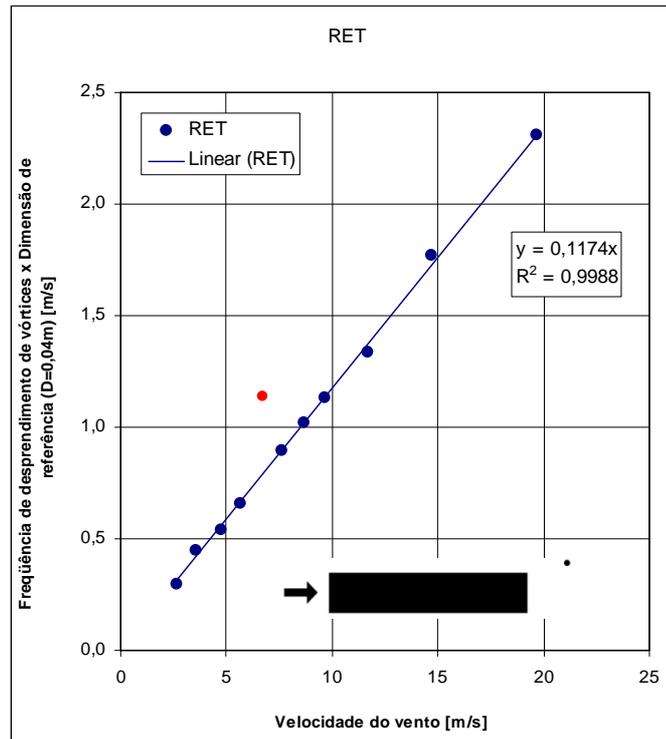


Figura 5.46 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,04\text{m}$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo retangular - RET.

Na Figura 5.47 são mostrados os perfis verticais de pontos de medidas em torno do modelo com secção transversal inclinada.

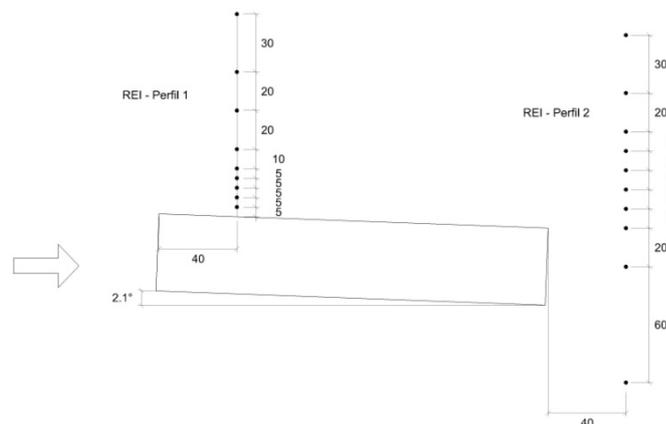


Figura 5.47 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção tipo retangular inclinada. Medidas em [mm].

Na Tabela 5.7 são apresentados os valores do número de Strouhal medidos nos ensaios em túnel de vento para o modelo com secção transversal retangular inclinada. Os valores observados são muito semelhantes aos anteriormente identificados para o modelo com secção retangular.

Tabela 5.7 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção retangular inclinada (2,1°).

Modelo secção transversal tipo retangular – REI (D=0,04m)				
Perfil de medida	Nº de Reynolds <b>Re</b>	Velocidade média do vento incidente [m/s]	Frequência de desprendimento [Hz]	Nº de Strouhal <b>St</b>
1	1,3x10 <sup>4</sup>	4,82	13,70	0,114
1	2,6x10 <sup>4</sup>	9,58	28,55	0,119
2	1,3x10 <sup>4</sup>	4,78	13,79	0,115
2	2,6x10 <sup>4</sup>	9,60	28,77	0,120
<b>2*</b>	2,6x10 <sup>4</sup>	<b>9,60</b>	<b>57,62</b>	<b>0,240</b>

\* Observa-se que a frequência de desprendimento de vórtices, para a mesma velocidade de incidência do vento, é o dobro do indicado na linha anterior.

Na Figura 5.48 são mostrados, para um mesmo ponto de medição do perfil vertical, indicado no gráfico, a frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela altura do tabuleiro versus velocidade de incidência do vento. O valor do número de Strouhal observado para a gama de velocidades testadas é 0,118, praticamente o mesmo observado para a secção retangular 0,117.

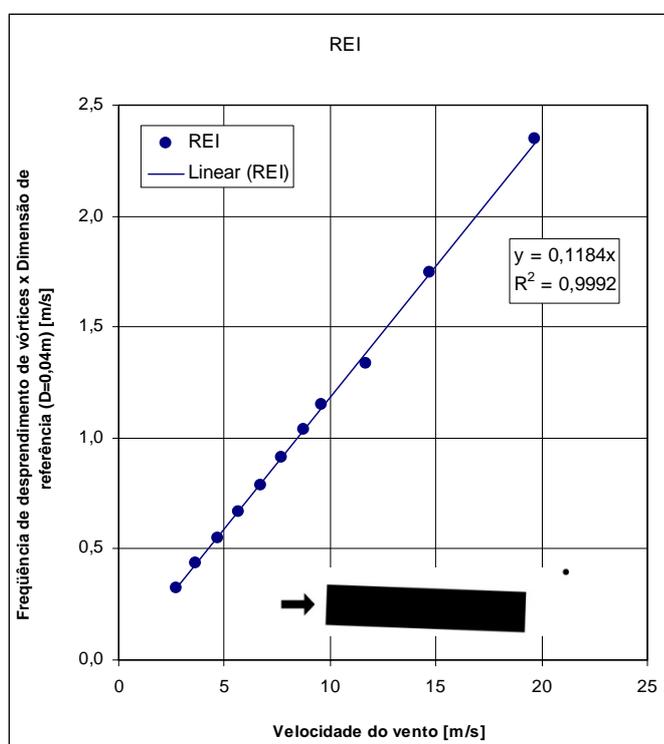


Figura 5.48 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência (D = 0,04m) versus velocidade de incidência do vento para modelo retangular - REI.

Na Figura 5.49 são mostrados os perfis verticais de pontos de medidas em torno do modelo com secção transversal retangular com “nariz de vento” triangular.

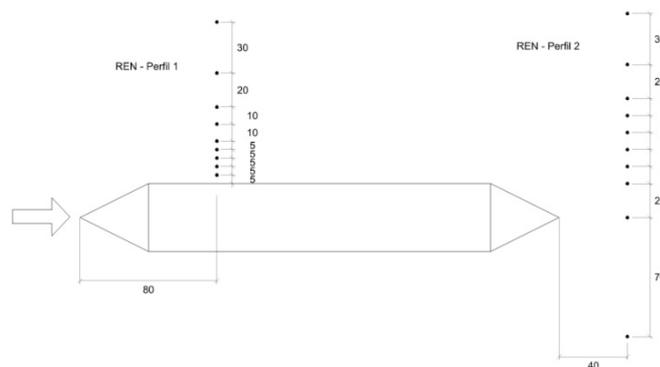


Figura 5.49 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção tipo retangular com “nariz de vento” triangular. Medidas em [mm].

Na Tabela 5.8 são mostrados os valores do número de Strouhal para o modelo retangular com “nariz de vento”. A partir dos registros de pontos do perfil vertical 1 não foi possível identificar frequências de desprendimento de vórtices. Matsumoto et al. (2003) indicam um Strouhal em torno de 0,28 para modelo retangular (com nariz triangular) e razão  $B/D=5$ . Entretanto, os valores do número de Strouhal obtidos a partir dos ensaios não estão de acordo com o publicado por Larsen (1998), em torno de 0,13 (simulação numérica de secção retangular com nariz triangular -  $Re = 10^5$ ).

Tabela 5.8 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção retangular com “nariz de vento” triangular.

<b>Modelo secção transversal tipo retangular com “nariz de vento” – REN (D=0,04m)</b>				
Perfil de medida	Nº de Reynolds <b>Re</b>	Velocidade média do vento incidente [m/s]	Frequência de desprendimento [Hz]	Nº de Strouhal <b>St</b>
1	$1,3 \times 10^4$	4,73	Não identificada	-
1	$2,7 \times 10^4$	9,74	Não identificada	-
2	$1,3 \times 10^4$	4,79	31,09	0,260
<b>2*</b>	$1,3 \times 10^4$	<b>4,79</b>	<b>62,08</b>	<b>0,518</b>
2	$2,7 \times 10^4$	9,70	68,08	0,281
<b>2*</b>	$2,7 \times 10^4$	<b>9,70</b>	<b>136,40</b>	<b>0,562</b>

\* Observa-se que a frequência de desprendimento de vórtices, para a mesma velocidade de incidência do vento, é o dobro do indicado na linha anterior.

Na Figura 5.50 são mostrados, para um mesmo ponto de medição do perfil vertical, indicado no gráfico, a frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela altura do tabuleiro versus velocidade de incidência do vento. O valor do número de Strouhal, 0,281, indicado pelos pontos medidos está coerente com o observado através de medidas do perfil vertical 2.

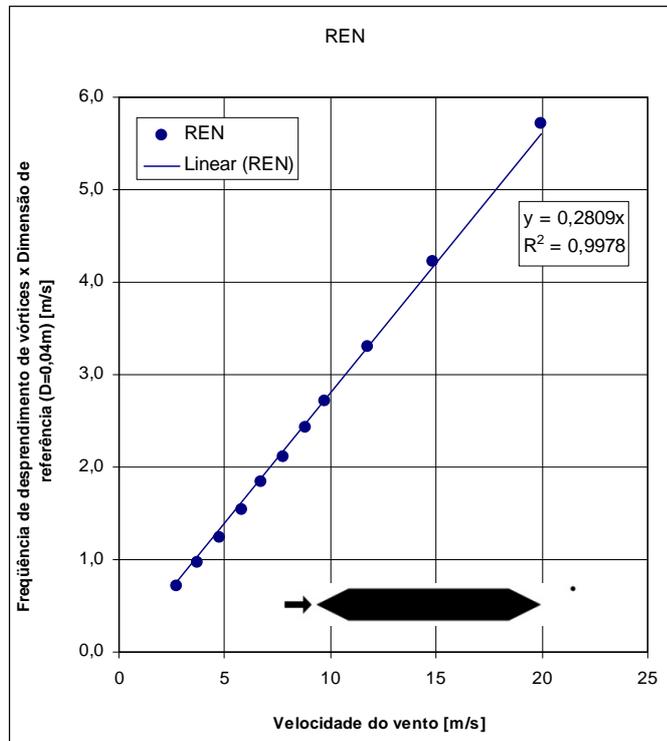


Figura 5.50 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,04\text{m}$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo retangular com “nariz de vento” triangular - REN.

Na Figura 5.51 são mostrados os perfis verticais de pontos de medidas em torno do modelo com secção transversal original com placa vertical nos bordos.

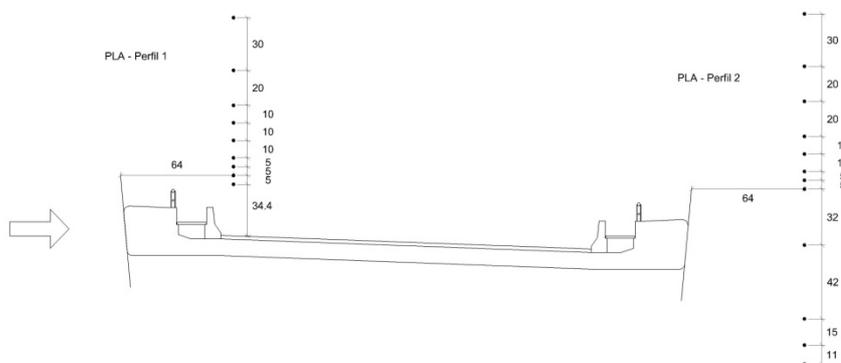


Figura 5.51 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção original com placa vertical nos bordos. Medidas em [mm].

Na Tabela 5.9 são mostrados os valores dos números de Strouhal obtidos a partir das medições em torno da secção transversal do modelo original com placa vertical nos bordos. O número de Strouhal obtido está coerente com o observado nas medidas em torno do modelo tipo “H”.

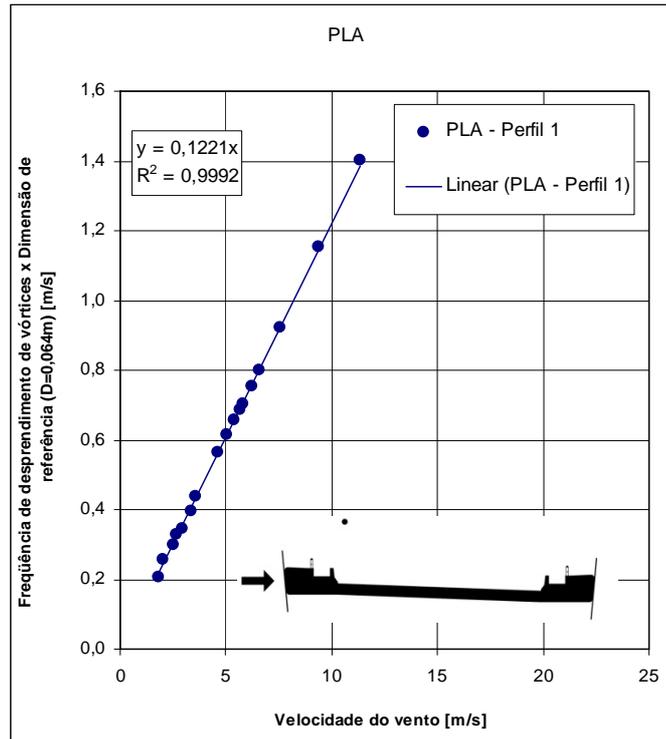
Tabela 5.9 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção original com placa vertical nos bordos.

<b>Modelo secção transversal original com placa – PLA (D=0,064m)</b>				
Perfil de medida	Nº de Reynolds <b>Re</b>	Velocidade média do vento incidente [m/s]	Frequência de desprendimento [Hz]	Nº de Strouhal <b>St</b>
1	1,2x10 <sup>4</sup>	2,65	5,10	0,123
1	2,5x10 <sup>4</sup>	5,60	10,69	0,122
2	1,2x10 <sup>4</sup>	2,72	5,13	0,121
<b>2*</b>	1,2x10 <sup>4</sup>	<b>2,72</b>	<b>10,23</b>	<b>0,241</b>
2	2,5x10 <sup>4</sup>	5,64	10,71	0,122
<b>2*</b>	2,5x10 <sup>4</sup>	<b>5,64</b>	<b>21,41</b>	<b>0,243</b>

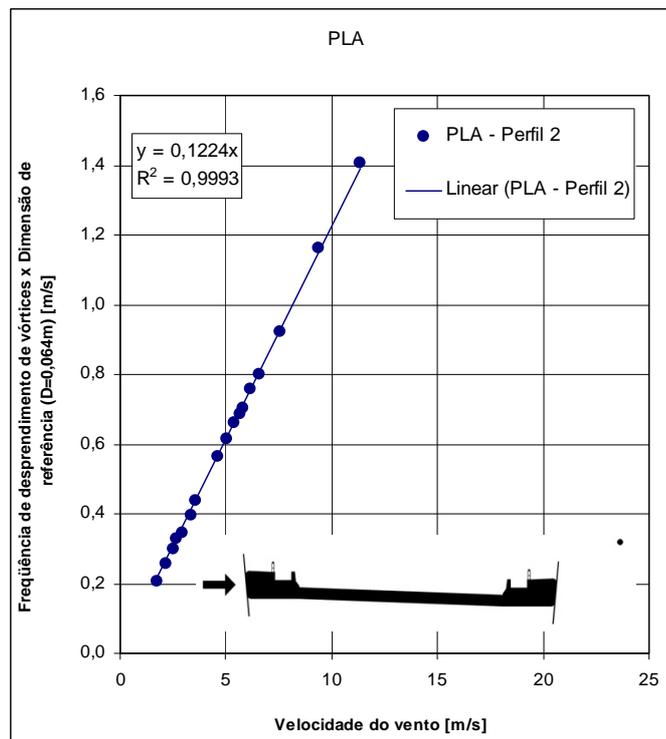
\* Observa-se que a frequência de desprendimento de vórtices, para a mesma velocidade de incidência do vento, é o dobro do indicado na linha anterior.

Na Figura 5.52 são mostrados, para um mesmo ponto de medição do perfil vertical, indicado no gráfico, a frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela altura do tabuleiro versus velocidade de incidência do vento. Os valores do número de Strouhal medidos, 0,122, coincidem com os medidos nos dois perfis verticais.

Registros com 1s de duração, truncados do sinal original (128s), e espectros de potência da velocidade do escoamento para três distintas posições verticais na esteira do modelo são mostrados na Figura 5.53. Percebe-se que, de forma análoga às medições realizadas em torno da secção tipo “H”, quanto mais próximo da borda superior do modelo é o ponto de medida, maiores são as amplitudes correspondentes à frequência referente aos vórtices separados nas faces superior e inferior.

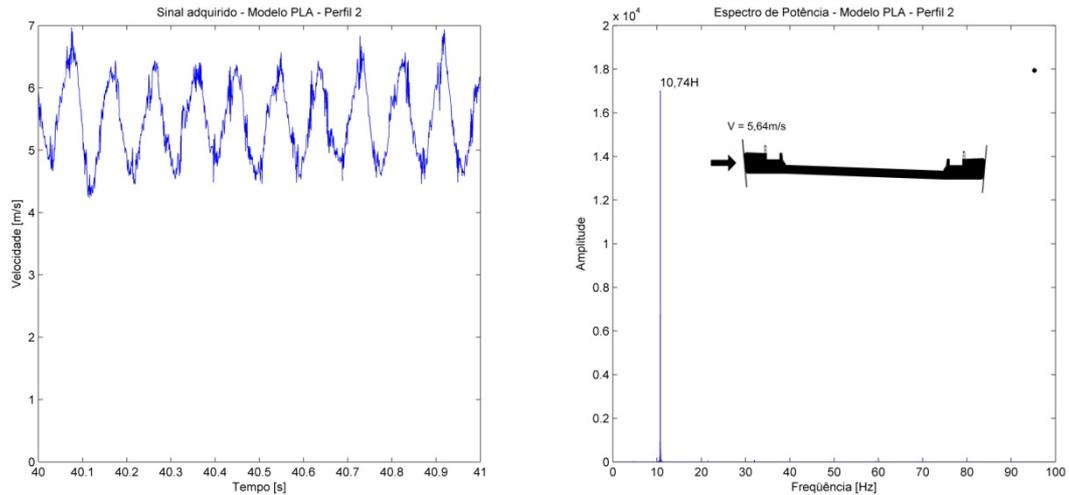


(a)

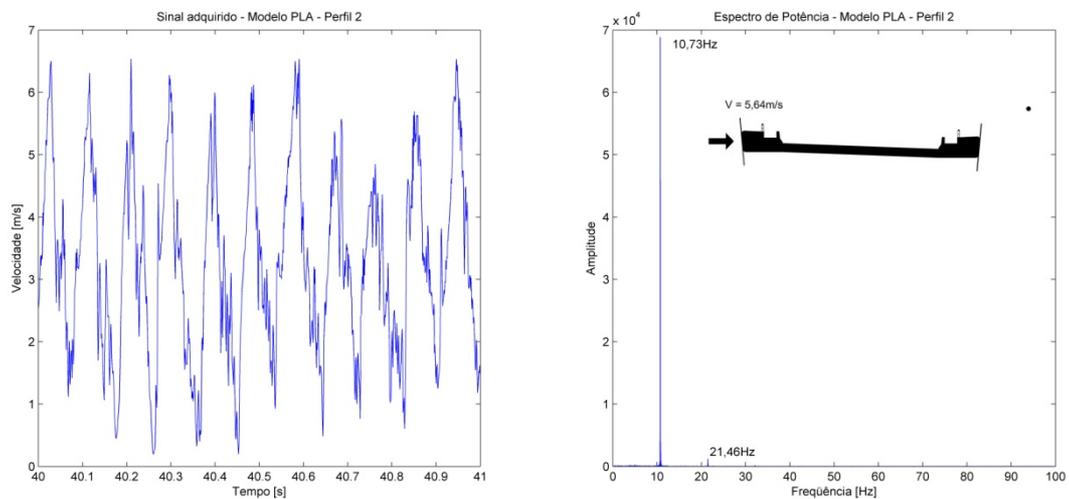


(b)

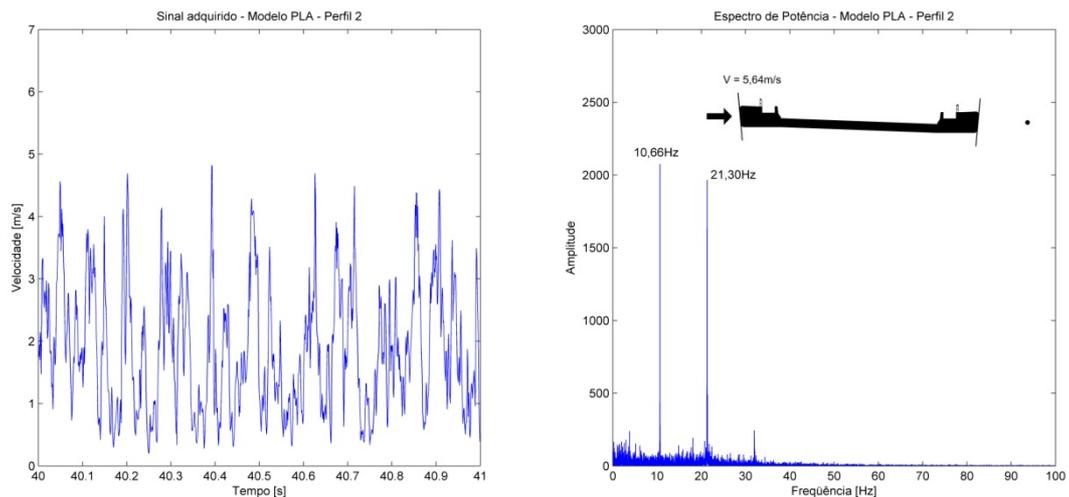
Figura 5.52 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,064m$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo retangular PLA para dois pontos verticais de medição (a) e (b).



(a)



(b)



(c)

Figura 5.53 – Registros truncados do sinal adquirido, com duração de 1s, e espectros de potência para velocidade de incidência do vento de 5,64m/s. A posição de medida com a sonda de fio quente ((a), (b) e (c)) é mostrada na secção transversal do modelo original com placa vertical - PLA.

Na Figura 5.54 são mostrados os perfis verticais de pontos de medidas em torno do modelo com secção transversal original.

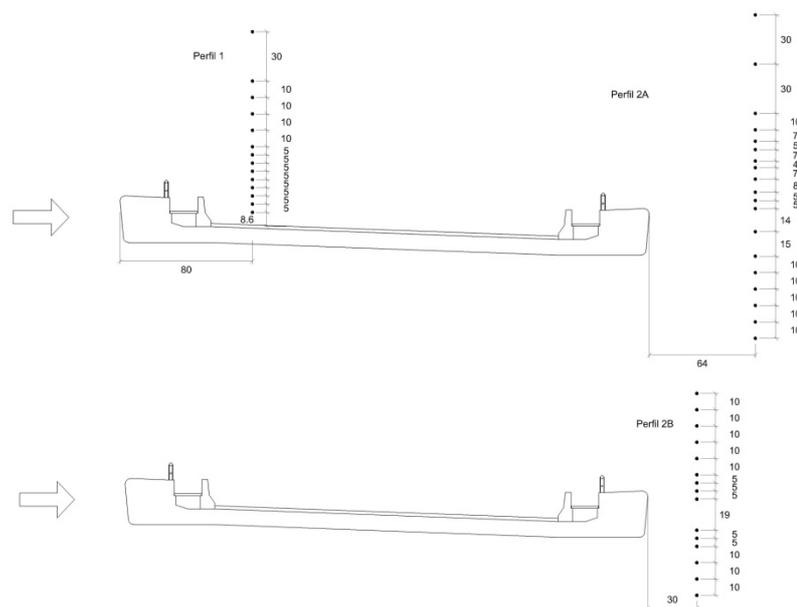


Figura 5.54 – Perfis verticais de medidas com fio quente em torno da secção original. Medidas em [mm].

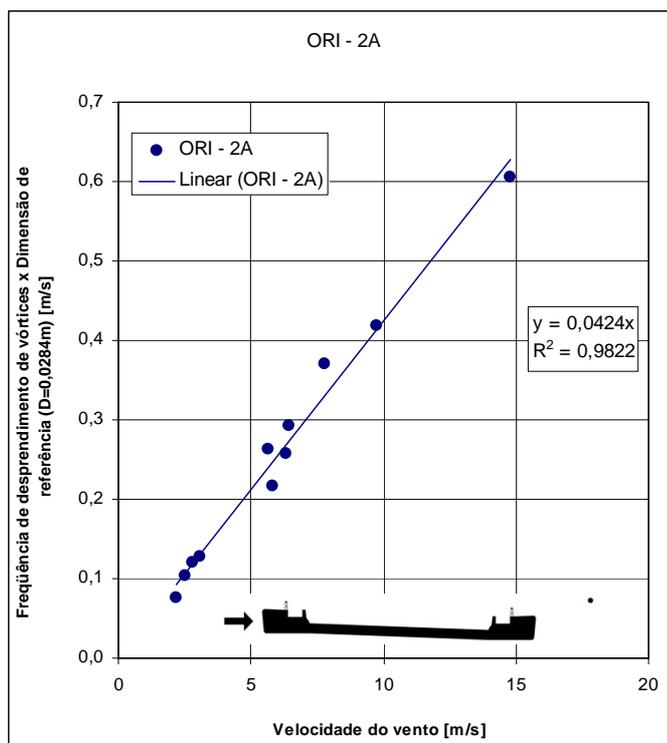
Na Tabela 5.10 são mostrados os valores do número de Strouhal obtidos através das medidas com fio quente sobre a secção transversal do modelo. A partir dos registros realizados sobre os perfis 1 e 2B não foi possível identificar frequências de desprendimento de vórtices para as velocidades do vento testadas, exceto para um ponto de medição.

Tabela 5.10 – Valores do número de Strouhal para modelo com secção original.

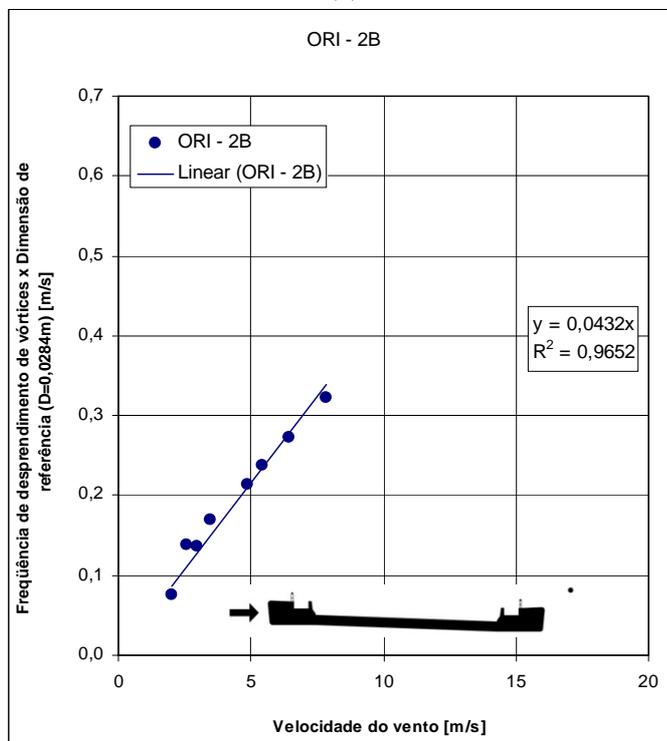
<b>Modelo secção transversal original – ORI (D=0,0284m)</b>				
Perfil de medida	Nº de Reynolds <b>Re</b>	Velocidade média do vento incidente [m/s]	Frequência de desprendimento [Hz]	Nº de Strouhal <b>St</b>
2A	$1,3 \times 10^4$	6,42	9,86	0,044

Na Figura 5.55 são mostrados, para um mesmo ponto de medição do perfil vertical, indicado no gráfico, a frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela altura do tabuleiro versus velocidade de incidência do vento. Os valores do número de Strouhal identificados, em torno de 0,043, são coerentes com o observado através das medidas do perfil vertical 2A. Observa-se que, em relação aos testes anteriores (modelos tipo “H”, retangular, inclinado e com “nariz de vento”,) os valores medidos apresentam uma maior dispersão. Na Figura 5.56 são mostrados registros da velocidade instantânea medidos com fio quente para o

modelo original (ORI) e os espectros de potência da velocidade do escoamento para diferentes velocidades de incidência do vento, mantendo-se fixo o ponto de medida em torno do modelo.



(a)



(b)

Figura 5.55 – Valores de freqüência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,0284\text{m}$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo original ORI para dois pontos de medição (a) e (b).

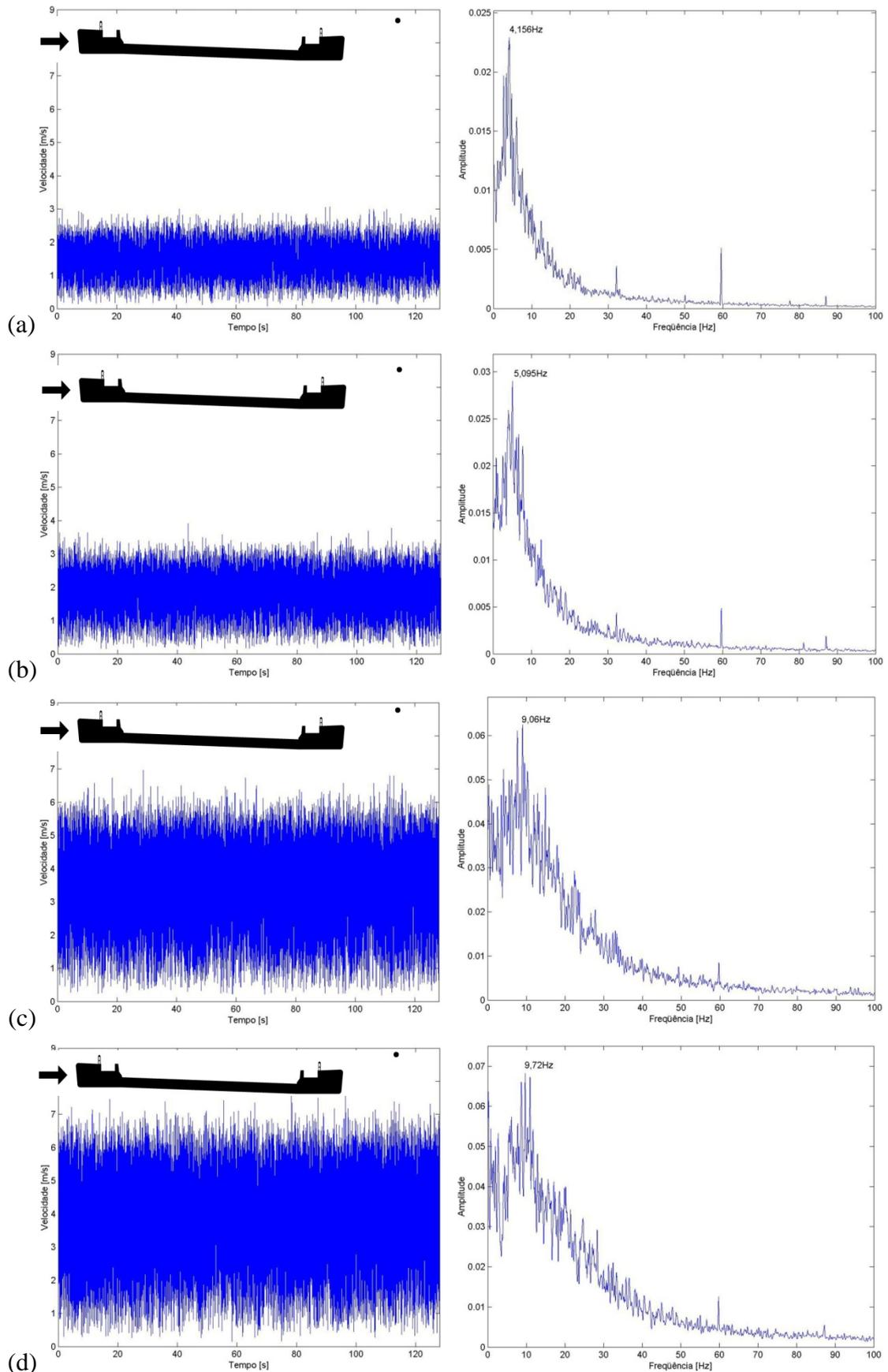


Figura 5.56 – Registros das velocidades adquiridas nos pontos indicados, e correspondentes espectros de potência para as velocidades: (a) 2,82m/s, (b) 3,45m/s, (c) 5,85m/s e (d) 6,43m/s para a mesma posição de medida indicada no esquema (fixa). Modelo original - ORI.



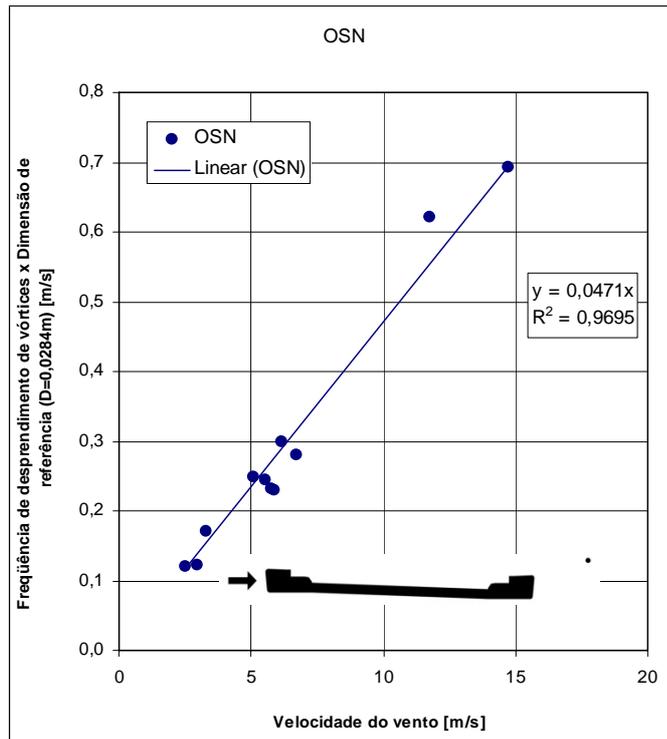


Figura 5.58 – Valores de freqüência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência (D = 0,0284m) versus velocidade de incidência do vento para modelo original sem guarda-corpo e guarda-rodas - OSN.

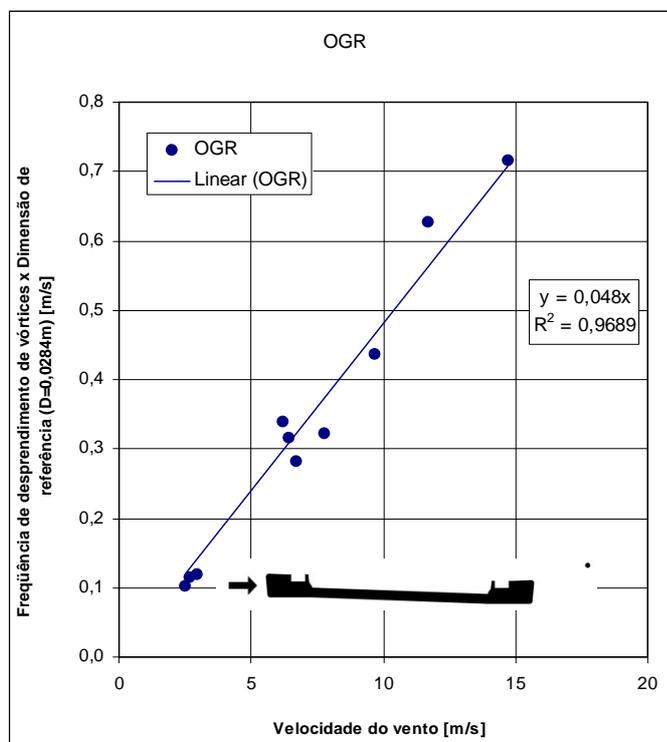


Figura 5.59 – Valores de freqüência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência (D = 0,0284m) versus velocidade de incidência do vento para modelo original com guarda-rodas - OGR.

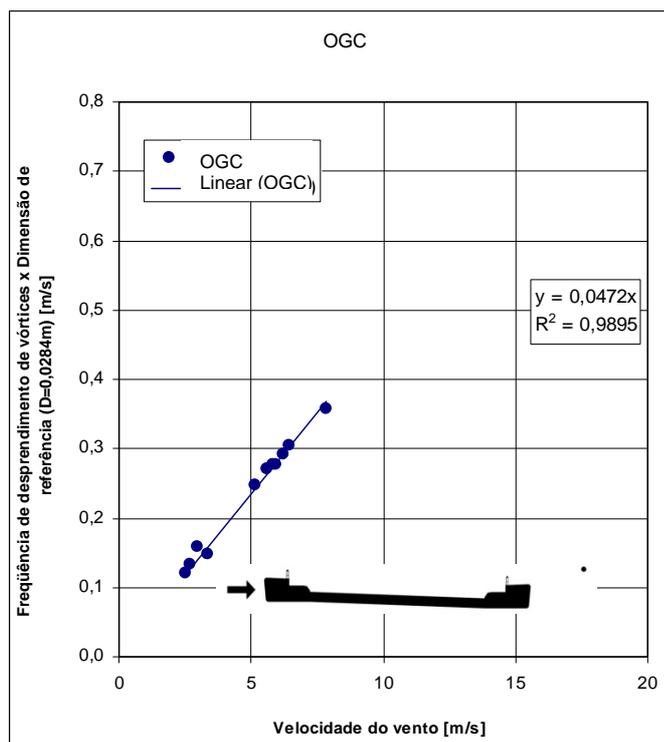


Figura 5.60 – Valores de frequência de desprendimento de vórtices multiplicada pela dimensão de referência ( $D = 0,0284\text{m}$ ) versus velocidade de incidência do vento para modelo original com guarda-corpo - OGC.

De maneira similar ao observado nos resultados do modelo original, as medições mostradas nas Figuras 5.58 a 5.60 apresentam dispersão. Os valores do número de Strouhal obtidos através da variação da velocidade do escoamento, mantendo-se fixo o ponto de medição, são ligeiramente superiores aos obtidos através dos valores dos perfis verticais.

Nas Figuras 5.61 e 5.62 são mostrados as distribuições normalizadas de velocidades médias e intensidades da componente longitudinal da turbulência medidas sobre os perfis verticais indicados. A seção transversal mostrada é a original, entretanto, além desta configuração são mostrados os resultados para as variações de elementos constituintes do tabuleiro (configurações OSN, OGR e OGC, indicadas na Figura 5.39). A velocidade de referência utilizada para a normalização dos perfis é a velocidade do vento medida em cada configuração, na maior cota vertical do perfil.

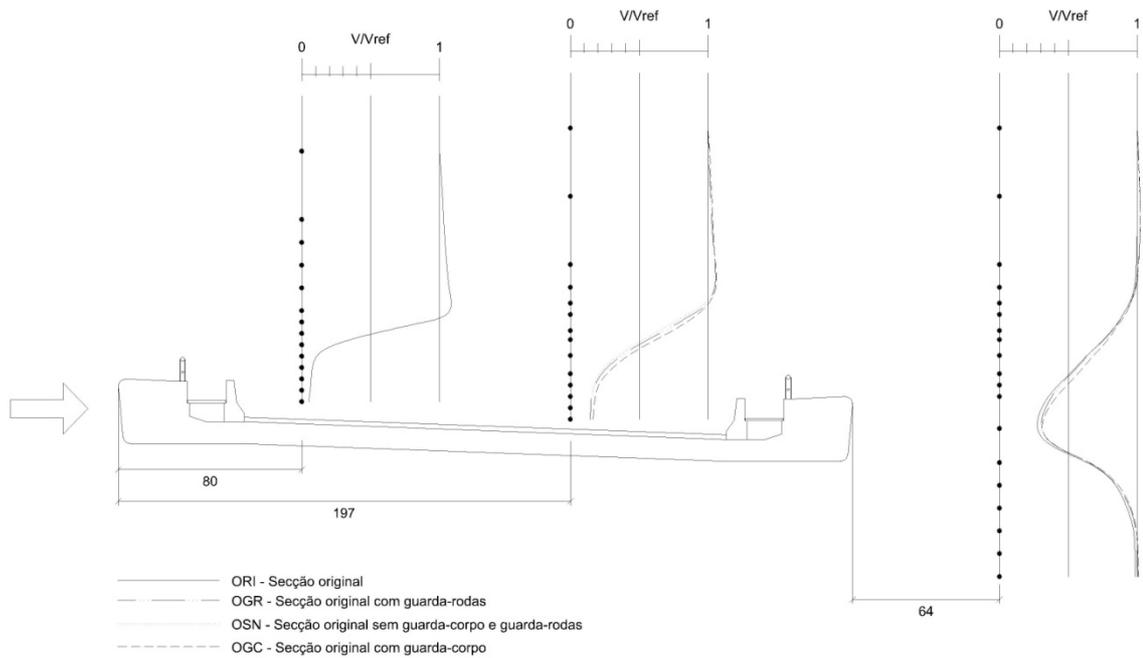


Figura 5.61 – Perfis verticais de velocidades normalizadas para as configurações: ORI, OGR, OSN e OGC.

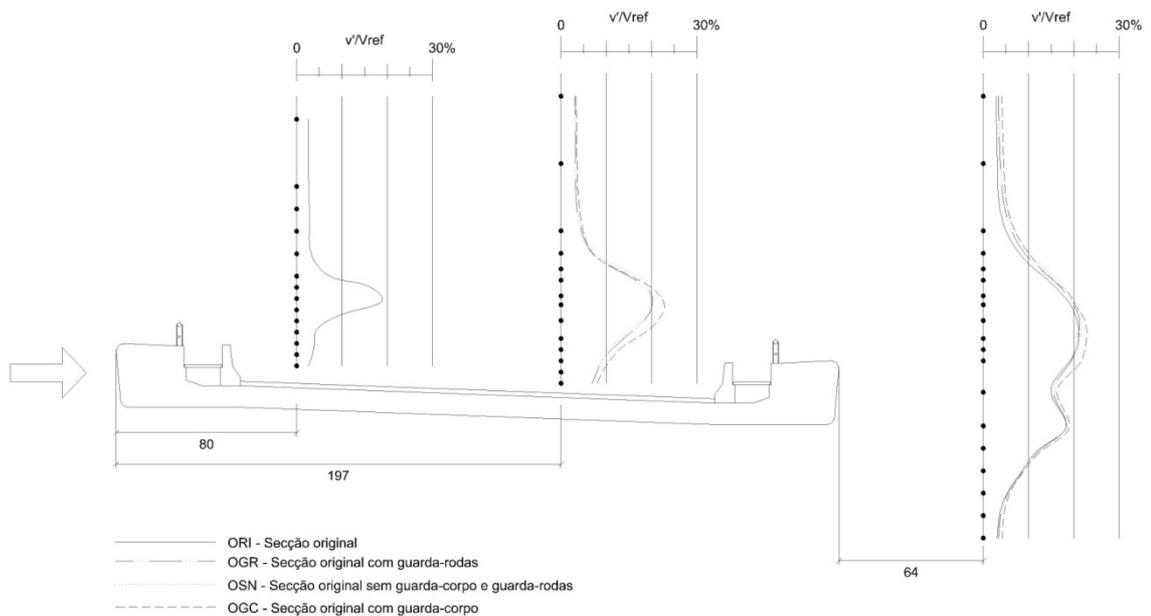


Figura 5.62 – Perfis verticais de intensidades da componente longitudinal da turbulência normalizadas para as configurações: ORI, OGR, OSN e OGC.

Na Figura 5.61 observa-se que os perfis verticais de velocidades normalizadas apresentam em sua forma pequenas diferenças, as quais são mais perceptíveis na região (cotas) em que os elementos, guarda-corpo e guarda-rodas podem exercer mais influência. O mesmo comentário pode ser atribuído aos perfis de intensidade da turbulência apresentados na

Figura 5.62. A configuração OGC apresenta as maiores diferenças na região de influência dos elementos do tabuleiro, em relação aos outros perfis apresentados.

Conforme observado nas Figuras 5.61 e 5.62, a pouca influência observada devido à existência ou não dos elementos do tabuleiro pode ser relacionada com a pequena diferença entre o número de Strouhal obtido para cada uma das configurações testadas (ORI, OGR, OSN e OGC).

Os testes realizados com a finalidade de identificar individualmente os efeitos dos elementos constituintes do tabuleiro não indicaram influência significativa dos mesmos. O número de Strouhal obtido para o tabuleiro com secção transversal original está de acordo com o estimado a partir do gráfico de resposta vertical versus velocidade do vento obtido na etapa de ensaios dinâmicos.

---

## 5.2 Ensaaios Dinâmicos

### 5.2.1 Determinação experimental da resposta dinâmica

Uma das verificações de projeto mais importantes para grandes pontes estaiadas consiste na análise de sua estabilidade estrutural frente às forças aerodinâmicas produzidas pelo vento.

De acordo com Wardlaw (1994), o projeto de pontes estaiadas, devido às características estruturais de suas torres e tabuleiros, bem como aos aspectos dinâmicos das ações aerodinâmicas às quais estão submetidas implica na necessidade de análises especiais de estabilidade aerodinâmica em altas velocidades (drapejamento) e estabilidade aerodinâmica em baixas velocidades (desprendimento de vórtices).

A determinação da velocidade crítica de instabilização por drapejamento é um procedimento indispensável no projeto de pontes estaiadas. Nesta fase, concentram-se esforços para que a velocidade crítica, observada nos testes, situe-se acima das velocidades máximas esperadas para o local de construção da ponte. Os efeitos de instabilização por drapejamento trazem conseqüências catastróficas à estrutura, que responde com amplitudes de deslocamentos divergentes (ilimitadas).

As oscilações induzidas pelo desprendimento de vórtices podem causar fadiga na estrutura ou ainda produzir oscilações consideradas inaceitáveis (critérios de conforto). Entretanto, os movimentos associados ao fenômeno de desprendimento de vórtices conduzem a uma resposta com amplitudes limitadas (Ito e Nakamura, 1982).

Sempre que as verificações acima descritas não forem satisfatórias para a configuração original de projeto, modificações arquitetônicas na secção transversal dos tabuleiros e/ou torres, ou a utilização de sistemas auxiliares de amortecimento, fazem parte das alternativas que os aerodinamicistas de pontes utilizam para adequar o projeto, o que nem sempre é possível.

---

### 5.2.2 Modelos dinâmicos

Na modelagem aerodinâmica da secção transversal do tabuleiro foram utilizados os mesmos modelos seccionais anteriormente utilizados nos ensaios estáticos, denominados modelos mudos. Naturalmente, para que estes modelos pudessem ser utilizados nesta etapa do estudo foram tomados cuidados específicos na fase de construção dos mesmos.

Para a confecção do modelo dinâmico reduzido, as propriedades dinâmicas da estrutura, frequências fundamentais e formas modais, são previamente avaliadas através de um modelo numérico-computacional. O modelo aeroelástico é, portanto, calibrado para reproduzir em escala as frequências e formas de vibração livre pré-estabelecidas, bem como os respectivos níveis de amortecimento esperados.

Os modelos seccionais reduzidos, confeccionados em escala geométrica 1:50, têm um comprimento de 1207 mm correspondendo a um trecho de 60,35m de comprimento da ponte. Foram simulados todos os detalhes significativos da secção da ponte, incluindo guarda-corpos e guarda-rodas.

Tais modelos apresentam baixa relação massa/rigidez (frequência fundamental suficientemente maior que as frequências de vibração a serem impostas ao mesmo como corpo rígido) de forma a evitar influências indesejáveis, oriundas da vibração própria do modelo como corpo elástico, nos resultados experimentais. Desta forma obtém-se um maior controle sobre as características dinâmicas.

A imposição das características dinâmicas é feita externamente ao túnel de vento através de um pórtico metálico auxiliar. Ao pórtico, dotado de massa e rigidez significativas, foi instalado um par de apoios elásticos para fixação dos modelos seccionais. Cada apoio consiste num conjunto de molas, massas e amortecedores a fim de permitir a simulação das frequências naturais correspondentes ao primeiro modo de vibração vertical e ao primeiro torcional. As molas e massas são fixadas a uma régua horizontal que por sua vez é conectada à extremidade do modelo através de um pino com rosca. Um conjunto de quatro molas é então posicionado de acordo com distâncias previamente calculadas, assim como as massas adicionais, que são ajustadas em relação ao centro de rotação do modelo para ajustar a correta inércia de massa. Na Figura 5.63 é mostrado o sistema de apoio dos modelos dinâmicos.



Figura 5.63 – Sistema de apoio elástico do modelo dinâmico com o dispositivo para incremento do amortecimento do sistema.

A Tabela 5.12 apresenta as primeiras 10 frequências naturais de vibração livre, as quais serviram de referência para a construção dos modelos seccionais aeroelásticos reduzidos.

Tabela 5.12 - Frequências naturais e modos de vibração correspondentes da ponte real.

<b>Modo</b>	<b>Frequência [Hz]</b>	<b>Modo correspondente</b>
1°	0,4112	Primeiro modo vertical do tabuleiro
2°	0,6219	Modo vertical
3°	0,7597	Modo vertical
4°	0,7724	Modo vertical
5°	0,8720	Modo vertical
6°	0,9402	Modo vertical
7°	0,9876	Modo vertical
8°	1,0222	Modo vertical
9°	1,0781	Modo vertical
10°	1,0896	Primeiro modo torcional do tabuleiro

Na Figura 5.64, está reproduzida a primeira forma modal de vibração livre. Observa-se que a primeira forma corresponde à flexão longitudinal da torre, na direção do eixo do tabuleiro, acompanhada da flexão em fase dos tabuleiros.

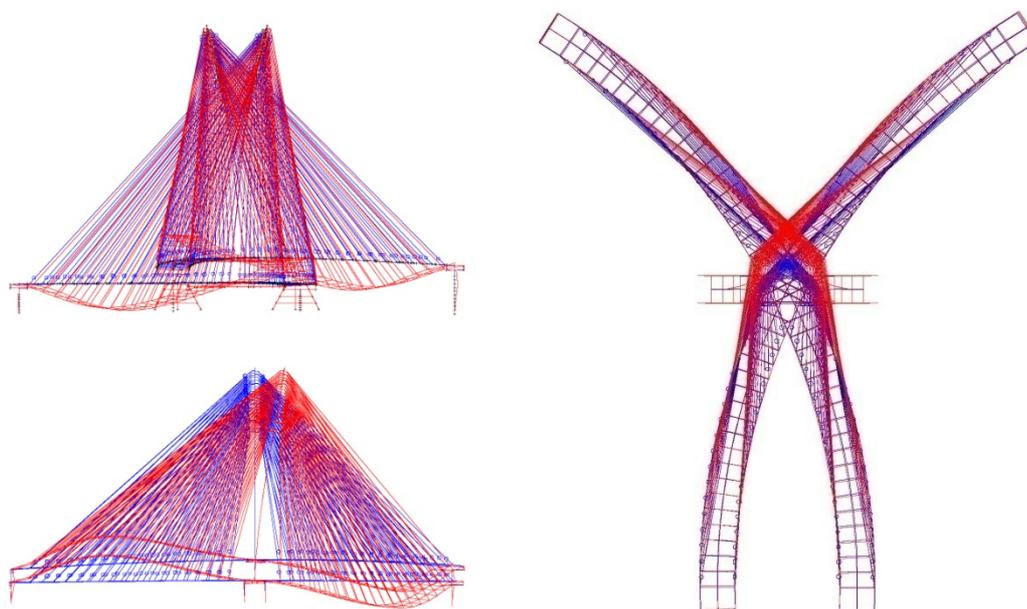


Figura 5.64 – Primeira forma modal de vibração livre (0,41Hz).

As molas e massas são selecionadas de acordo com as condições resultantes de semelhança estrutural, as quais se encontram relacionadas na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 - Parâmetros de escala para o modelo seccional dinâmico.

Parâmetro	Condição de semelhança	Valor
Comprimento	$\lambda_L = L_m / L_r$	$2,00 \times 10^{-2}$
Massa específica	$\lambda_\rho = \rho_m / \rho_r$	1,00
Velocidade	$\lambda_V = V_m / V_r = \lambda_L f_m / f_r$	$4,32 \times 10^{-1}$
Massa por unidade de comprimento	$\lambda_m = \lambda_\rho \lambda_L^2$	$4,00 \times 10^{-4}$
Massa	$\lambda_M = \lambda_\rho \lambda_L^3$	$8,00 \times 10^{-6}$
Momento de Inércia de massa por unidade de comprimento	$\lambda_I = \lambda_m \lambda_L^2$	$1,60 \times 10^{-7}$
Momento de Inércia de massa	$\lambda_I = \lambda_M \lambda_L^2$	$3,20 \times 10^{-9}$
Tempo	$\lambda_T = \lambda_L / \lambda_V = f_r / f_m$	$4,63 \times 10^{-2}$
Frequência	$\lambda_F = 1 / \lambda_T = f_m / f_r$	$2,16 \times 10^{+1}$
Amortecimento	$\lambda_\zeta = \zeta_m / \zeta_r$	1,00

Na Tabela 5.14 são apresentadas as propriedades dinâmicas da ponte e as resultantes propriedades do modelo seccional dinâmico.

Tabela 5.14 - Propriedades dinâmicas da ponte e do modelo seccional dinâmico.

<b>Parâmetro</b>	<b>Ponte</b>	<b>Modelo</b>
$f_h$ (frequência de sustentação)	0,41 Hz	8,81 Hz
$f_\theta$ (frequência de torção)	1,09 Hz	23,56 Hz
$f_\theta / f_h$	2,66	2,67
$\zeta_h$ (razão de amortecimento de sustentação)	-	variável
$\zeta_\theta$ (razão amortecimento de torção)	-	variável
$m$ (massa por unidade de comprimento)	30.300 kg/m	12,1 kg/m
$I_m$ (momento de inércia de massa por unidade de comprimento)	833.600 kg m <sup>2</sup> /m	0,133 kg m <sup>2</sup> /m

As razões de amortecimento intrínsecas do modelo são de aproximadamente 0,1% para os dois graus de liberdade. Quando foi utilizado o dispositivo para incrementar o amortecimento, os níveis aumentaram de acordo com o ensaio. Os valores serão indicados quando forem apresentados os resultados destes testes.

Observa-se que a estrutura da ponte possui algumas peculiaridades que devem ser comentadas. O primeiro modo torcional, que em tabuleiros retilíneos usualmente aparece logo após o primeiro ou o segundo modo de flexão, aparece aqui como o décimo modo geral, com uma frequência 2,66 vezes superior à frequência do modo fundamental. Essa relação, considerada relativamente alta, poderia ser um indício de que a estrutura é pouco propensa à instabilidade aerodinâmica por drapejamento. Contudo, o drapejamento depende também de aspectos aerodinâmicos, os quais devem ser estudados em função da forma da secção transversal do tabuleiro.

### 5.2.3 Equipamentos utilizados

A medição da resposta dinâmica do modelo seccional ao escoamento do ar foi feita por meio de dois acelerômetros piezoelétricos, marca *Brüel & Kjaer*, cujos sinais são condicionados e amplificados por um amplificador de carga, de mesma marca. Estes acelerômetros são instalados no sistema externo, sendo que seus sinais, após o condicionamento, são registrados e digitalizados por uma placa de aquisição de dados instalada em um micro-computador. Na Figura 5.65 são mostrados o aparato experimental utilizado nos ensaios dinâmicos e um detalhe do posicionamento de um acelerômetro piezoelétrico.

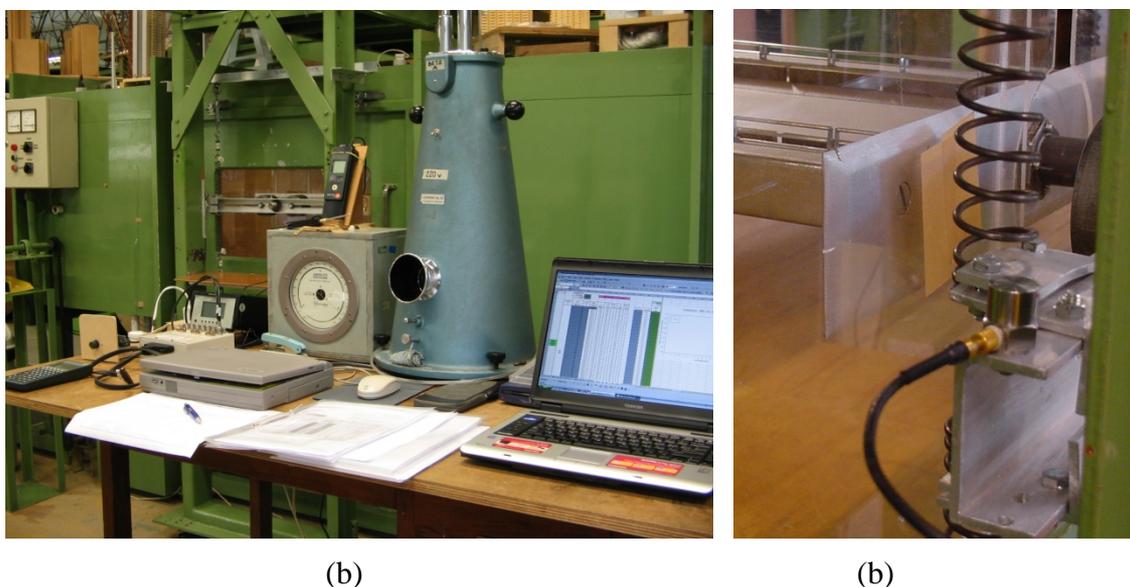


Figura 5.65 – Aparato experimental utilizado nos ensaios dinâmicos (a) e detalhe do posicionamento do acelerômetro piezoelétrico (b).

Os arquivos de aquisição dos ensaios foram posteriormente processados numericamente para a obtenção da história de amplitudes de deslocamento vertical e de rotação no tempo, bem como das respectivas densidades espectrais. Os movimentos horizontais no sentido do escoamento não são considerados durante os testes, pois estes não apresentam influência significativa nas condições de instabilidade. Os ensaios foram realizados com uma taxa de aquisição de 512Hz, com registros de 64 segundos de duração para a obtenção de propriedades estatísticas dos registros, tais como valores de pico e médias quadráticas (r.m.s.). Além dos instrumentos acima descritos, foram medidas a temperatura e pressão atmosférica ambientes para a correção da massa específica do ar para o cálculo da velocidade do vento.

### 5.2.4 Calibração do modelo

Uma vez estabelecidos os parâmetros de escala para o modelo seccional dinâmico e com o modelo já construído o sistema deve ser calibrado. A calibração consiste basicamente em ajustar a frequência de torção do modelo, uma vez que a frequência de sustentação fica determinada pela rigidez do apoio elástico. Este procedimento é realizado através do posicionamento das massas externas ao modelo (Figura 5.63) que fazem parte da massa total do conjunto. Desta forma a correta inércia de massa é ajustada e a relação entre frequências desejada é obtida.

As frequências naturais do modelo foram medidas a partir do espectro de potência dos registros dos sinais gerados pelos acelerômetros piezoelétricos. Estes registros de vibração livre foram realizados excitando-se o modelo através de um impacto no centro do mesmo, excitando os dois modos de vibração. A razão de amortecimento estrutural em relação ao amortecimento crítico foi determinada experimentalmente através do cálculo do decremento logarítmico da curva de decaimento da resposta. Os registros foram obtidos através de um sistema de aquisição de dados com o uso do programa comercial HP VEE 3.2.

Posteriormente, os arquivos adquiridos foram processados com o uso do programa comercial MatLab com a utilização de rotinas desenvolvidas pelo Professor Marcelo Maia Rocha. Um registro de vibração livre obtido com os acelerômetros é mostrado na Figura 5.66 e na Figura 5.67 os respectivos espectros de potência.

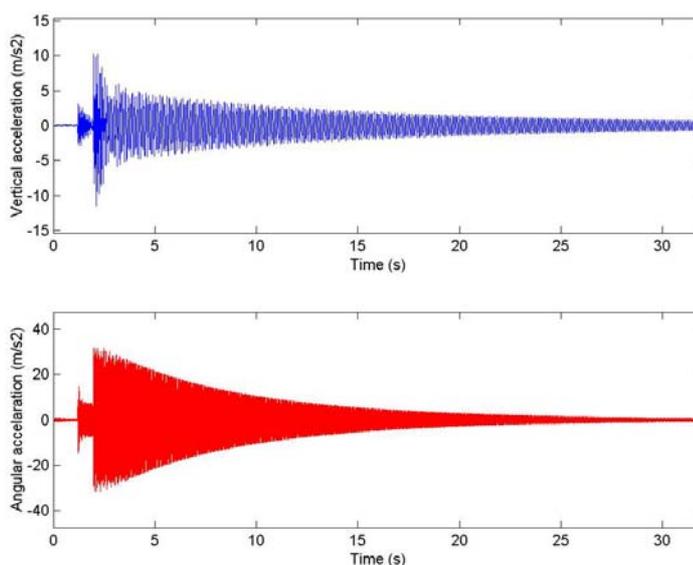


Figura 5.66 – Registro da curva de decaimento do modelo em vibração livre.

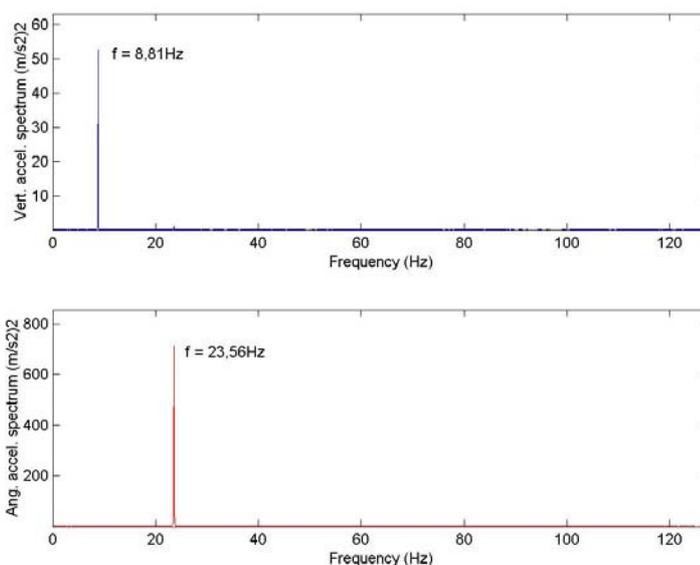


Figura 5.67 – Espectros de potência dos registros em vibração livre do modelo.

### 5.2.5 Programa de ensaios

Com o objetivo de investigar as condições de estabilidade do tabuleiro da ponte em estudo com relação ao desprendimento de vórtices, foram realizados testes com modelo seccional dinâmico reduzido da secção transversal, com os dois graus de liberdade - deslocamento vertical e rotação livres.

As medidas da resposta dinâmica dos tabuleiros das pontes em estudo foram realizadas em distintas situações. Antes de prosseguir descrevendo as configurações testadas é conveniente destacar que todos os testes com modelo dinâmico foram realizados com vento incidindo sobre a borda superior (BS) e para ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ . Entretanto, além de ensaios para quantificar os efeitos de interferência entre os tabuleiros, conforme descrito na seção 5.1.1.3, foram realizadas medidas com o modelo isolado. No modelo isolado original foram realizadas modificações na secção transversal do tabuleiro, através da colocação de uma placa vertical e de um “nariz de vento” nos bordos do tabuleiro, conforme mostrado nas Figuras 5.68 e 5.69. As condições de amortecimento do modelo também foram modificadas adicionando-se amortecimento ao sistema com o uso de um dispositivo anexado ao sistema de apoio externo (mostrado na Figura 5.63). Nos ensaios de interferência o modelo mudo foi posicionado a barlavento do modelo dinâmico, numa mesma cota vertical com afastamentos relativos equivalentes a  $0,5B$ ,  $1,0B$  e  $2,0B$ , como pode ser visto na Figura 5.70.

Estes testes foram realizados com a secção transversal original da ponte, não contemplando modificações na secção transversal.



Figura 5.68 – Modelo com placas planas nos bordos do tabuleiro.



Figura 5.69 – Modelo com “nariz de vento” nos bordos do tabuleiro.

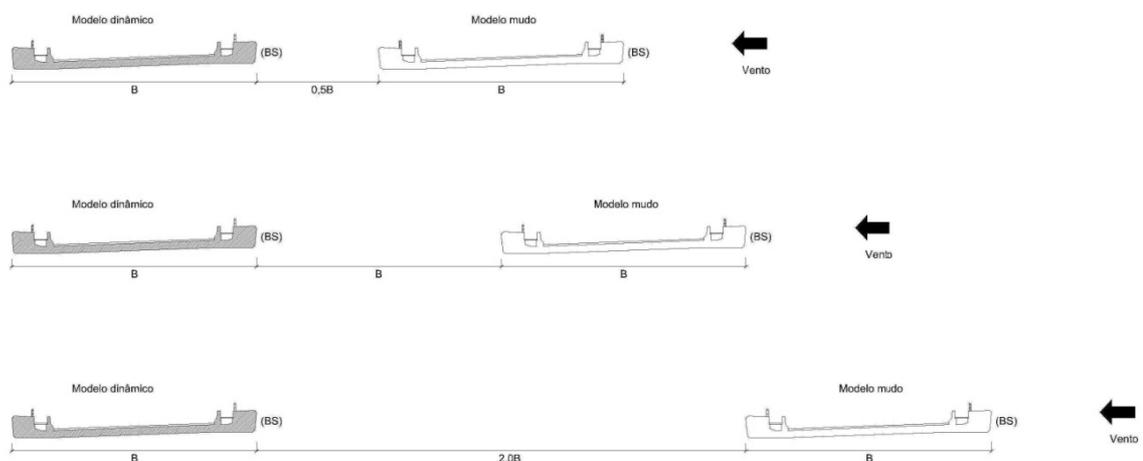


Figura 5.70 – Posicionamento relativo entre os modelos mudo e dinâmico no interior do túnel de vento – mesma cota vertical – vento incidindo sobre a borda superior (BS).

Na Figura 5.71 são mostrados os modelos dinâmico e mudo no interior do túnel de vento para o afastamento horizontal equivalente a  $2,0B$ .



Figura 5.71 – Posicionamento relativo ( $2,0B$ ) entre os modelos dinâmico e mudo no interior do túnel de vento – mesma cota vertical.

No caso de estruturas como pontes, com sua maior dimensão num plano horizontal, a distribuição em altura das velocidades médias do vento e da intensidade de turbulência é de importância secundária. Além disso, a resposta máxima por desprendimento de vórtices normalmente se produz a baixas velocidades médias do vento, onde a inversão térmica pode reduzir ou até suprimir a turbulência atmosférica, razão pela qual o modelo também foi ensaiado num escoamento suave.

Os testes sob escoamento turbulento e sob escoamento suave foram realizados para o ângulo de incidência do vento de  $0^\circ$ , seguindo-se a convenção apresentada na Figura 5.72.

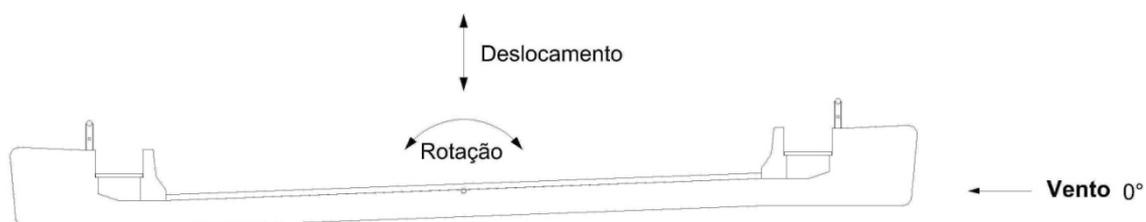


Figura 5.72 – Referência para incidência do vento sobre a borda superior (BS) – ensaios com modelo seccional dinâmico.

### 5.2.6 Resultados e comentários

Os sinais adquiridos em termos de aceleração foram convertidos para deslocamentos por meio de integração numérica sobre a banda de frequências de interesse. As rotinas utilizadas foram programadas pelo Prof. Marcelo Maia Rocha em linguagem do programa MatLab.

As amplitudes da resposta vertical foram normalizadas pela altura do tabuleiro  $D = 1,42\text{m}$ , para os modelos com secção transversal original, e  $D = 3,2\text{m}$  para o modelo com placa vertical. As amplitudes da resposta torcional são apresentadas em graus. Assim como as amplitudes das respostas, a velocidade do vento foi adimensionalizada através da velocidade reduzida. Para o cálculo das velocidades reduzidas,  $V_{red} = (V/f_n D)$ , o valor da altura do tabuleiro,  $D$ , é o correspondente a cada configuração, e as frequências  $f_h = 0,41\text{Hz}$  e  $f_\theta = 1,09\text{Hz}$ . Os valores apresentados em termos do valor *rms* e de pico, bem como as velocidades reduzidas são válidos para a estrutura real da ponte.

O primeiro grupo de resultados apresentado corresponde aos testes dinâmicos com modelo isolado, cujos gráficos são apresentados nas Figuras 5.74 a 5.91. Os testes contemplam modificações na secção transversal através da colocação de uma placa e de um nariz de vento nos bordos do tabuleiro, conforme mostrado nas Figuras 5.68 e 5.69. Além destes será verificada a influência do incremento do amortecimento estrutural na resposta.

O segundo grupo de resultados contempla a influência do afastamento relativo ( $0,5B$ ,  $1,0B$  e  $2,0B$ ) numa mesma cota vertical, com o modelo mudo posicionado a barlavento do modelo dinâmico, onde  $B = 16,0\text{m}$ . Este grupo de resultados é mostrado nas Figuras 5.92 a 5.103.

As aquisições da resposta do modelo dinâmico foram realizadas com uma frequência de aquisição de  $512\text{Hz}$ , durante um intervalo de tempo de  $64\text{s}$ . Com a finalidade de validar estes parâmetros escolhidos, foram realizadas aquisições com a mesma frequência ( $512\text{Hz}$ ) e dobro do tempo ( $128\text{s}$ ) e com metade da frequência ( $256\text{Hz}$ ) e mesmo tempo de aquisição ( $64\text{s}$ ). Os resultados obtidos com as mudanças de parâmetros de aquisição indicados anteriormente, não apresentaram diferenças relevantes, validando os parâmetros empregados.

---

Na Figura 5.74, em escoamento suave, são observados dois picos na resposta vertical por desprendimento de vórtices. O primeiro deles ocorre a uma velocidade reduzida em torno de 10,65 (6,2m/s) e o segundo perto de 25,25 (14,7m/s). As amplitudes de deslocamento de pico, para o maior dos picos, foram pouco superiores a 2% da altura do tabuleiro (30mm). As rotações observadas não foram significativas (Figura 5.75). O escoamento turbulento eliminou os picos observados anteriormente, de acordo com as Figuras 5.76 e 5.77.

Comparando-se as Figuras 5.78 e 5.74 observa-se que o aumento do nível de amortecimento eliminou o primeiro pico da Figura 5.74. A amplitude correspondente ao segundo pico foi reduzida em torno de 30%. Nas Figuras 5.79 a 5.81 observa-se que o nível de amortecimento diminuiu as amplitudes das respostas, tanto para escoamento suave quanto turbulento.

Nas Figuras 5.82 a 5.85 observa-se que a colocação de placas nos bordos do tabuleiro alterou significativamente a resposta devida ao desprendimento de vórtices, observada para o tabuleiro em sua configuração original. Na Figura 5.82 são observados dois picos na resposta vertical, cujo de menor amplitude ocorre a uma velocidade reduzida de aproximadamente 0,9 (5,9m/s). O segundo pico apresenta amplitudes de deslocamento de pico da ordem de 6,0% da altura do tabuleiro (192mm), a uma velocidade reduzida próxima a 10,0 (13,1m/s). Na Figura 5.83 a rotação de pico aumenta bruscamente sua amplitude atingindo valores próximos a  $0,15^\circ$  para uma velocidade reduzida em torno de 4,75 (16,6m/s). Para escoamento turbulento (Figuras 5.84 e 5.85) os picos foram eliminados e as amplitudes reduzidas.

O aumento do amortecimento reduziu as amplitudes de deslocamento de pico, em escoamento suave, de 6,0% para 4,8% da altura do tabuleiro, conforme pode ser observado comparando-se as Figuras 5.86 e 5.82. De acordo com a Figura 5.87, o pico na resposta torcional anteriormente observado (Figura 5.83) não voltou a ocorrer dentro da gama de velocidades testada.

Os testes com a colocação do nariz de vento indicaram um excelente desempenho aerodinâmico do tabuleiro em termos de desprendimento de vórtices. Nas Figuras 5.88 a 5.91 não foram observadas amplitudes de deslocamento significativas para a gama de velocidades testada.

---

Os testes realizados com o tabuleiro mudo a barlavento (Figuras 5.92 a 5.95), com um afastamento relativo de  $0,5B$ , indicaram um pequeno pico na resposta torcional em escoamento suave. Este pico ocorre a uma velocidade reduzida em torno de  $9,8$  ( $15,2\text{m/s}$ ), com amplitude de  $0,025^\circ$ , conforme mostra a Figura 5.93. Não foi observada resposta vertical significativa para a gama de velocidades testada.

Para um afastamento de  $1,0B$  (Figuras 5.96 a 5.99), o pico na resposta torcional indicado na Figura 5.97 é ligeiramente superior ao observado para um afastamento de  $0,5B$  (Figura 5.93). Não foi observada resposta vertical significativa para a gama de velocidades testada.

Nas Figuras 5.100 a 5.103, correspondentes a um afastamento de  $2,0B$  o comportamento do tabuleiro é bastante similar ao observado para o afastamento  $1,0B$ .

De uma forma geral observa-se que a resposta vertical por despreendimento de vórtices foi praticamente eliminada com a colocação de um nariz de vento. Modificações na secção transversal, tornando-a mais rombuda, pioram consideravelmente o desempenho aerodinâmico, conforme esperado.

O incremento do amortecimento estrutural é benéfico na resposta frente ao despreendimento de vórtices em tabuleiros de pontes. Mesmo quando utilizado para reduzir consideráveis amplitudes se mostra satisfatório.

Corretas modificações arquitetônicas na secção transversal do tabuleiro de pontes parecem ser mais eficazes que um aumento no amortecimento estrutural, dentro de certos limites.

A presença de turbulência no escoamento reduz fortemente a resposta ressonante por despreendimento de vórtices.

Os resultados apresentados indicam que a resposta máxima por despreendimento de vórtices em correspondência com a primeira freqüência natural (modo de sustentação) se produz a uma velocidade média do vento entre  $13$  e  $15$   $\text{m/s}$ , aproximadamente.

Para as configurações de interferência testadas, modelo mudo a barlavento do modelo dinâmico, numa mesma cota vertical, não foram observados efeitos significativos na resposta por despreendimento de vórtices em termos de amplificação da mesma.

---

Fica evidente a melhora da estabilidade aerodinâmica do tabuleiro, em relação a sua configuração original isolada, provocada pela interferência do modelo mudo a barlavento, reduzindo as amplitudes de deslocamento vertical por desprendimento de vórtices.

Nas Figuras 5.74 e 5.82 são observadas duas regiões de instabilidade. Para o modelo com secção transversal original (Figura 5.74) o primeiro pico ocorre numa velocidade reduzida entre 9,7 (início) e 11 (máximo), aproximadamente. O segundo pico ocorre numa velocidade reduzida entre 21,4 (início) e 25,2 (máximo). Os valores inversos das velocidades reduzidas estão diretamente associados ao correspondente número de Strouhal:  $1/V_{red} = V/f_n D = St$ . Portanto, os valores de  $St$  associados à primeira região de instabilidade estão situados entre 0,1 e 0,09 e os correspondentes à segunda região de instabilidade estão situados entre 0,047 e 0,04.

A frequência de Strouhal medida (secção 5.1.2) na esteira do modelo com secção transversal original é de aproximadamente 0,044. Para as outras variações da secção transversal original (Figura 5.39) os respectivos números de Strouhal identificados situam-se entre 0,043 e 0,048.

Para o modelo com secção original com placa vertical as velocidades reduzidas associadas ao primeiro pico situam-se entre 3,8 e 4,5 e ao segundo pico entre 7,8 e 10,2, de início e máxima amplitude, respectivamente. Os valores inversos das velocidades reduzidas correspondem ao número de Strouhal:  $1/V_{red} = V/f_n D = St$ . Logo, os valores de  $St$  associados à primeira região de instabilidade estão situados entre 0,26 e 0,22 e os correspondentes à segunda região de instabilidade situados entre 0,13 e 0,1.

A partir da determinação das frequências de Strouhal (secção 5.1.2), o número de Strouhal medido para o modelo com secção transversal original com placas verticais é de aproximadamente 0,12. Salienta-se que os valores típicos de  $St$ , associado à geometria de uma secção tipo “H” situam-se entre 0,11 e 0,115 (Larsen e Walther, 1997 e Bilah e Scanlan, 1991). Portanto, utilizando o valor de Strouhal correspondente a 0,122 a velocidade crítica de desprendimento de vórtices obtida é de  $V_{cr} = (0,41 \times 3,2)/0,122 = 10,75 \text{ m/s}$ , que corresponde a uma velocidade reduzida de  $V_{red} = 10,75/(0,41 \times 3,2) = 8,2$ . Este valor de velocidade reduzida é praticamente o mesmo identificado nos ensaios dinâmicos, relativo à segunda região de instabilidade.

Utilizando a expressão proposta por Shiraishi e Matsumoto (1983), determinam-se as velocidades reduzidas críticas de disparo das vibrações verticais por desprendimento de vórtices:

$$V_{red,n} = 1,67 (1/n)(B/D) \quad (5.11)$$

$$\text{Para } n = 1; \quad V_{red,1} = 1,67 (16/3,2) = 8,35 \quad (5.12)$$

$$\text{Para } n = 2; \quad V_{red,2} = 1,67 (1/2)(16/3,2) = 4,18 \quad (5.13)$$

Na Figura 5.73 são apresentadas de forma gráfica, as velocidades reduzidas críticas de disparo das oscilações verticais em função da razão  $B/D$  para os modelos com secção transversal original e com placa vertical. Na mesma figura é graficada a equação 5.11 para diversos valores de  $n$ .

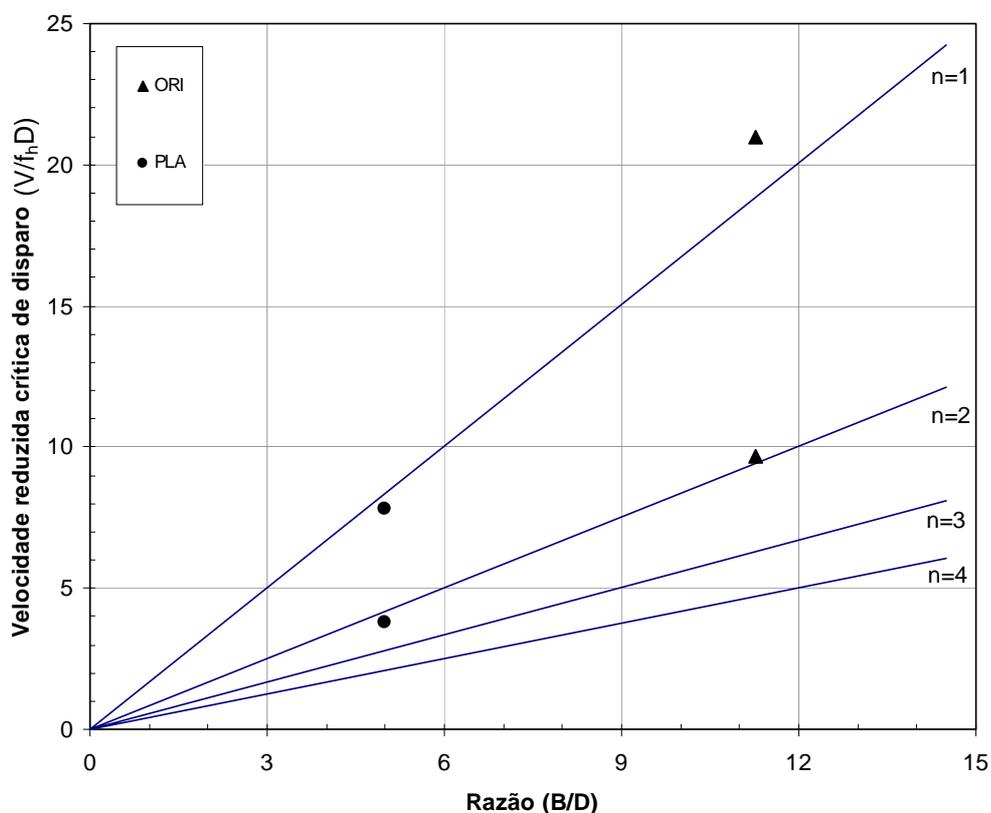


Figura 5.73 – Velocidades reduzidas críticas de disparo em função da razão  $B/D$  para os modelos com secção original e com placa vertical.

Observa-se a na Figura 5.73 uma boa aproximação entre os resultados obtidos em túnel de vento com os estimados pela expressão empírica de Shiraishi e Matsumoto (1983). A partir do apresentado pode-se inferir que as vibrações induzidas pelos vórtices, correspondentes às maiores amplitudes observadas, ocorrem quando os vórtices gerados no bordo de barlavento atingem o bordo de sotavento depois de decorrido um ciclo de oscilação ( $n=1$ ). As vibrações associadas aos picos de menor amplitude ocorrem quando os vórtices gerados no bordo de barlavento atingem o bordo de sotavento depois de decorridos dois ciclos de vibração ( $n=2$ ).

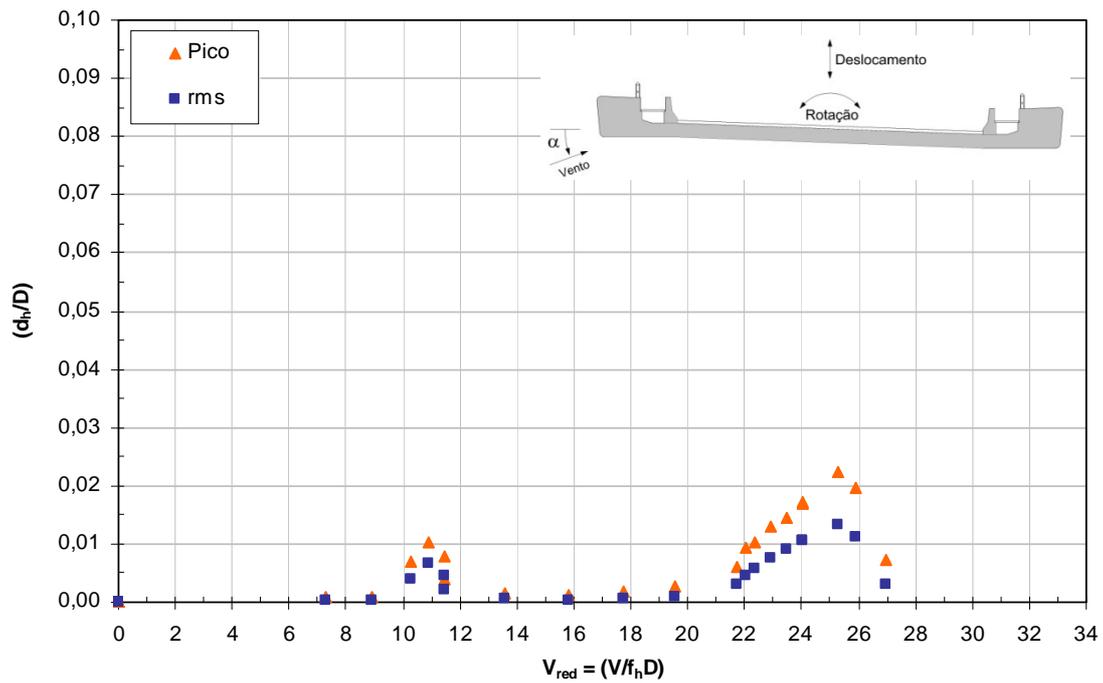


Figura 5.74 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,1\%$ .

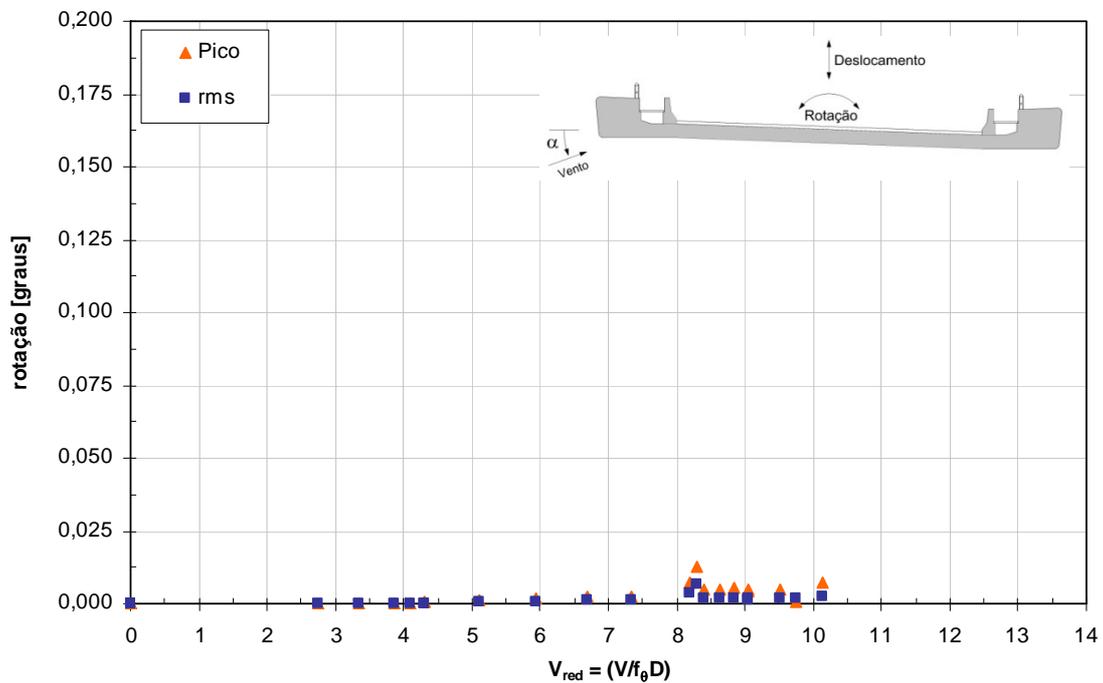


Figura 5.75 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .

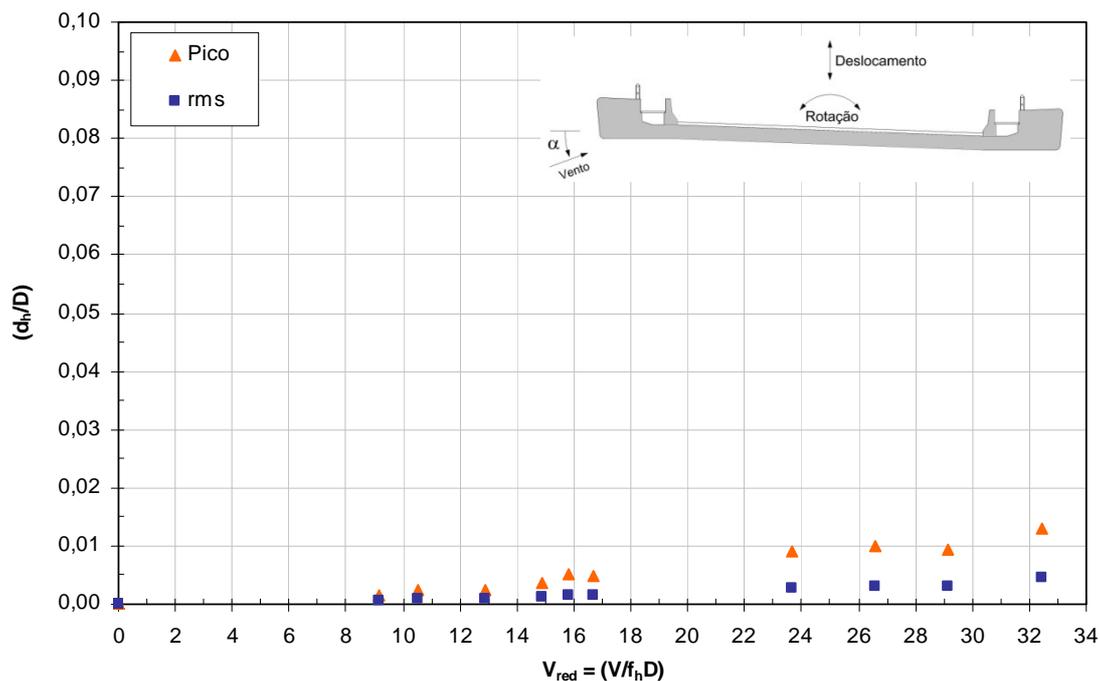


Figura 5.76 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,1\%$ .

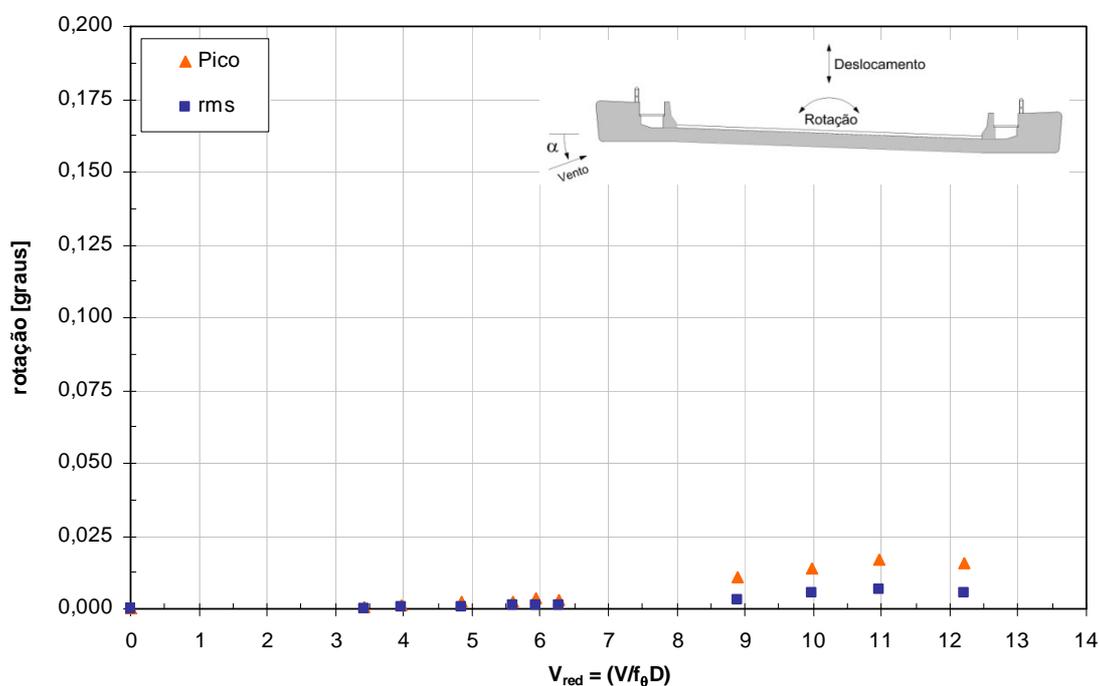


Figura 5.77 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .

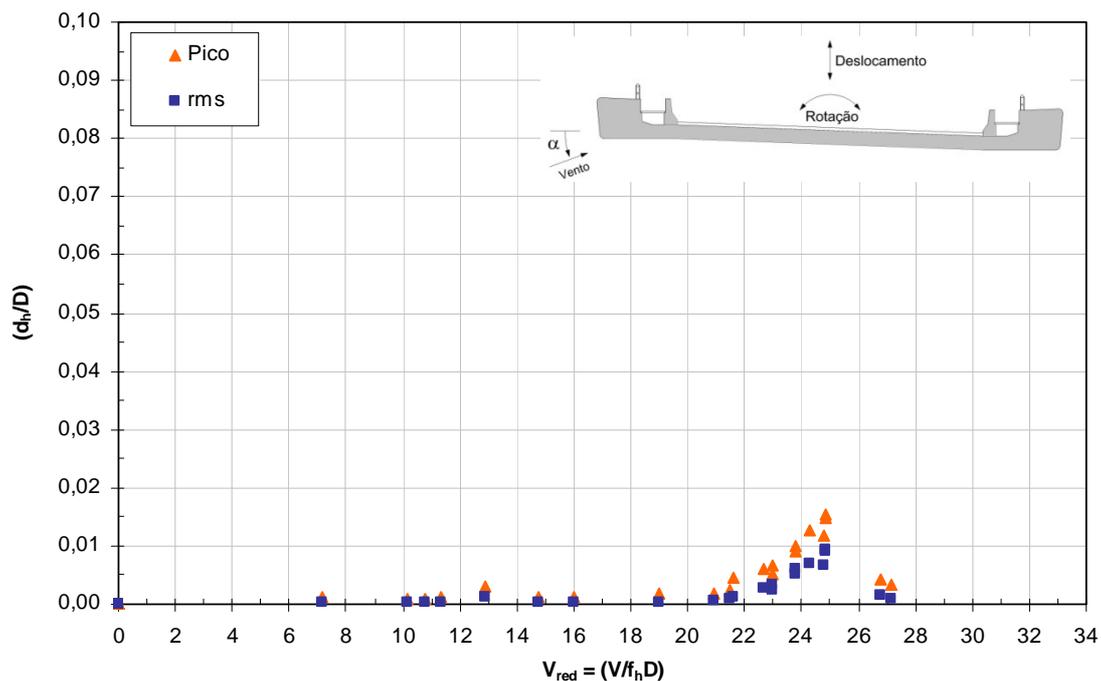


Figura 5.78 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,22\%$ .

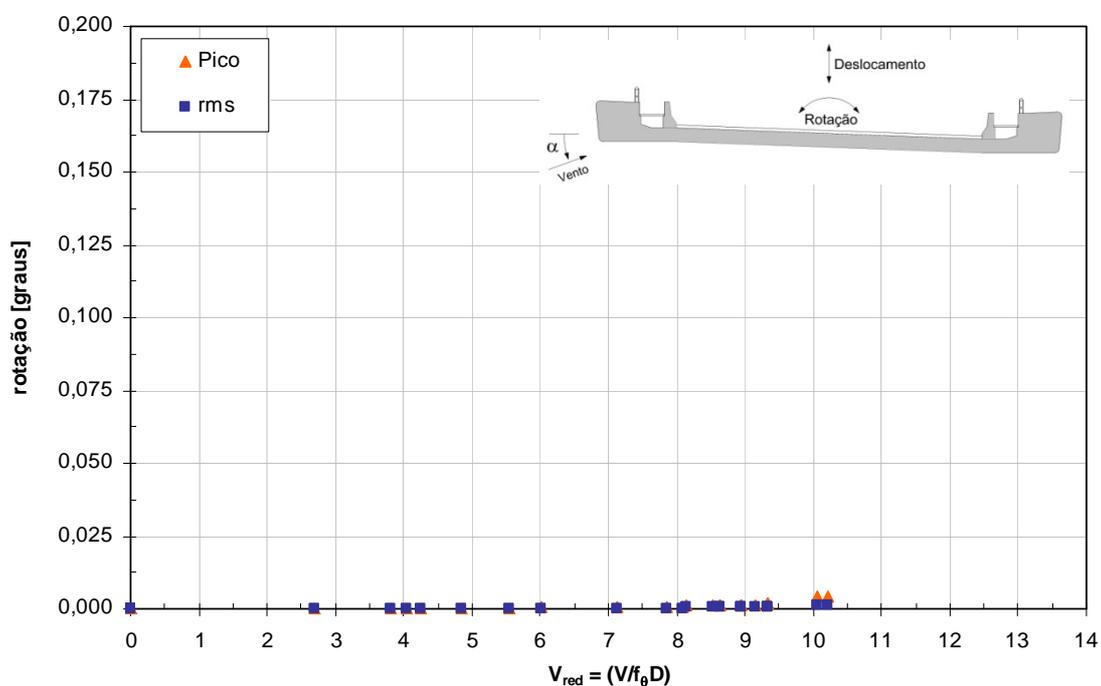


Figura 5.79 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 1,3\%$ .

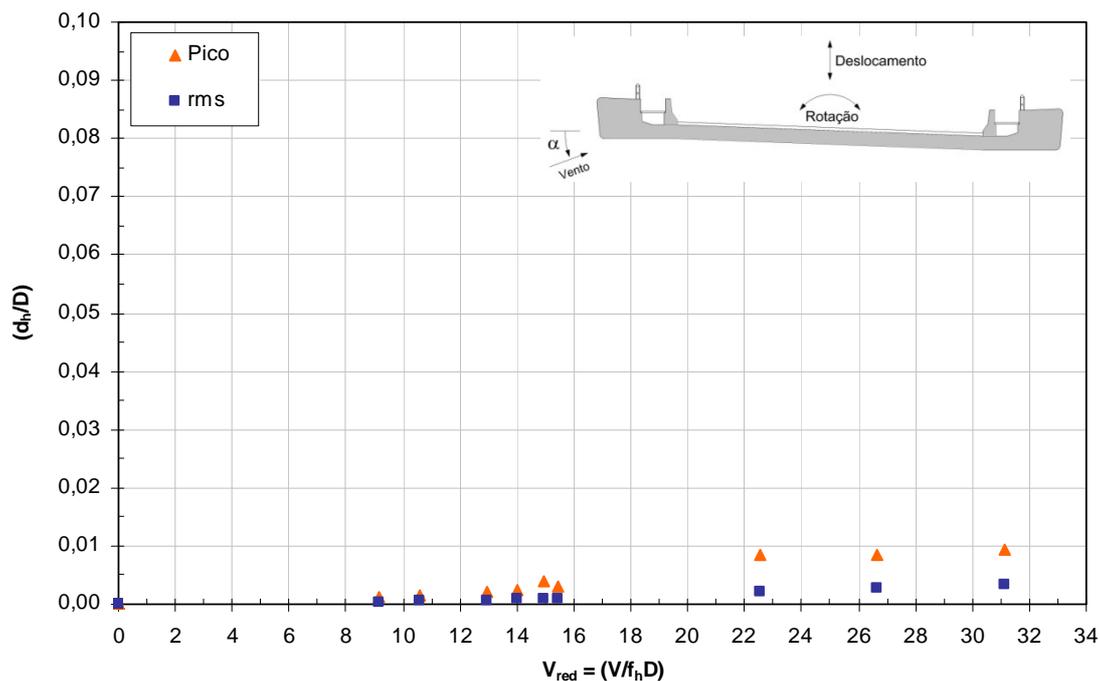


Figura 5.80 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,22\%$ .

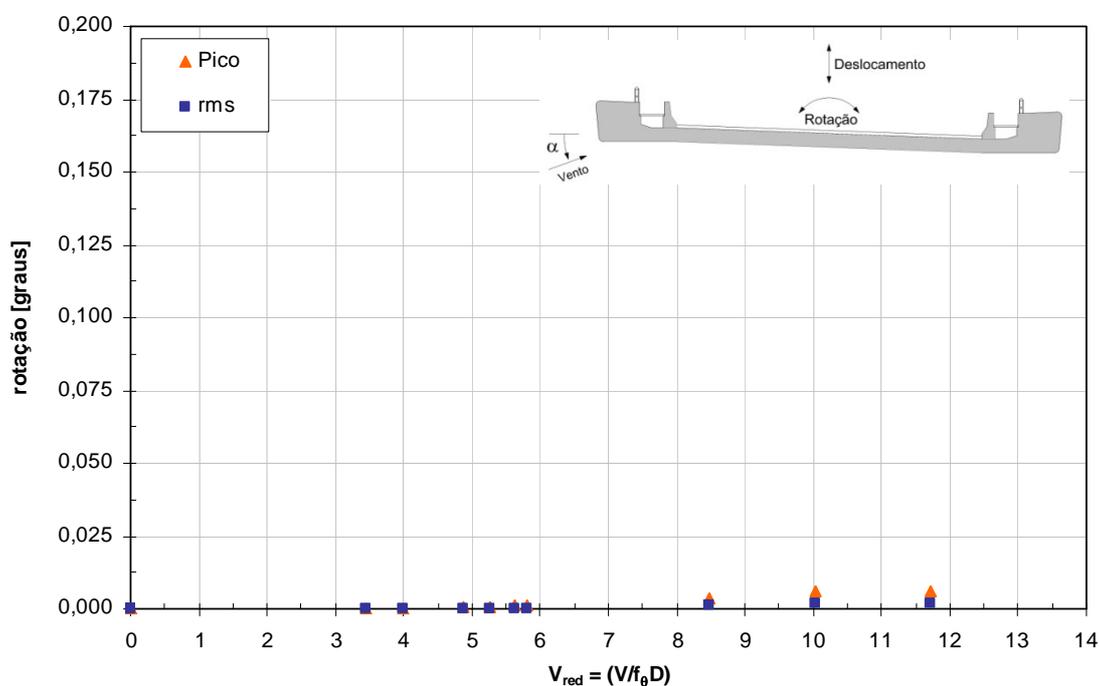


Figura 5.81– Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 1,3\%$ .

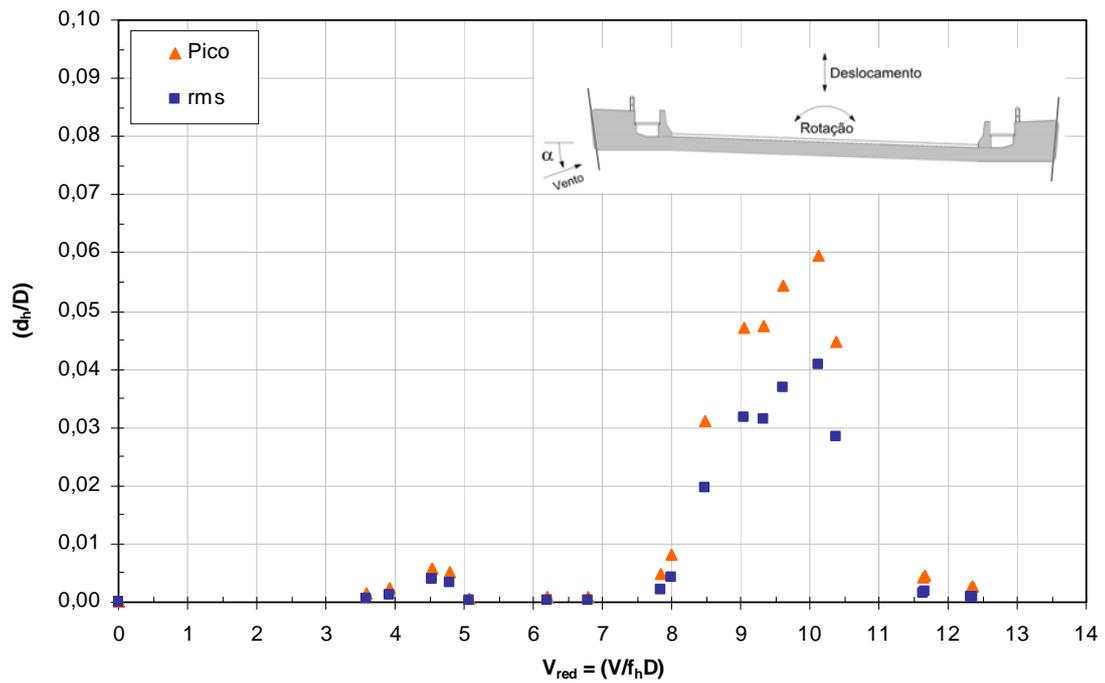


Figura 5.82 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com placa com  $\zeta_h \approx 0,1\%$ .

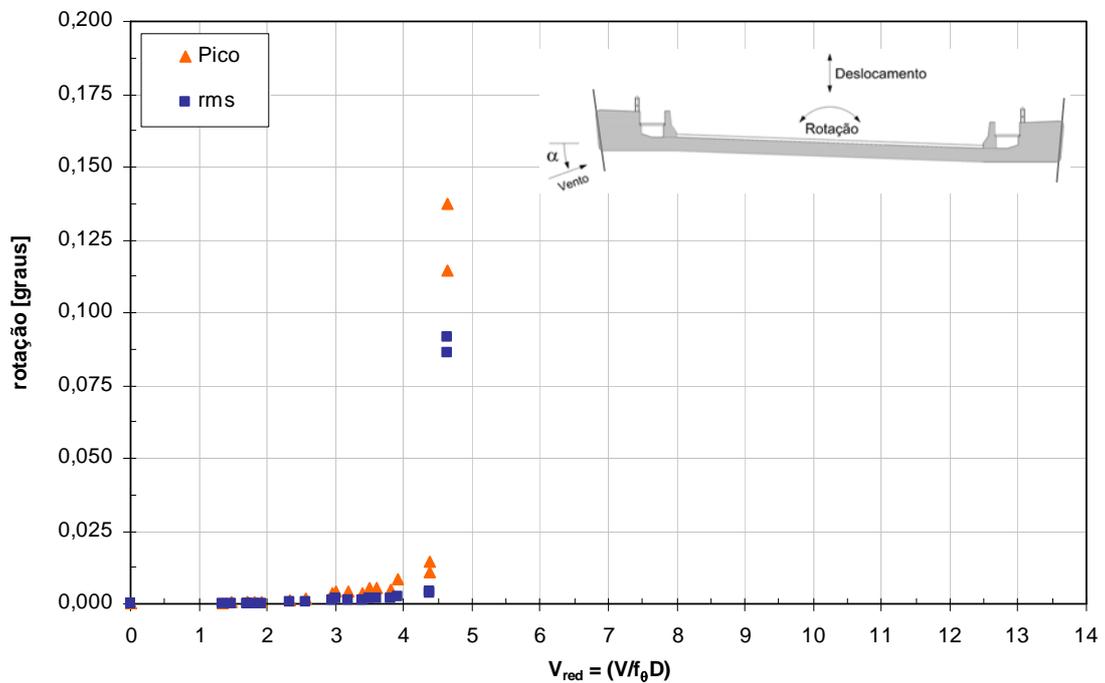


Figura 5.83 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com placa com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .

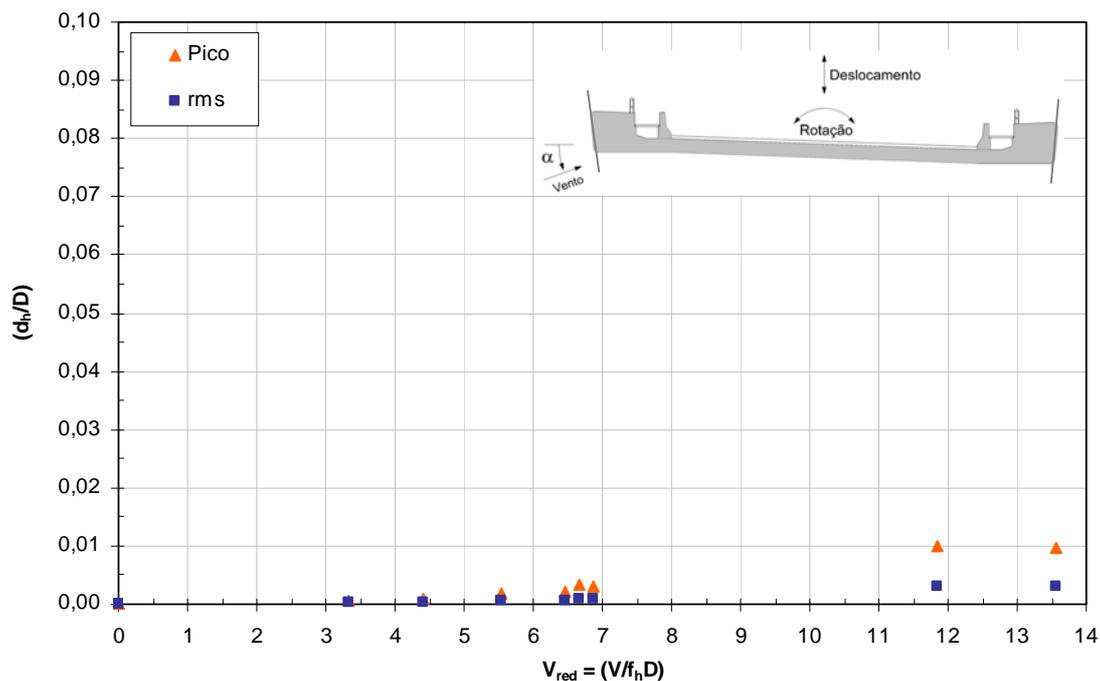


Figura 5.84 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro com placa com  $\zeta_h \approx 0,1\%$ .

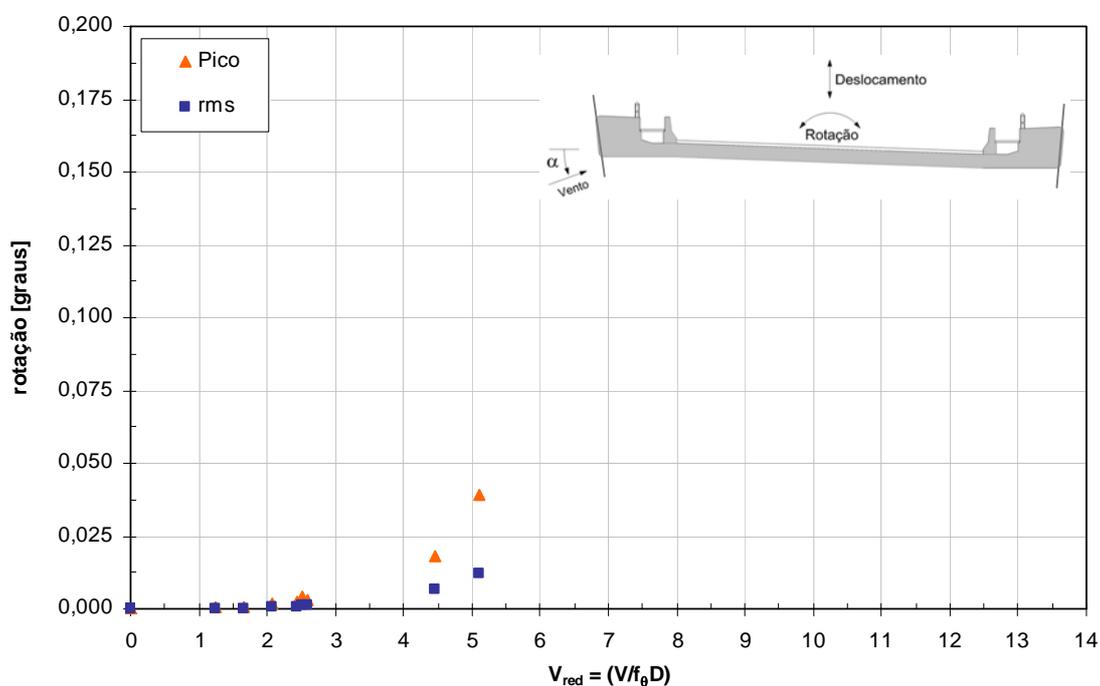


Figura 5.85 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro com placa com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .

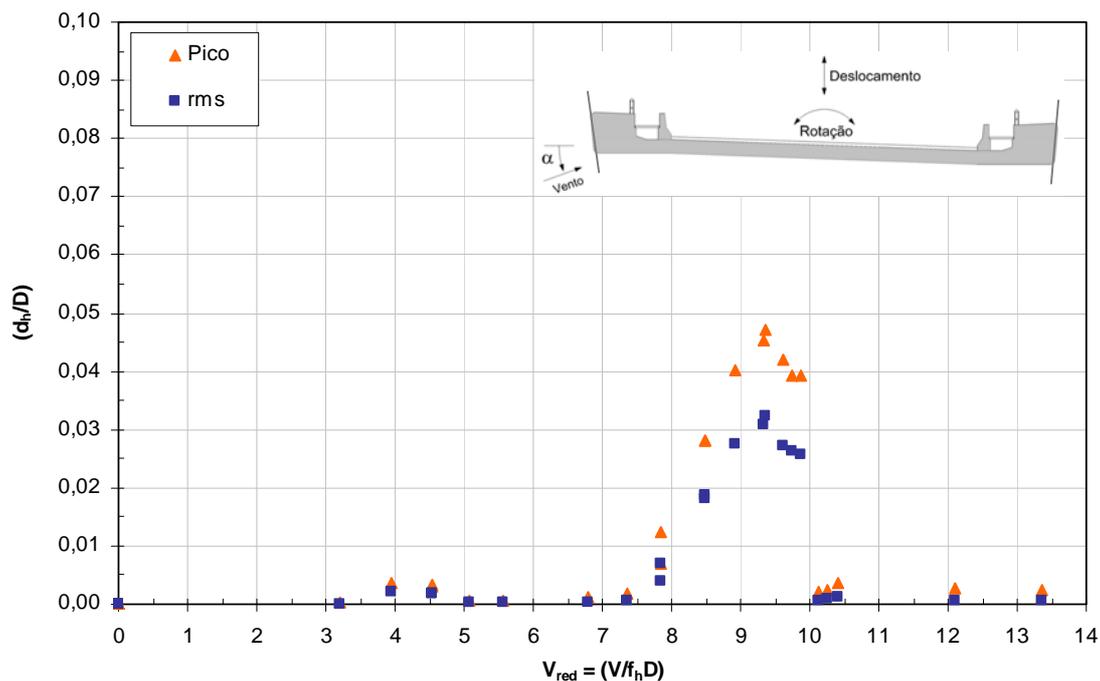


Figura 5.86 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com placa com  $\zeta_h \approx 0,22\%$ .

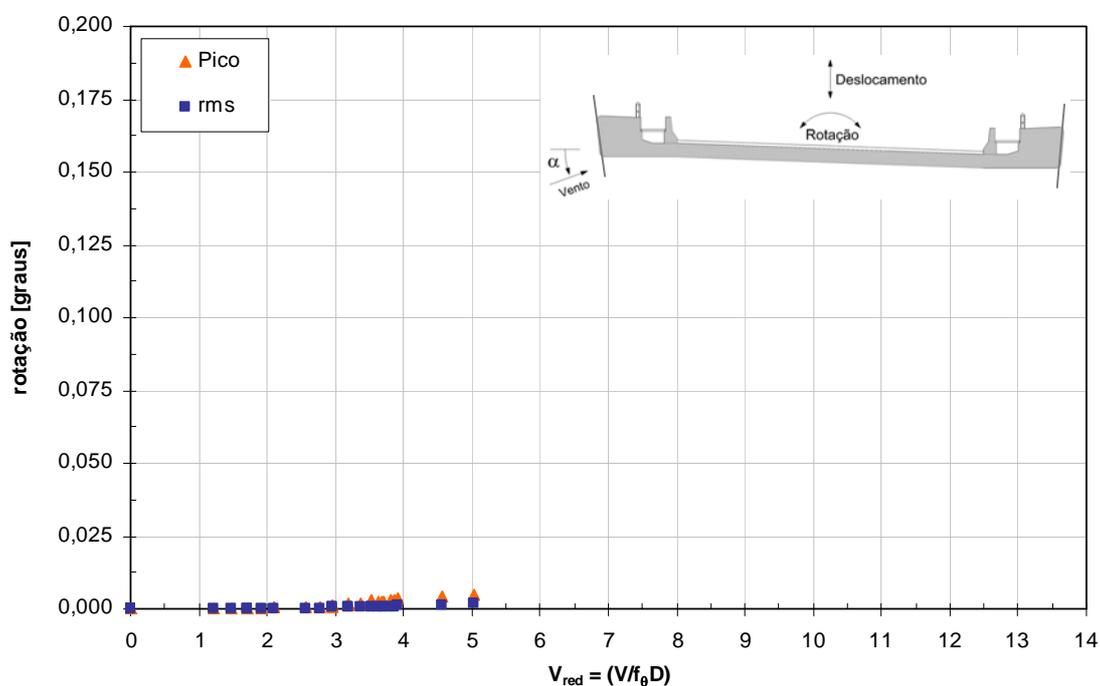


Figura 5.87 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com placa com  $\zeta_\theta \approx 1,3\%$ .

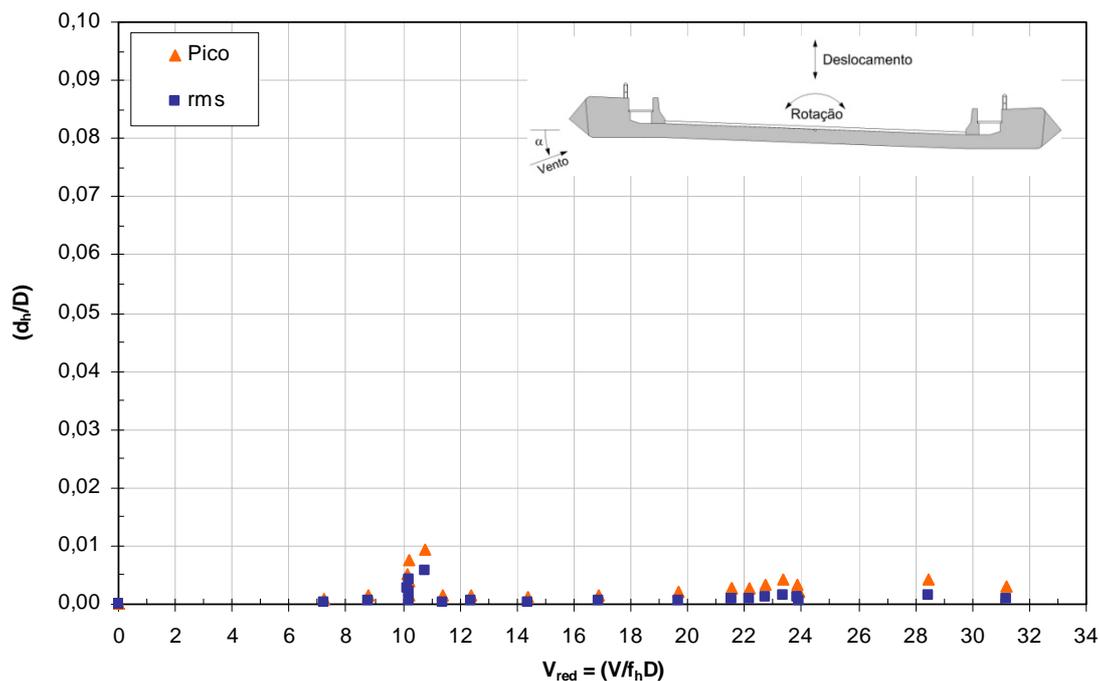


Figura 5.88 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com nariz de vento com  $\zeta_h \approx 0,1\%$ .

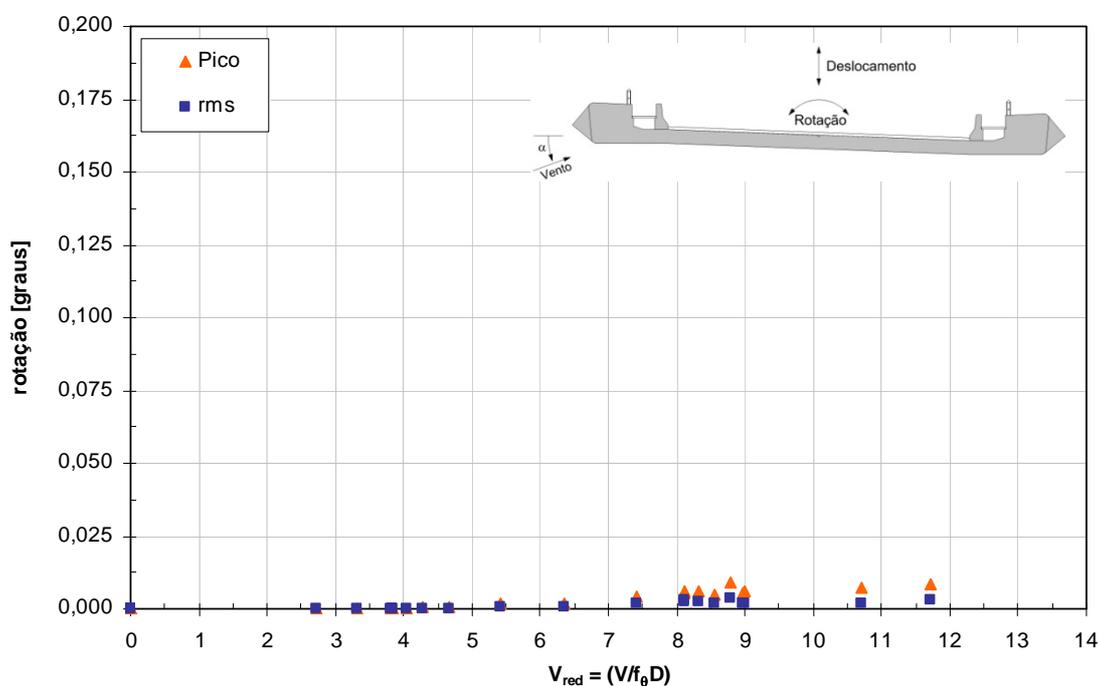


Figura 5.89 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro com nariz de vento com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .

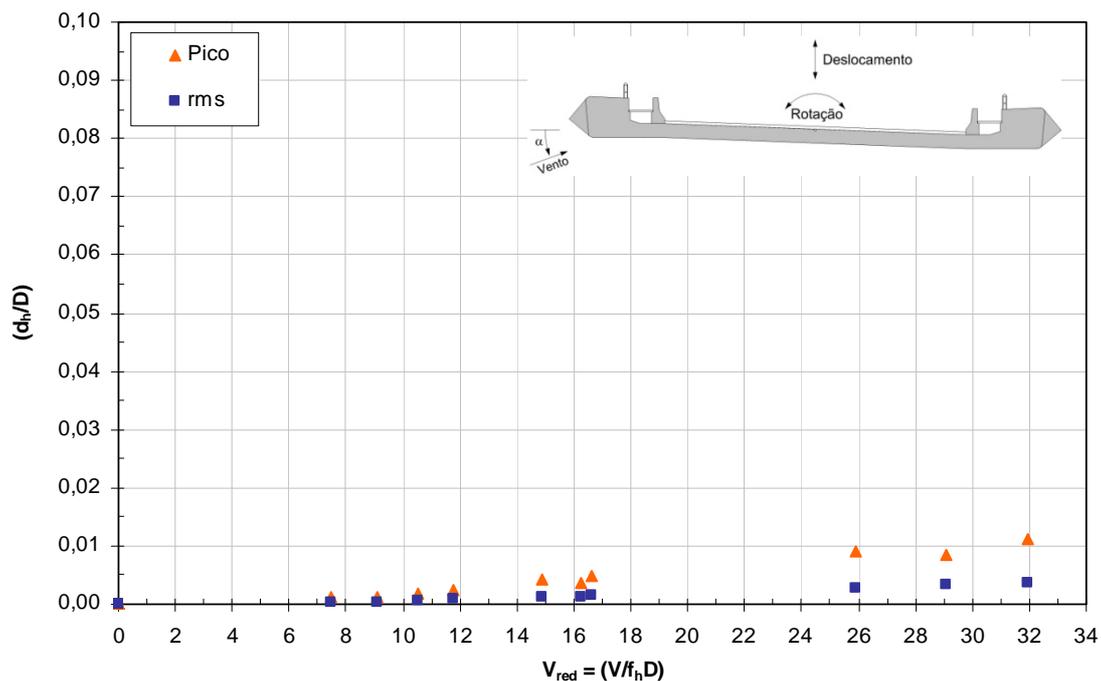


Figura 5.90 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro com nariz de vento com  $\zeta_h \approx 0,1\%$ .

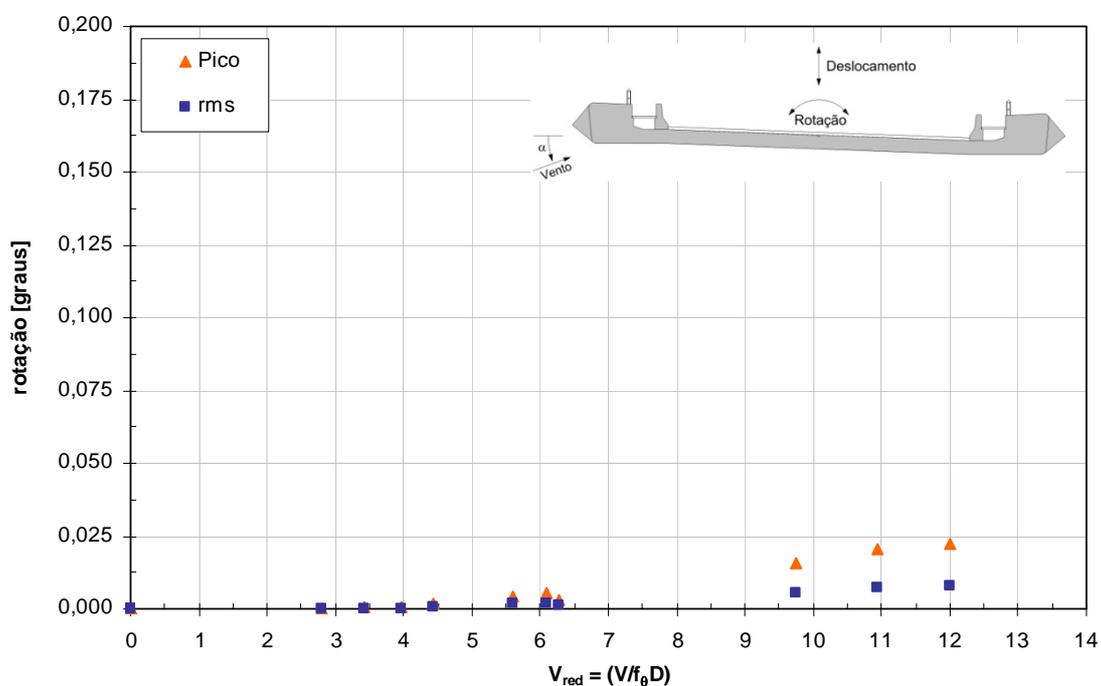


Figura 5.91 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro com nariz de vento com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$ .

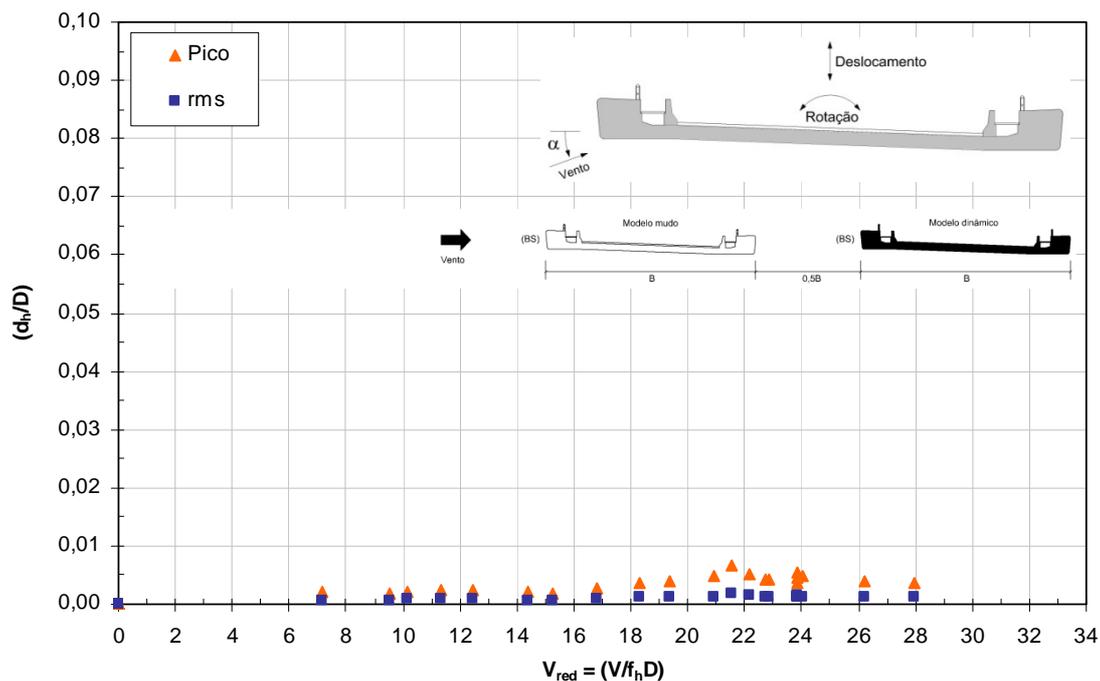


Figura 5.92 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,1\%$  - Afastamento  $0,5B$ .

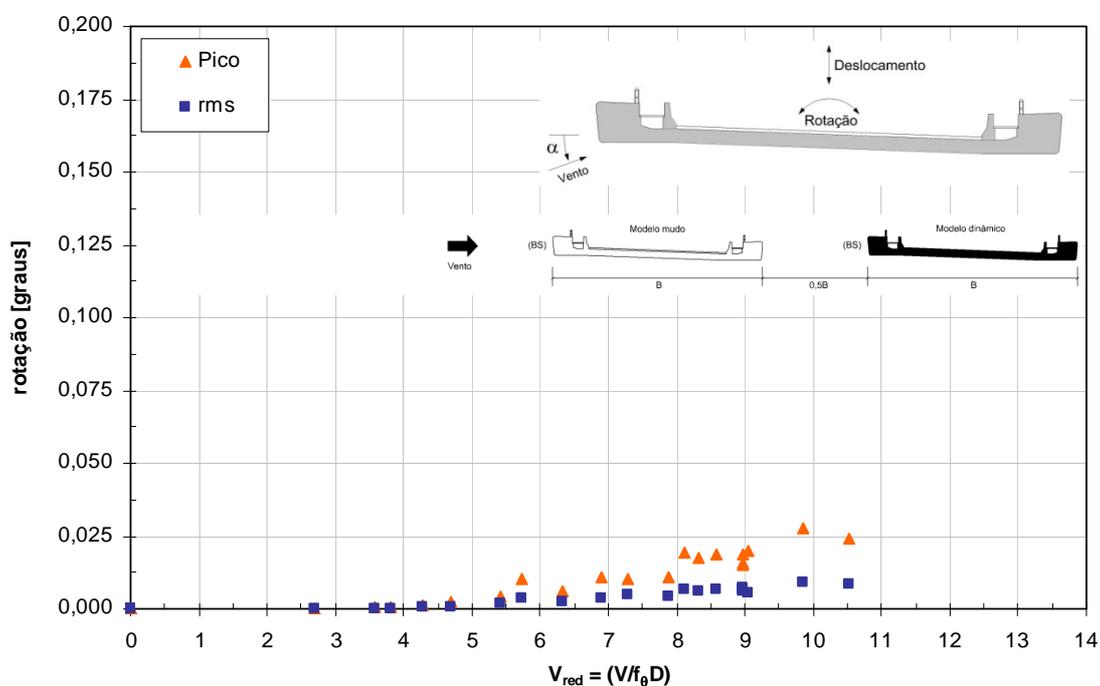


Figura 5.93 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$  - Afastamento  $0,5B$ .

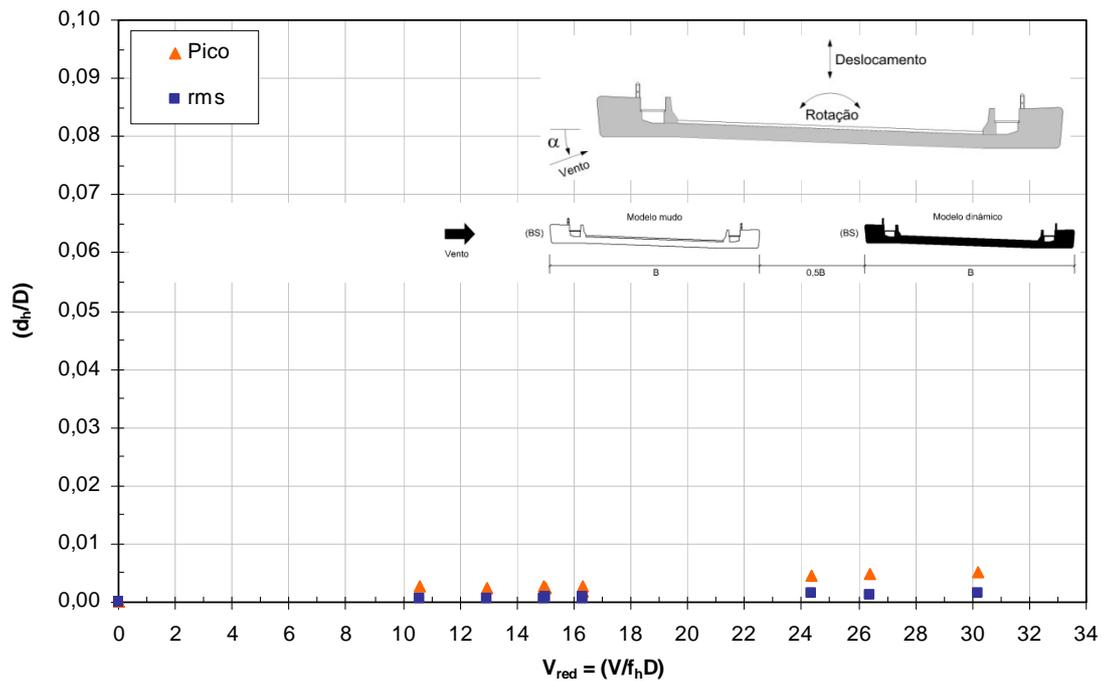


Figura 5.94 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,1\%$  - Afastamento  $0,5B$ .

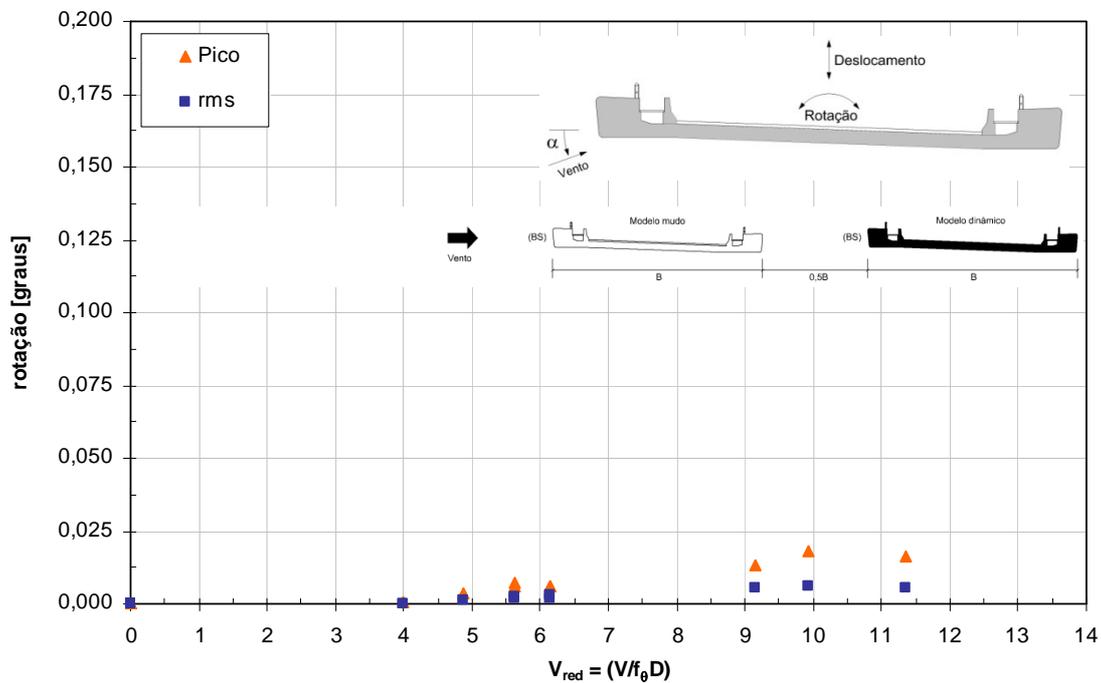


Figura 5.95 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$  - Afastamento  $0,5B$ .

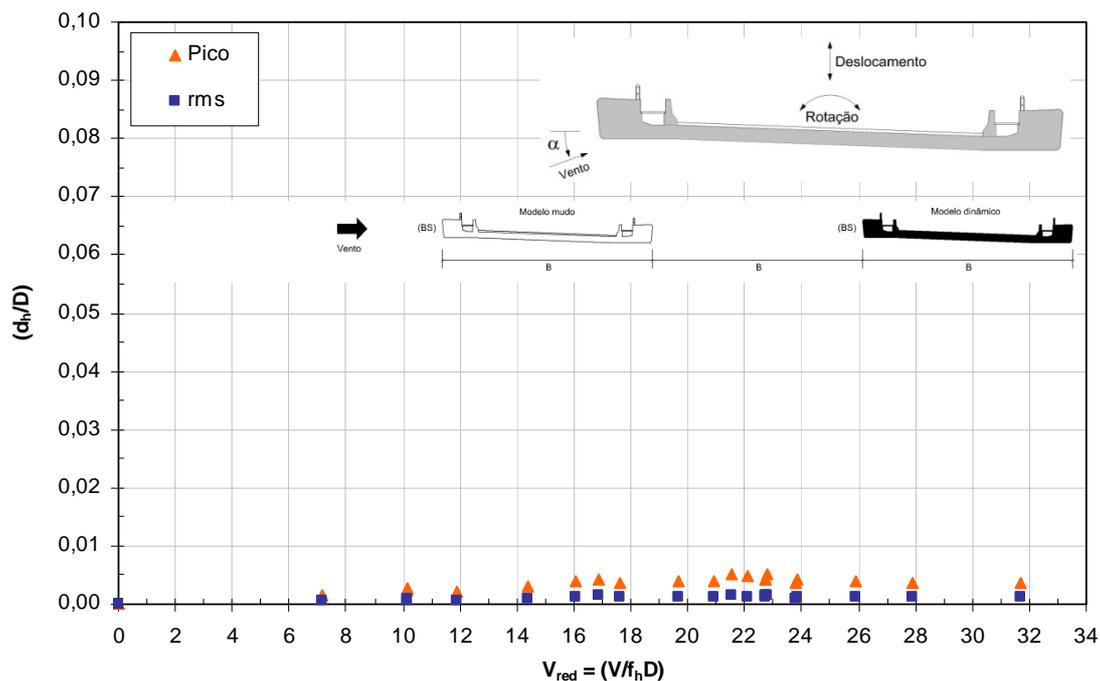


Figura 5.96 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,1\%$  - Afastamento  $1,0B$ .

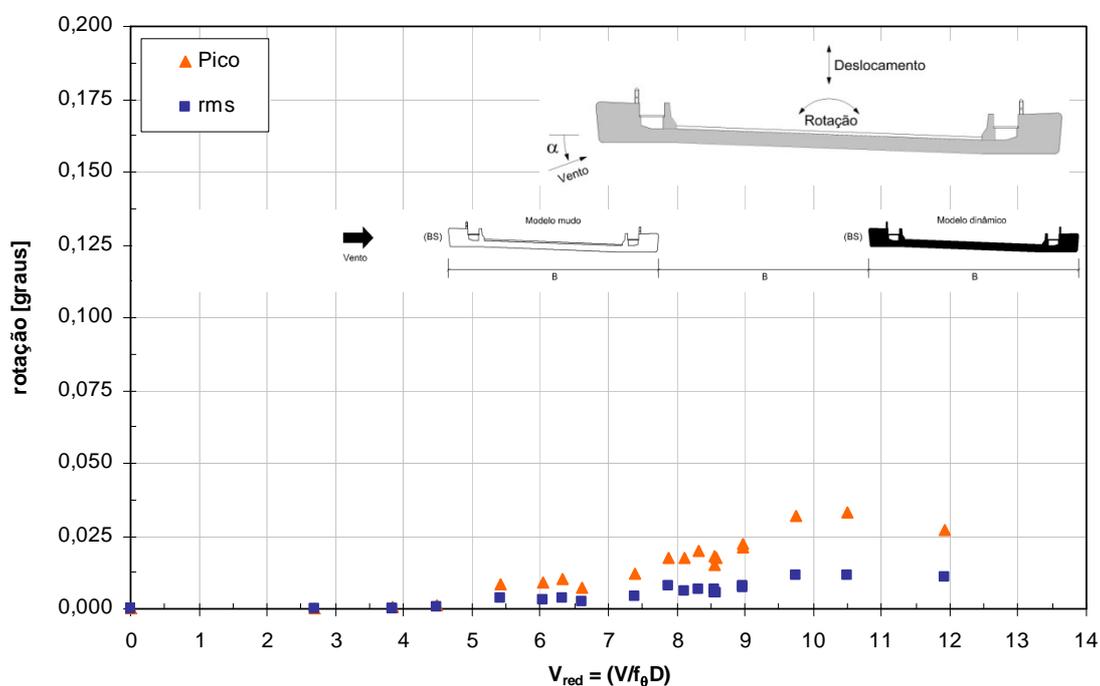


Figura 5.97 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$  - Afastamento  $1,0B$ .

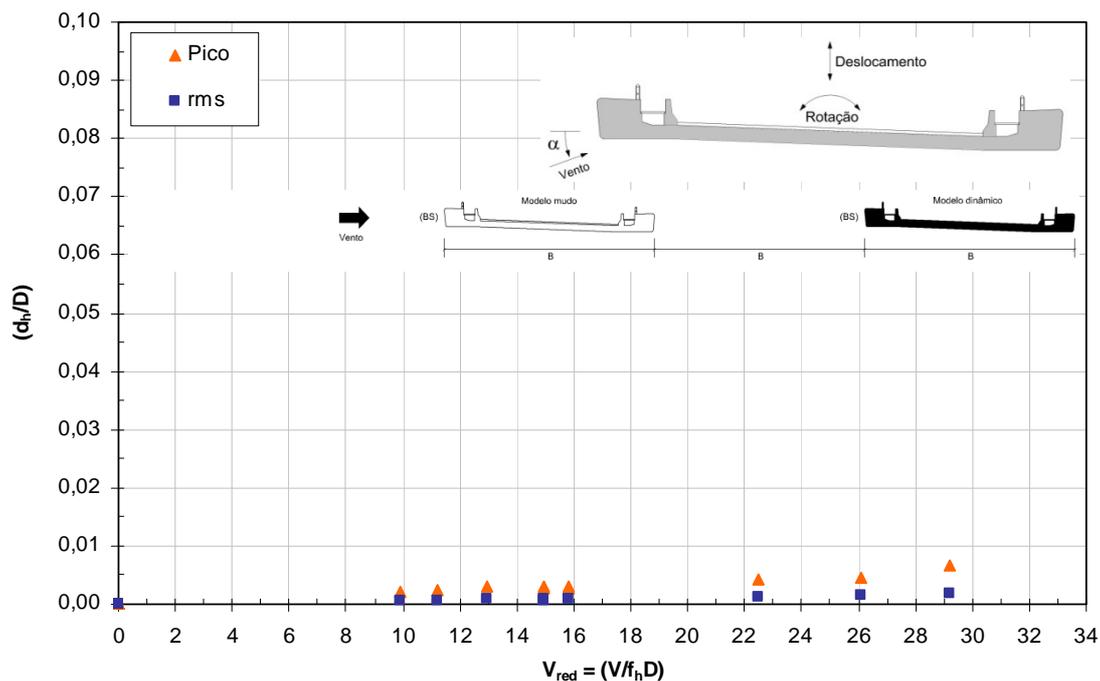


Figura 5.98 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,1\%$  - Afastamento  $1,0B$ .

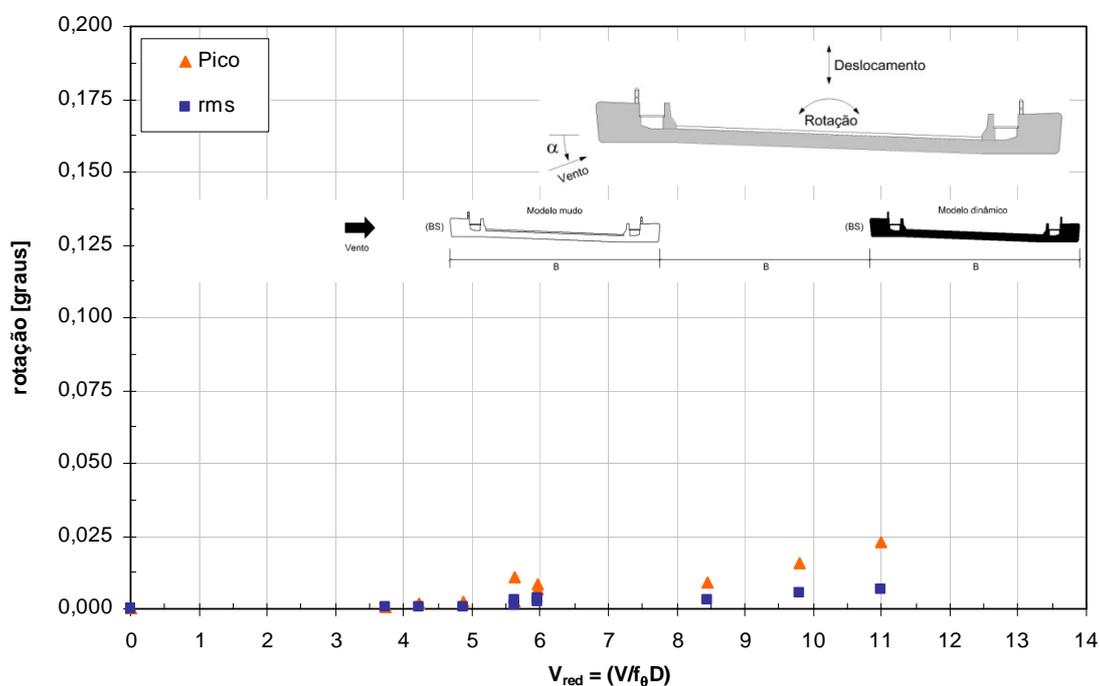


Figura 5.99 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$  - Afastamento  $1,0B$ .

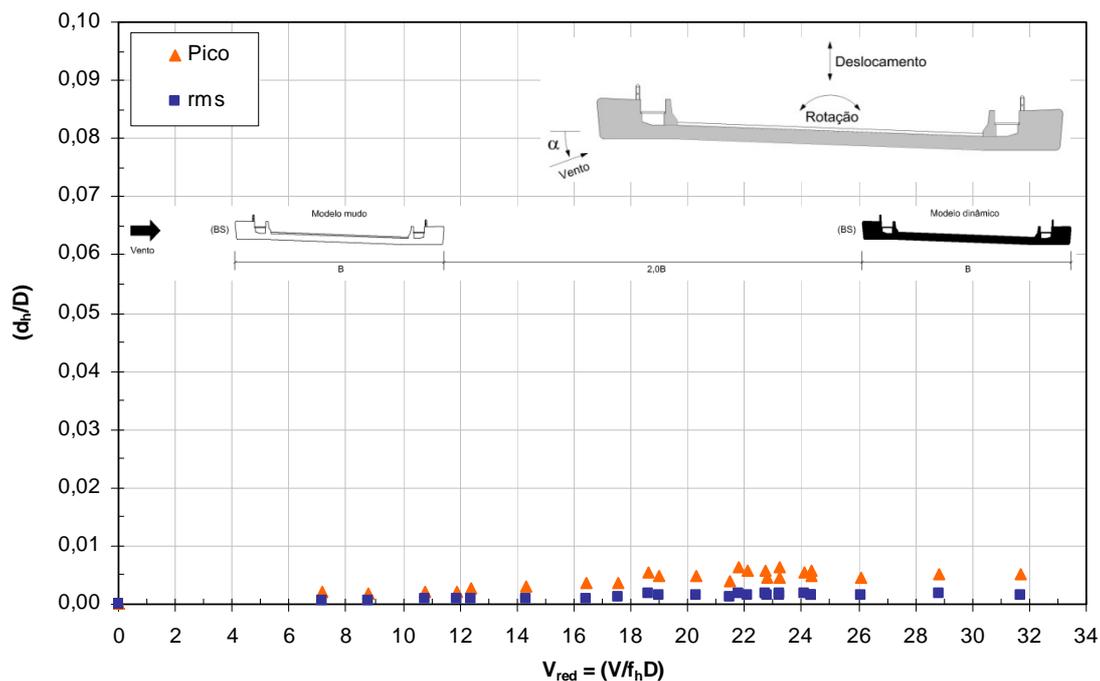


Figura 5.100 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,1\%$  - Afastamento  $2,0B$ .

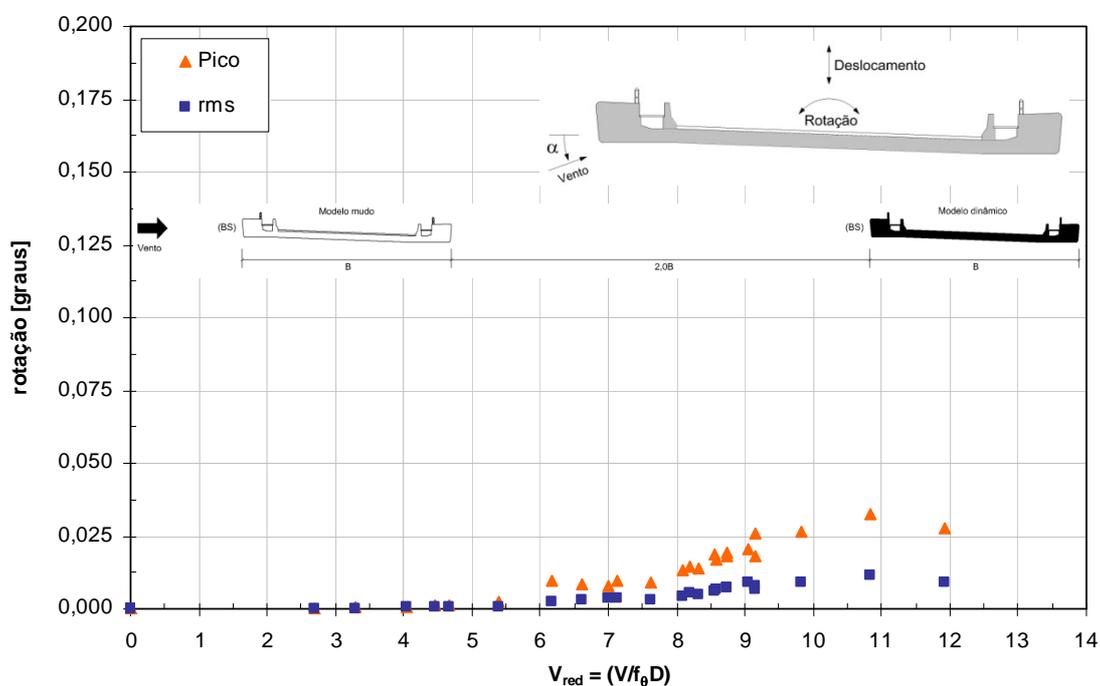


Figura 5.101 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento suave. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$  - Afastamento  $2,0B$ .

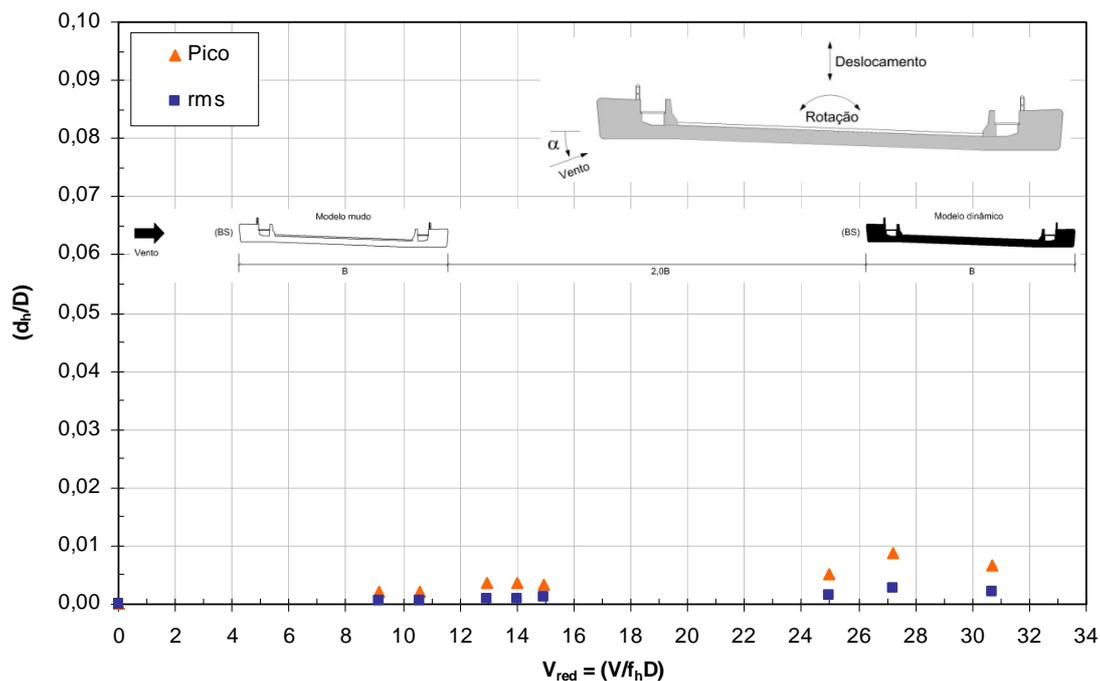


Figura 5.102 – Valor *rms* e pico do deslocamento (normalizados) em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_h \approx 0,1\%$  - Afastamento  $2,0B$ .

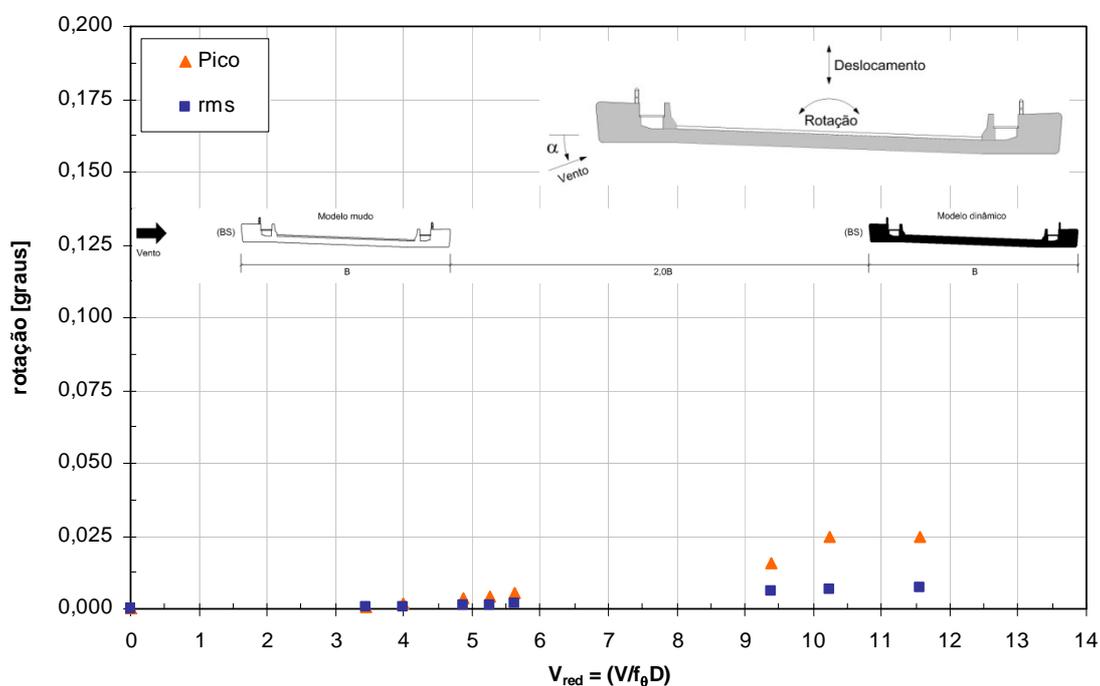


Figura 5.103 – Valor *rms* e pico da rotação [graus] em função da velocidade reduzida. Ângulo de incidência  $\alpha = 0^\circ$ , em escoamento turbulento. Tabuleiro original com  $\zeta_\theta \approx 0,1\%$  - Afastamento  $2,0B$ .

---

## 6 Conclusões

A análise dos resultados com os modelos seccionais estáticos isolados, em termos de coeficientes aerodinâmicos de arrasto, sustentação e torção, permite afirmar que os resultados são coerentes do ponto de vista aerodinâmico. As respectivas curvas de coeficientes de força e torção apresentam formas compatíveis com resultados de estruturas similares observados na literatura.

Os testes realizados para a identificação dos efeitos de interferência entre os tabuleiros posicionados com uma distância vertical arbitrada, dispostos numa situação de convergência geométrica, indicam um aumento dos coeficientes aerodinâmicos em relação ao modelo isolado. Os maiores valores correspondem ao modelo mudo na posição central. Na situação de divergência ocorreu um aumento ou diminuição dos coeficientes aerodinâmicos em relação ao modelo isolado, conforme a situação.

Com relação aos ensaios de interferência para os modelos dispostos numa mesma cota vertical, para vento incidindo sobre a borda superior do tabuleiro, foi observada uma redução nas forças de arrasto e de sustentação (apenas para escoamento suave). Entretanto, os momentos torçores atuantes foram maiores que os correspondentes medidos nos testes com o modelo isolado.

Para vento incidindo sobre a borda inferior do tabuleiro foi observada uma redução em todos os coeficientes aerodinâmicos, ficando evidente o efeito benéfico de proteção.

Os testes dinâmicos com modelos isolados permitem concluir que alterações na forma da secção transversal podem alterar significativamente a resposta por desprendimento de vórtices. Que um pequeno aumento no nível de amortecimento estrutural é capaz de diminuir consideravelmente a resposta por desprendimento de vórtices.

Na situação em que os modelos dinâmicos foram testados com a interferência de modelos mudos não foram observados efeitos significativos na resposta por desprendimento de vórtices (amplificação).

Fica evidente a melhora da estabilidade aerodinâmica do tabuleiro, em relação a sua configuração original, provocada pela interferência do modelo mudo a barlavento. As amplitudes de deslocamento vertical por desprendimento de vórtices foram reduzidas.

Durante a realização dos ensaios dinâmicos para a obtenção da resposta frente ao desprendimento de vórtices foi verificada a ocorrência de mais de um pico na resposta. Com o intuito de buscar esclarecimentos e respostas que justificassem este fenômeno, estudos adicionais foram propostos. As informações disponíveis na literatura especializada ajudaram a encontrar justificativas para o até então observado. Mais do isso chamou a atenção para um problema com reais possibilidades de ocorrência que não é levado em consideração durante a fase de projeto de estruturas. Como pode ser observado no trabalho de Mashnad e Jones (2005), nem sempre, a velocidade crítica de desprendimento de vórtices determinada pela relação de Strouhal está associada às maiores amplitudes de deslocamento vertical.

Conforme já comentado anteriormente, o grande aumento na quantidade de pontes estaiadas construídas ou em fase de projeto atualmente no Brasil serve de justificativa para se propor que, durante a fase de projeto seja alertada a possibilidade de ocorrência de mais de uma velocidade crítica de desprendimento de vórtices.

A norma brasileira Forças devidas ao vento em edificações: NBR-6123 (1988), atualmente em fase de ampliação, prevê um capítulo específico que trata dos efeitos dinâmicos induzidos por desprendimento de vórtices alternados (Comissão de Estudo, 1990).

Através da expressão para a determinação da velocidade crítica do vento é possível associar apenas uma velocidade crítica de desprendimento de vórtices. De acordo com a seção 2.2.6.1 deste estudo, a utilização apenas da relação de Strouhal para a determinação da velocidade crítica do vento para verificação de seções transversais de pontes frente às vibrações induzidas pelo desprendimento de vórtices pode conduzir a uma identificação errônea do fenômeno.

A seguir é apresentada uma sugestão de texto a ser incorporada à NBR-6123 e em orientações para o projeto de estruturas suscetíveis à vibrações transversais por desprendimento de vórtices.

As velocidades críticas reduzidas de disparo das vibrações verticais por desprendimento de vórtices, para secções não circulares, podem ser estimadas através da expressão de Shiraishi e Matsumoto (1983):

$$V_{red,n} = 1,67(1/n)(B/D)$$

Sendo:

$n$ : número de ciclos de oscilação do modelo que os vórtices gerados no bordo de barlavento levam para atingir o bordo de sotavento;

$B$ : largura do tabuleiro;

$D$ : altura do tabuleiro.

$V_{red}$ : velocidade reduzida, adimensionalizada de acordo com o tipo de vibração em análise, definida como:

$$V_{red} = V/f_h D$$

$V$ : velocidade média do escoamento;

$f_h$ : frequência vertical.

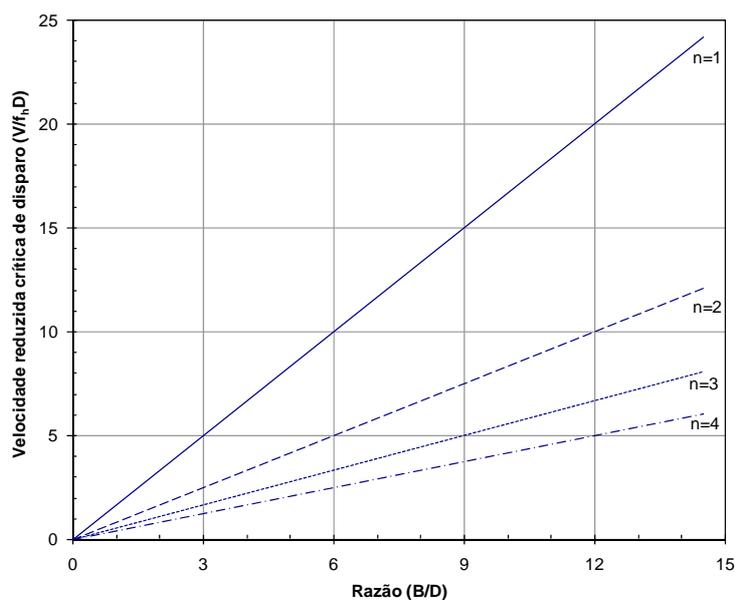


Figura 6.1 – Velocidades críticas reduzidas de disparo em função da razão  $(B/D)$ , para secções transversais não circulares.

## 6.1 Sugestões para Próximos Trabalhos

Dando seqüência aos estudos da ação do vento em pontes no Laboratório de Aerodinâmica das Construções este trabalho estimula futuros estudos, uma vez que a geometria da secção transversal dos tabuleiros de pontes e sua disposição relativa exercem importante influência no comportamento das respostas estática e dinâmica.

A avaliação de outras disposições de posicionamentos, tanto verticais quanto horizontais, de tabuleiros paralelos de pontes pode contribuir para o melhor entendimento dos efeitos associados.

Aprofundar estudos experimentais e até mesmo a possibilidade de realizar campanhas de medidas em pontes estaiadas já construídas no Brasil para confirmar a ocorrência de mais de um pico na resposta de tabuleiros de pontes devidas ao desprendimento de vórtices.

---

## 7 Referências Bibliográficas

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**: NBR-6123. Rio de Janeiro, 1988, 66p.
- BASU, R. I. **Across-wind response of slender structures of circular cross-section to atmospheric turbulence**. 1982. Ph.D. Thesis, The University of Western Ontario, Canada.
- BATTISTA, R. C.; PFEIL, M. S. Reduction of vortex-induced oscillations of Rio-Niterói bridge by dynamic control devices. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 84, p. 273-288, 2000.
- BATTISTA, R. C. Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados para controle das oscilações induzidas pelo vento na Ponte Rio-Niterói. II Seminário de Patologia das Edificações: Novos Materiais e Tecnologias Emergentes. 2004, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: RS, 18 e 19 de novembro de 2004.
- BATTISTA, R. C.; PFEIL, M. S. Múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados para controle das oscilações induzidas pelo vento na ponte RIO-NITERÓI. **Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural**, v. 2, n. 1, p. 73-95, 2005.
- BEIER, M. H. **O Método da Vorticidade em Partículas para estimar coeficientes aerodinâmicos: uma validação com três pontes brasileiras**. 2007. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- BILLAH, K. Y.; SCANLAN, R. H. Resonance, Tacoma Narrows Bridge Failure, and undergraduate physics textbooks. **American Journal of Physics**, v 59, n. 2, p. 118-124, 1991.
- BLEICH, F.; MCCULLOUGH, C. B.; ROSECRANS, R. VINCENT, G. S. The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges. **Bureau of Public Roads, US Government Printing Office**, 1950.
- BLESSMANN, J. The Boundary Layer Wind Tunnel of UFRGS. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 10, p. 231-248, 1982.
- BLESSMANN, J. **Aerodinâmica das construções**. 2. ed. Porto Alegre. Editora Sagra, 1990. 263p.
- BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. 1. ed. Porto Alegre. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995. 166p.
- BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. 1. ed. Porto Alegre. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998. 288p.
- BOWERS, M. A. Model Tests Showed Aerodynamic Instability of Tacoma Narrows Bridge, **Engineering News-Record**, p. 44-47, November 21, 1940.

- 
- BRITO, J. L. V. **Formulação dos efeitos da interação fluido-estrutura em elementos prismáticos, visando a determinação da instabilidade dinâmica devida à ação do vento.** 1995. Tese de Doutorado em Engenharia (Estruturas) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- BRITISH DESIGN RULES. **Design Rules for Aerodynamic Effects on Bridges,** Department of Transport, Great Britain, BD 49/93, 1993.
- BUCKLAND, P. G. Chinese ASCE committee on Design Loads for Bridges, Recommended Design Loads for Bridges, **Journal Structural Division**, ASCE, v. 107, n. ST7, Proc. Paper 16404, July, p. 1161-1213, 1981.
- CHEUNG, J. C. K.; MELBOURNE, W. H. Turbulence effects on some aerodynamic parameters of a circular cylinder at supercritical Reynolds numbers. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 14, p. 399-410, 1983.
- DALY, A. F. **The response of chimneys to wind-induced loads and the evaluation of the resulting fatigue damage.** 1986. Ph.D. Thesis, The University of Western Ontario, Canada.
- DAVENPORT, A. G.; ISYUMOV, N. The Application of The Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading. In: International Research Seminar: Wind Effects on Buildings and Structures. 1967, Ottawa. **Proceedings...** Ottawa: Canada. September 11-15. Vol. 1, p. 201-230. 1967.
- DAVENPORT, A. G. The Use of Taut Strip Models in the Prediction of the Response of Long Span Bridges to Turbulent Wind. In: Symposium on Flow Induced Structural Vibrations. 1972, Karlsruhe. **Proceedings...** Paper A2, Karlsruhe, Germany, 1972.
- DAVENPORT, A. G. Reliability of Long Span Bridges under Wind Loading. In: ICOSSAR '81. 1981, Trondheim. **Proceedings...** Trondheim: Norway, June 1981.
- DAVENPORT, A. G. What makes a structure wind sensitive? In: Jubileum Conference on Wind Effects on Buildings and Structures. 1998, Porto Alegre. **Proceedings...** Porto Alegre: Brasil, May 25-29, p.1-13, 1998. Riera and Davenport Editors.
- DE MIRANDA, M., BARTOLI, G. Aerodynamic optimization of decks of cable-stayed bridges. In: IABSE Conference in "Cable-supported bridges: challenging technical limits". 2001, Seoul. **Proceedings...** Seoul: South Korea, June 12-14, p. 1-8, 2001.
- DENIZ, S.; STAUBLI, T. Oscillating rectangular and octagonal profiles: interaction of leading- and trailing-edge vortex formation. **Journal of Fluids and Structures**, v. 11, p. 3-31, 1997.
- EHSAN, F.; SCANLAN, R. H. Vortex-Induced Vibrations of Flexible Bridges. Proceedings ASCE, **Journal of the Engineering Mechanics**, v. 116, No. 6, p. 1392-1411, 1990.
- FAGE, A.; FALKNER, V. M. Further experiments on the flow around a circular cylinder. London, Aeronautical Research Committee, (Reports and Memoranda – 1369), 26p., 1931.

- 
- FARELL, C.; BLESSMANN, J. On critical flow around smooth circular cylinders. **Journal of Fluid Mechanics**, Cambridge, v. 136, p. 375-391, 1983.
- FARQUHARSON, F. B.; SMITH, F. C.; VINCENT, G. S. Aerodynamic stability of suspension bridges with special reference to the Tacoma Narrows Bridge. Univ. of Washington, Engineering Experiment Station Bulletin N° 116, Part I (1949); Part II (1950); Part III (1952); Part IV (1954); Part V (1955).
- FINGERSON, L. M.; FREYMUTH, P. Thermal Anemometers. In: **Fluid Mechanics Measurements**, R. J. GOLDSTEIN, Editor. New York: Springer Verlag, 1983.
- FLACHSBART, O. 1929 From an article by H. Muttray. *Handbook Experimental-physik*, 4, part 2 (Leipzig), 316, 1932.
- FRANSEN, A. G. Wind Stability of Suspension Bridges. In: Proceedings of International Symposium on Suspension Bridges. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1966.
- FRANSEN, J. B. Simultaneous pressures and accelerations measured full-scale on the Great Belt East suspension Bridge. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 89, p. 95-129, 2001.
- FUJINO, Y.; YOSHIDA, Y. Wind-induced vibration and control of Trans-Tokio Bay Crossing Bridge. **Journal of Structural Engineering**, v. 128, n. 8, p. 1012, 2002.
- GRILLAUD, G.; CHAUVIN, A.; BIETRY, J. Comportement dynamique d'un pont à haubans dans une turbulence de sillage. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 41-44, p. 1181-1189, 1992.
- GU, Z.; SUN, T. On interference between two circular cylinders in staggered arrangement at high subcritical Reynolds numbers. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 80, p. 287-309, 1999.
- GU, M.; ZHANG, R.; XIANG, H. Identification of flutter derivatives of bridge decks. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 84, p. 151-162, 2000.
- HAAN JR., F. L. **The effects of turbulence on the aerodynamics of long-span bridges**. 2000. Ph.D. Thesis, University of Notre Dame, United States of America.
- HONDA, A.; SHIRAISHI, N.; MOTOYAMA, S. Aerodynamic stability of Kansai international airport access bridge. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 33, p. 369-376, 1990.
- HUSTON., D. R. **The effects of upstream gusting on the aeroelastic behavior of long suspended-span bridges**. 1986. Dissertation, Princeton University, United States of America.
- IRWIN, P. A.; XIE, J.; STONE, G. K. Controlling factors in the aerodynamic stability of cable-stayed bridges. In: Structures Congress XV, ASCE. 1997, Portland. **Proceedings...** Portland: Oregon USA, April 13-16 p. 170-174, 1997.

- 
- IRWIN, P. A. The role of Wind Tunnel Modeling in the Prediction of Wind Effects on Bridges. In: International Symposium on Advances in Bridge Aerodynamics. 1998, Copenhagen. **Proceedings...** Copenhagen: Denmark, May 10-13, p.99-117, 1998. Larsen and Esdahl Editors.
- IRWIN, P. A.; STOYANOFF, S.; XIE, J.; HUNTER, M. Tacoma Narrows 50 years later – wind engineering investigations for parallel bridges. **Bridge Structures**, v. 1, p. 3-17, 2005.
- ISO GUIDELINES FOR USER PROFICIENCY, ISO-2631 Addendum E, 1978.
- ITO, M.; NAKAMURA, Y. Aerodynamic Stability of Structures in Wind. **IABSE Periodica** 2/1982, IABSE Surveys S-20, p. 33-56, 1982.
- ITO, M. Control of wind-induced vibrations of structures. In: Jubileum Conference on Wind Effects on Buildings and Structures. 1998, Porto Alegre. **Proceedings...** Porto Alegre: Brazil, May 25-29, p.297-306, 1998. Riera and Davenport Editors.
- KING, J. P. C.; LAROSE, G. L.; DAVENPORT, A. G. A Study of Wind Effects for the New Bridge over Johnston's Bay. Sydney, Australia, BLWTL Research Report SS11-1991, Sept., 1990.
- KING, J. P. C. The foundation and the future of wind engineering of long span bridges – the contributions of Alan Davenport. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 91, p. 1529-1546, 2003.
- KOBAYASHI, H.; NAGAOKA, H. Active control of flutter of a suspension bridge. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 41, p. 143-151, 1992.
- KOMATSU, S.; KOBAYASHI, H. Vortex-induced oscillation on bluff cylinders. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 6, p. 335-362, 1980.
- KUBO, Y.; YASUDA, H.; KATO, K. On the suppression of aerodynamic instabilities through the moving boundary layer control. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 41, p. 205-216, 1992.
- KWON, S. D.; CHANG, S. P.; KIM, Y. S.; PARK, S. Y. Aerodynamic stability of self-anchored double deck suspension bridge. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 54/55, p. 25-34, 1995.
- LANEVILLE, A. An explanation of some effects of turbulence on bluff bodies. In: 4<sup>th</sup> International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures. 1975, Heathrow.
- LAROSE, G. L. **The response of a suspension bridge deck to turbulent wind: the taut strip model approach**. 1992. M.E.Sc. Thesis, The University of Western Ontario, Canada.
- LARSEN, A.; GIMSING, N. J. Wind Engineering Aspects of the East Bridge Tender Design Project. In: 8th Int'l Conference on Wind Engineering. 1991, London. **Proceedings...** London: Paper 13-14, Ontario, Canada, July, 1991.

- 
- LARSEN, A.; SVENSSON, E.; ANDERSEN, H. Design aspects of tuned mass dampers for the Great Belt East Bridge approach spans. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 54-55, p. 413-426, 1995.
- LARSEN, A.; WALTHER, J. H. Aeroelastic analysis of bridge girder sections on discrete vortex simulations. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 67-68, p. 253-265, 1997.
- LARSEN, A. Advances in aeroelastic analyses of suspension and cable-stayed bridges. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 74-76, p. 73-90, 1998.
- LARSEN, A.; ASTIZ, M. A. Aeroelastic Considerations for the Gibraltar Bridge Feasibility Study. In: International Symposium on Advances in Bridge Aerodynamics. 1998, Copenhagen. **Proceedings...** Copenhagen: Denmark, May 10-13, p.165-173, 1998. Larsen and Eisdahl Editors.
- LARSEN, A.; VEJRUM, T.; ESDAHL, S. Vortex Models for Aeroelastic Assessment of Multi Element Bridge Decks. In: International Symposium on Advances in Bridge Aerodynamics. 1998, Copenhagen. **Proceedings...** Copenhagen: Denmark, May 10-13, p.313-325, 1998. Larsen and Eisdahl Editors.
- LARSEN, S. V.; ASTIZ, M. A.; LAROSE, G. L. Aerodynamic Interference Between Two Closely Spaced Cable Supported Bridges. In: Fourth International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications. 2000, Bochum. **Volume of Abstracts...** Bochum: Germany, September 11-14, p.33-37, 2000.
- LEONHARDT, F.; ZELLNER, W. **Past, Present and Future of Cable-Stayed Bridges. Recent Developments and their Future.** M. Ito et al. Editors, p. 1-33, 1991.
- LI, Q. S.; MELBOURNE, W. H. An experimental investigation of the effects of free-stream turbulence on streamwise surface pressures in separated and reattaching flows. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 54/55, p. 313-323, 1995.
- LIU, Z.; CHEN, Z.; LIU, G; LIU, G. Aerodynamic Interference Effects on Aeroelastic Coefficients of Twin Decks Bridges. In: 12<sup>th</sup> International Conference on Wind Engineering. 2007, Cairns. CD. Australia: Cairns, 2007.
- LIMAS, L. F. **Determinação das características aerodinâmicas de seções transversais de pontes em túnel de vento.** 2003. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- LIMAS, L. F. **Determinação da influência de seções transversais na resposta dinâmica de pontes através de ensaios em túnel de vento e identificação de sistemas.** 2007. Tese de Doutorado em Engenharia (Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- LOREDO-SOUZA, A. M.; SCHETTINI, E. B. C.; PALUCH, M. J. Simulação da Camada Limite Atmosférica em Túnel de Vento. **Turbulência**, Sérgio V. Möler e Jorge H. Silvestrini Editores, vol. 4, 2004 – p. 137-163.

- 
- LOREDO-SOUZA, A. M., ROCHA, M. M. Determinação experimental, em túnel de vento, do comportamento aerodinâmico do Viaduto Cidade de Guarulhos. Velocidades críticas para desprendimento de vórtices e flutter. LAC-UFRGS, Relatório interno. 2008.
- MACHADO, D. S. **Caracterização aerodinâmica de cabos de pontes estaiadas submetidos à ação combinada de chuva e vento.** 2008. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MASHNAD, M.; JONES, N. P. Experimental Study on Vortex-Induced Vibrations of Selected Bluff Sections. In: 10<sup>th</sup> Americas Conference on Wind Engineering. 2005, Baton Rouge. CD. USA: Baton Rouge, 2005.
- MASHNAD, M.; OZKAN, E.; JONES, N. P. Observation of Vortex-Induced Vibration on a Cable-Stayed Bridge. In: 10<sup>th</sup> Americas Conference on Wind Engineering. 2005, Baton Rouge. CD. USA: Baton Rouge, 2005.
- MATSUMOTO, M. Vortex shedding of bluff bodies: a review. **Journal of Fluids and Structures**, v. 13, p. 791-811, 1999.
- MATSUMOTO, M.; SHIRATO, H.; ARAKI, K.; HARAMURA, T.; HASHIMOTO, T. Spanwise coherence characteristics of surface pressure field on 2-D bluff bodies. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 91, p. 155-163, 2003.
- MIYATA, T. Historical view of long-span bridge aerodynamics. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 91, p. 1393-1410, 2003.
- MÖLLER, S. V. Experimentação em Turbulência. 2<sup>a</sup> Escola de Primavera Transição e Turbulência, Mini-Cursos, pp.65-97, Uberlândia, MG, 2000.
- NAGAO, F.; UTSUNOMIYA, H. The validity of sectional models on wind tunnel testes for vortex induced oscillation of bridges. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 29, p. 351-360, 1988.
- NAKAMURA, Y.; NAKASHIMA, M. Vortex excitation of prisms with elongated rectangular, H and T cross-sections. **Journal of Fluid Mechanics**, Cambridge, v. 163, p. 149-169, 1986.
- NAKAMURA, Y. Vortex shedding from bluff bodies and a universal Strouhal number. **Journal of Fluids and Structures**, v. 10, p. 159-171, 1996.
- NARITA, N.; YOKOHAMA K.; SATO, H.; NAKAGAMI, Y. Aeodynamic characteristics of continuous box girder bridges relevant to their vibrations in wind. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 29, p. 399-408, 1988.
- NAUDASCHER, E.; WANG, Y. Flow-induced vibrations of prismatic bodies and grids of prisms. **Journal of Fluids and Structures**, v. 7, p. 341-373, 1993.
- NAUDASCHER, E.; ROCKWELL, D. **Flow-induced vibration – An engineering guide.** Rotterdam: A. A. Balkema, 1994.

- 
- OSTENFELD, K. H.; LARSEN, A. Bridge Engineering and Aerodynamics. In: First International Symposium on the Aerodynamics of Large Bridges. 1992, Copenhagen. **Proceedings...** Copenhagen: Denmark, February 19-21, p.3-22, 1992. Larsen Editors.
- PALUCH, M. J. **Vibrações transversais por desprendimento de vórtices de torres e chaminés de concreto armado de seção transversal circular**. 1999. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- PARKINSON, G. V. Phenomena and modeling of flow-induced vibrations of bluff bodies. **Aerospace Science**, v. 16, p. 169-224, 1989.
- PROPOSED BRITISH DESIGN RULES FOR BRIDGE AERODYNAMICS. **Bridge Aerodynamics**, Institute of Civil Engineering, Thomas Telford Ltd., London, 1981.
- RIBEIRO, J. L. D. **Efeitos da rugosidade superficial sobre as pressões médias e flutuantes em cilindros circulares fixos em fluxo bidimensional**. 1989. Tese de Doutorado em Engenharia (Estruturas) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- RICHARDSON, J. R. The development of the concept of the twin suspension bridge. National Maritime Institute, NMI R125, 1981.
- ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M.; PALUCH, M. J. Estudo Experimental em Túnel de Vento das Características Aerodinâmicas da Seção Transversal da Ponte Estaiada sobre o Rio Guamá, LAC-UFRGS, Relatório interno. 2001.
- ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M.; PALUCH, M. J. Estudo em Túnel de Vento da Ponte Estaiada sobre o Rio Paraná em Paulicéia, LAC-UFRGS, Relatório interno. 2002.
- [a] ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M. Determinação experimental, em túnel de vento, do comportamento aerodinâmico do Complexo Viário Jornalista Roberto Marinho. Fase IV – Modelo aeroelástico completo. LAC-UFRGS, Relatório interno. 2006.
- [b] ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M. Determinação experimental, em túnel de vento, do comportamento aerodinâmico do Complexo Viário Jornalista Roberto Marinho. Fase IV – Modelo aeroelástico completo – Alternativa aerodinâmica. LAC-UFRGS, Relatório interno. 2006.
- ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M. Determinação experimental, em túnel de vento, do comportamento aerodinâmico do Complexo Viário Jornalista Roberto Marinho. Fase VI – Modelo aeroelástico completo: Etapas construtivas (Tabuleiros 3/3, 2/3 e 1/3). LAC-UFRGS, Relatório interno. 2007.
- ROSHKO, A. Experiments On the wake and drag of bluff bodies. **Journal of the Aeronautical Sciences**, v. 22, p. 124-132, 1955.
- ROSHKO, A. Experiments on the flow past a circular cylinder at very high Reynolds numbers. **Journal of Fluid Mechanics**, Cambridge, v. 10, p. 345-356, 1961.

- 
- SAATHOFF, P. J.; MELBOURNE, W. H. The generation of peak pressures in separated/reattaching flows. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 32, p. 121-134, 1989.
- SARKAR, P. P.; JONES, N. P.; SCANLAN, R. H. Identification of Aeroelastic Parameters of Flexible Bridges. **Journal of Engineering Mechanics Division**, ASCE, v. 120. No. 8, p. 1718-1741, 1978.
- SATO, H. Wind-resistant design manual for highway bridges in Japan. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 91, p. 1499-1509, 2003.
- SCANLAN, R. H.; TOMKO, J. H. Airfoil and Bridge Deck Flutter Derivatives. **Journal of Engineering Mechanics Division**, ASCE, v. 97. n. EM6, Dec., p. 1717-1737, 1971.
- SCANLAN, R. H. Aeroelastic Modeling of Bridges. In: International Workshop on Wind Tunnel Modeling Criteria and Techniques in Civil Engineering Applications. 1982, Gaithersburg. **Proceedings...** Gaithersburg: Maryland, USA, April, 1982, pp.440-456.
- SCANLAN, R. H. Interpreting Aeroelastic Models of Cable-Stayed Bridges. **Proceedings ASCE, Journal of the Engineering Mechanics**, v. 113 EM4, p. 555-575, 1987.
- SCANLAN, R. H.; JONES, N. P.; LORENDEAUX, O. Comparison of Taut Strip and Section-Model-Based approaches in Long-Span Bridge Aerodynamics. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 72, p. 275-287, 1997.
- SCHEWE, G. Reynolds-number effects in flow around more-or-less bluff bodies. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 89, p. 1267-1289, 2001.
- SCHEFFEY, F. D. **Observations on the Aerodynamic Excitation of a Suspension Bridge Section Model Tests and Prototype Behavior**. 1984. Doctoral Dissertation, George Washington University.
- SCOTT, R. **In the Wake of Tacoma: Suspension Bridges and the Quest for Aerodynamic Stability**. Second printing. USA. ASCE press, 2001.
- SCRUTON, C. Aerodynamic Buffeting of Bridges. **The Engineer**, May 13, p. 654-657, 1955.
- SELBERG, A.; HJORT-HANSEN, E. The Fate of Flat Aerodynamics in the World of Bridge Decks. In: The Theodorsen Colloquium 1976 Oslo, Norway, 1976.
- SHIRAIISHI, N.; MATSUMOTO, M. On classification of vortex-induced oscillation and its application for bridge structures. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 14, p. 419-430, 1983.
- SINGH, L.; JONES, N. P.; SCANLAN, R. H.; LORENDEAUX, O. Identification of lateral flutter derivatives of bridge decks. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 60, p. 81-89, 1996.
- SIMIU, E.; SCANLAN, R. **Wind Effects on Structures**. Third Edition. USA: A Wiley-Interscience Publication, 1996.

- 
- STROMMEN, E.; HJORTH-HANSEN, E.; HANSEN, S. O.; BOGUNOVIC JAKOBSEN, J. Aerodynamic investigations for the tender design concepts of the Oresund cable-stayed bridge. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 80, p. 351-372, 1999.
- SUGIYAMA, S; SAITO, T; AIKAWA, K; NOGUCHI, T. Aerodynamic stability of four bridges arranged in parallel (Taxiway Bridges at Tokio International Airport). In: 12<sup>th</sup> International Conference on Wind Engineering. 2007, Cairns. CD. Australia: Cairns, 2007.
- TANAKA, H.; DAVENPORT, A. G. Response of Taut Strip Models to Turbulent Wind. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, ASCE, v. 108, n. EM1, p. 33-49, feb. 1982.
- TANAKA, H. Similitude and Modelling in Wind Tunnel Testing of Bridges. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 33, p. 283-300, 1990.
- THEODORSEN, T. General Theory of Aerodynamic Instability and the Mechanism of Flutter. **National Advisory Committee of Aeronautics Report No. 496**, 1935.
- UKEGUCHI, N.; SAKATA, H; NISHITANI, H. An Investigation of Aeroelastic Instability of Suspension Bridges. In: Proceedings of International Symposium on Suspension Bridges. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, p. 273-284, 1966.
- VINCENT, G. S. Golden Gate Bridge vibration studies. ASCE – **Journal of Structural Division**, paper 1817, 1958.
- VIRLOGEUX, M. Recent Evolution of Cable-Stayed Bridges. **Engineering Structures**, v. 21, p. 737-755, 1999.
- WARDLAW, R. L.; TANAKA, H.; UTSUNOMIYA, H. Wind Tunnel Experiments on the Effects of Turbulence on the Aerodynamic Behaviour of Bridge Road Decks. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 14, p. 247-257, 1983.
- WARDLAW, R. L. The Improvement of Aerodynamic Performance. In: First International Symposium on the Aerodynamics of Large Bridges. 1992, Copenhagen. **Proceedings...** Copenhagen: Denmark, February 19-21, p.59-70, 1992. Larsen Editors.
- WARDLAW, R. L. Flutter and torsional instability. **Wind-excited vibrations of structures**. CISM Courses and Lectures No. 335. Springer – Verlag, 1994.
- WASHINGTON TOLL BRIDGE AUTHORITY, The Redesign of the Tacoma Narrows Bridge. Report of Board of Consulting Engineers, Box 58, 7 December, 1945.
- ZDRAVKOVICH, M. M. Review of flow interference between two circular cylinders in various arrangements. Transactions ASME, **Journal Fluids Engineering**, v. 99, p. 618-633, 1977.
- ZDRAVKOVICH, M. M. Flow induced oscillations of two interfering circular cylinders. In: International Conference on Flow Induced Vibrations in Fluid Engineering. 1982, Reading. **Proceedings...** Reading: England, September, 1982.

ZDRAVKOVICH, M. M. Conceptual overview of laminar and turbulent flows past smooth and rough circular cylinders. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 33, p. 53-62, 1990.

[a] ZHU, L. D.; XU, Y. L.; ZHANG, F.; XIANG, H. F. Tsing Ma bridge deck under skew winds – Part I: aerodynamic coefficients. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 90, p. 781-805, 2002.

[b] ZHU, L. D.; XU, Y. L.; XIANG, H. F. Tsing Ma bridge deck under skew winds – Part II: flutter derivatives. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 90, p. 807-837, 2002.