

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

***DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS AERODINÂMICAS DE
SEÇÕES TRANSVERSAIS DE PONTES EM TÚNEL DE VENTO***

Lisandra Fraga Limas

Dissertação para obtenção do título de

Mestre em Engenharia

Porto Alegre

Fevereiro de 2003

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

***DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS AERODINÂMICAS DE
SEÇÕES TRANSVERSAIS DE PONTES EM TÚNEL DE VENTO***

Lisandra Fraga Limas

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de *Mestre em Engenharia*.

Porto Alegre

Fevereiro de 2003

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de *Mestre em Engenharia* e aprovada em sua forma final pelos Orientadores e pela banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Prof. Acir Mércio Loredo-Souza
Ph.D., University of Western Ontario, Canadá
Orientador da dissertação

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr. techn., Universität Innsbruck, Áustria
Co-orientador da dissertação

Prof. Américo Campos Filho
Coordenador do PPGEC / UFRGS

Banca Examinadora:

- *Prof. Joaquim Blessmann*
D.Sc., ITA – Instituto Tecnológico da Aeronáutica, Brasil
- *Prof. Mário José Paluch*
D.Sc., UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
- *Prof. Ronaldo Carvalho Battista*
Ph.D., UL – University of London, Inglaterra

*À minha mãe Jussara pelo apoio e carinho;
Aos meus irmãos, Leonardo e Carolina,
e minha avó Carmen Joanna,
dedico este trabalho.*

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Acir Mércio Loredo-Souza e Prof. Marcelo Maia Rocha, pelas valiosas sugestões, por seu interesse e apoio durante estes meses de trabalho. Em especial ao Prof. Acir pela amizade e dedicação durante minha formação e realização deste trabalho.

Ao meu amigo Paulo Francisco Bueno, pela paciência e presteza durante a confecção dos modelos e realização dos ensaios, e por seu estímulo em todos meus momentos no túnel de vento, aos colegas Gustavo e Elvis, e aos bolsistas Diego e René, pela grande colaboração com a parte experimental do trabalho.

Aos meus amigos e colegas do PPGEC que conviveram comigo durante a realização deste mestrado.

Aos Professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil pelo conhecimento transmitido.

Aos meus familiares, e a todos aqueles que direta e indiretamente contribuíram para a realização desta dissertação.

A CAPES, pela bolsa de estudos concedida.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	ix
LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xix
RESUMO	xxiii
ABSTRACT	xxiv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Vento em pontes: histórico	4
1.3 Pontes de grandes vãos.....	6
1.3.1 Pontes estaiadas	6
1.3.1.1 Observações gerais	6
1.3.1.2 O desenvolvimento para os sistemas multi-estais	7
1.3.1.3 A proporção entre vãos principais e secundários.....	9
1.3.1.4 O desenvolvimento da seção transversal da estrutura do tabuleiro	9
1.3.1.5 Seções transversais para cabos em um plano único.....	11
1.3.1.6 Ação dinâmica e estabilidade aerodinâmica	12
1.3.1.7 Exemplos de pontes estaiadas.....	13
1.3.1.7.1 Ponte Helgeland, Noruega (Kovács, Svensson e Jordet, 1991).....	13

1.3.1.7.2 O Cruzamento Houston Ship Channel em Baytown, Texas (Svensson e Lovett, 1990).....	14
1.3.1.7.3 Ponte Normandy, França (Virlogeux, 1990)	14
1.3.1.7.4 Ponte Tatara, Japão (Honshu-Shikoku Bridge Authority, 1991)	15
1.3.1.8 Observações Finais	16
1.3.2 Pontes suspensas.....	16
1.3.2.1 Observações gerais	16
1.3.2.2 Exemplos de pontes suspensas	17
1.3.2.2.1 Ponte Tacoma Narrows	17
1.3.2.2.2 Ponte Great Belt East de vãos suspensos.....	18
1.3.2.2.3 Ponte do Brooklyn	18
1.3.2.2.4 Ponte Golden Gate.....	19
1.3.2.2.5 Ponte Akashi Kaikyo	19
1.3.3 Exemplos de pontes de grandes vãos no Brasil	20
1.4 Objetivos do trabalho	21
2 VENTO EM PONTES.....	22
2.1 Conceitos gerais	22
2.1.1 Coeficientes de pressão	22
2.1.2 Coeficientes aerodinâmicos	23
2.1.3 Número de Reynolds Re	23
2.1.4 Número de Strouhal St	24
2.1.5 Velocidade crítica de desprendimento de vórtices	24
2.1.6 Derivativos aerodinâmicos	24
2.1.7 Turbulência.....	24
2.1.8 escoamento bidimensional	25
2.2 Respostas das estruturas ao vento	25
2.2.1 Efeitos estáticos	26

2.2.1.1	Efeito dos valores médios dos esforços do vento	26
2.2.1.2	Divergência torsional	27
2.2.2	Efeitos dinâmicos	30
2.2.2.1	Galope.....	30
2.2.2.2	Drapejamento.....	31
2.2.2.3	Excitação por vórtices.....	32
2.2.2.4	Resposta devido à turbulência (rajadas, martelamento)	32
2.3	Métodos para prever a instabilidade em pontes	34
2.3.1	Derivativos aerodinâmicos	34
2.3.1.1	Equações de movimento	34
2.3.1.2	Forças e momentos aerodinâmicos	35
2.3.1.3	Determinação experimental de A_i^* e H_i^*	35
2.3.2	Aproximação equivalente por placa plana.....	36
2.3.3	Método dos vórtices discretos (DVM) e o código de computador DVMFLOW	37
2.4	Seções transversais de pontes.....	38
2.4.1	Tabuleiros treliçados.....	39
2.4.2	Tabuleiros tipo placa	40
2.4.3	Tabuleiros de seção caixão	40
2.4.4	Otimizações para assegurar a estabilidade aerodinâmica	41
2.5	Resultados das análises de seções de pontes encontrados na literatura	43
2.5.1	Ponte Rodoviária Rio Higuamo (Miranda e Bartoli).....	43
2.5.2	Simulações no DVMFLOW (Seção (2.3.3))	45
2.5.3	Ponte Great Belt East por Guy L. Larose (1992)	53
2.5.3.1	Coeficientes aerodinâmicos estáticos	53
2.5.3.2	Distribuição de pressão	54
2.5.4	Ponte estaiada sobre o Rio Guamá (Rocha, Loredou-Souza e Paluch, 2001)	60

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	69
3.1 Testes aerodinâmicos em túnel de vento.....	69
3.1.1 Semelhança.....	69
3.1.2 Modelos reduzidos de pontes	70
3.2 Projeto experimental	72
3.3 Túnel de vento e condições de escoamento	72
3.4 Modelos de ensaio.....	74
3.5 Sistemas de medição	78
3.6 Desenvolvimento dos ensaios	79
3.7 Resultados obtidos	81
3.7.1 Comentários dos ensaios	83
3.7.2 Coeficientes de pressão	85
4 RESPOSTA ESTÁTICA.....	86
4.1 Cálculo dos coeficientes aerodinâmicos	86
4.1.1 Resultados obtidos.....	87
4.1.2 Análise dos resultados	111
4.2 Divergência torsional	115
4.2.1 Análise dos resultados	126
5 CONCLUSÃO.....	127
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	129
ANEXO I.....	134
ANEXO II.....	136

LISTAS DE TABELAS

Tab. 2.1 – Efeitos de vento nas estruturas (Brito, 1995).	26
Tab. 2.2 – Valores de β^* para alguns tipos de tabuleiros de pontes (Miranda e Bartoli).	37
Tab. 2.3 – Velocidades de vento de drapejamento críticas para configurações de tabuleiros de ponte diferentes.	44
Tab. 2.4 – Propriedades estruturais das seções transversais das pontes.	46
Tab. 2.5 – Comparação dos coeficientes aerodinâmicos do vento em estado constante obtidos das simulações numéricas e de testes em túnel de vento de um modelo de seção 1:80. Ponte East de vãos suspensos (Larsen, 1998).	47
Tab. 2.6 – Campos de escoamento na vizinhança das seções transversais e valores calculados de C_a , C_s^{RMS} e St (Larsen, 1998).	52
Tab. 2.7 – Velocidades de vento de drapejamento críticas de pontes devido a formas de seção transversal diferentes.	53
Tab. 2.8 – Coeficientes aerodinâmicos estáticos.	54
Tab. 2.9 – Coeficientes aerodinâmicos estáticos.	60
Tab. 2.10 – Resumo dos resultados dos coeficientes de arrasto, sustentação e torção, nº de Strouhal e velocidade crítica do vento de seções transversais de ponte diferentes obtidos por métodos analíticos e experimentais.	66
Tab. 3.1 – Montante medido das pressões estáticas efetivas médias.	81

Tab. 3.2 – Planilha de parâmetros e leituras dos ensaios.....	82
Tab. 4.1 – Mod. I: coeficientes aerodinâmicos.....	87
Tab. 4.2 – Mod. II: coeficientes aerodinâmicos.	90
Tab. 4.3 – Mod. III: coeficientes aerodinâmicos.	93
Tab. 4.4 – Mod. IV: coeficientes aerodinâmicos.....	96
Tab. 4.5 – Mod. V: coeficientes aerodinâmicos.	99
Tab. 4.6 – Mod. VI: coeficientes aerodinâmicos.....	102
Tab. 4.7 – Mod. VII: coeficientes aerodinâmicos.....	105
Tab. 4.8 – Mod. VIII: coeficientes aerodinâmicos.	108
Tab. 4.9 – Dados para análise da divergência torsional.....	117
Tab. 4.10 – Dados para análise da divergência torsional do Mod. V.....	117
Tab. 4.11 – Mod. I: velocidade crítica reduzida.	118
Tab. 4.12 – Mod. II: velocidade crítica reduzida.....	119
Tab. 4.13 – Mod. III: velocidade crítica reduzida.....	120
Tab. 4.14 – Mod. IV: velocidade crítica reduzida.	121
Tab. 4.15 – Mod. V: velocidade crítica reduzida.	122
Tab. 4.16 – Mod. VI: velocidade crítica reduzida.	123
Tab. 4.17 – Mod. VII: velocidade crítica reduzida.....	124
Tab. 4.18 – Mod. I: velocidade crítica [m/s].	125
Tab. 4.19 – Mod. II: velocidade crítica [m/s].	125
Tab. 4.20 – Mod. VI: velocidade crítica [m/s].	126

LISTAS DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Foto da Ponte Tacoma original vibrando em modo assimétrico, antes da ruptura.....	3
Fig. 1.2 – Pontes e efeitos de vento.	5
Fig. 1.3 – Ponte de aço moderna, todos os componentes atuando de modo integrado (Leonhardt, 1991).	7
Fig. 1.4 – Ponte de Homberg Bonn (Leonhardt, 1991).	8
Fig. 1.5 – Forma de leque (Leonhardt, 1991).	8
Fig. 1.6 – Forma de semileque (Leonhardt, 1991).....	8
Fig. 1.7 – Forma de harpa (Leonhardt, 1991).....	9
Fig. 1.8 – Seção transversal da Ponte Pasco-Kennewich para um vão de 300m (1972), (Leonhardt, 1991).	9
Fig. 1.9 – Seção transversal para vãos acima de 200m, aqui para Ponte Diepoldsau de Walther (Leonhardt, 1991).	10
Fig. 1.10 – Seção transversal para largura > 15m, vãos acima de 500m (Leonhardt, 1991).	10
Fig. 1.11 – Seção transversal da Ponte Brotonne para cabos na mediana (Leonhardt, 1991).	11
Fig. 1.12 – Ponte Helgeland, Noruega (Leonhardt, 1991).....	13
Fig. 1.13 – Seção transversal do tabuleiro da Ponte Helgeland, Noruega (Leonhardt, 1991).	13

Fig. 1.14 – Ponte Baytown, Texas.....	14
Fig. 1.15 – Ponte Normandy, França.....	15
Fig. 1.16 – Ponte Tatara, Japão.....	15
Fig. 1.17 – Seções transversais da Ponte Tacoma Narrows, (a) primeira versão e (b) segunda versão.....	17
Fig. 1.18 – Ponte Great Belt East.....	18
Fig. 1.19 – Ponte do Brooklyn.....	18
Fig. 1.20 – Ponte Golden Gate.....	19
Fig. 1.21 – Ponte Akashi Kaikyo.....	19
Fig. 1.22 – escoamento de vento na estrutura da seção transversal.....	20
Fig. 1.23 – Ponte Rio-Niterói.....	21
Fig. 2.1 – Representação bidimensional de um tabuleiro de ponte (Wardlaw, 1994).....	35
Fig. 2.2 – Primeira Ponte Tacoma Narrows. Seção transversal do tabuleiro, dados de construção e parâmetros estruturais aplicados para o primeiro modo assimétrico de vibração (Farquharson, Smith e Vincent, 1949-54; Larsen, 1998).....	39
Fig. 2.3 – Dispositivos aerodinâmicos de extremidade para Ponte Lion’s Gate (Wardlaw, 1994).....	40
Fig. 2.4 – Tipos de seção caixão: (a) caixão central, (b) caixão em toda largura e (c) vigas caixão de extremidade.....	40
Fig. 2.5 –Estabilizadores para tabuleiros de pontes; (a, b) com bordo suavizador, (c) com bordo suavizador mais placa divisória, (d, e) flape.....	42
Fig. 2.6 – Seção transversal do tabuleiro Higuamo (Miranda e Bartoli).....	43
Fig. 2.7 – Configurações diferentes de dispositivos aerodinâmicos testados em túnel de vento (Miranda e Bartoli).....	44
Fig. 2.8 – Seções transversais de ponte selecionadas para a análise no DVMFLOW (Larsen e Walther, 1997, 253-265).....	45
Fig. 2.9 – Comparação do coeficiente de arrasto e do número de Strouhal obtidos das simulações numéricas e testes em túnel de vento para as quatro seções transversais de ponte (Larsen e Walther, 1997, 253-265).....	46

Fig. 2.10 – Campos de escoamento simulados em torno das seções transversais de ponte. Acima: Ponte East de vãos suspensos (caixão único baixo). Centro: Ponte East - vãos de acesso (caixão único alto). Abaixo: seção de tabuleiro duplo do Gibraltar APP (Larsen e Walther, 1997, 253-265).....	48
Fig. 2.11 – Comparação das velocidades de vento críticas obtidas das simulações no DVMFLOW e dos testes de modelo de seção em túnel de vento das seções transversais da Ponte East suspensa e do Gibraltar APP (Larsen e Walther, 1997, 253-265).....	48
Fig. 2.12 – Formas de seção transversal consideradas neste item (Larsen, 1998).....	49
Fig. 2.13 – Traçados no tempo simulados de coeficiente de arrasto C_a e coeficiente de sustentação C_s para seção transversal H (Larsen, 1998).....	50
Fig. 2.14 – Formação da esteira de vórtices de von Kármán na excitação da seção transversal H (Larsen, 1998).....	51
Fig. 2.15 – Formação da esteira de vórtices de von Kármán na excitação da seção transversal B (Larsen, 1998).	51
Fig. 2.16 – Traçados no tempo simulados de coeficiente de arrasto C_a e coeficiente de sustentação C_s para seção transversal B (Larsen, 1998).....	51
Fig. 2.17 – Coeficientes aerodinâmicos estáticos – escoamento turbulento (Larose, 1992). ...	55
Fig. 2.18 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: $+6^\circ$ (Larose, 1992).....	56
Fig. 2.19 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: $+4^\circ$ (Larose, 1992).....	56
Fig. 2.20 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: $+2^\circ$ (Larose, 1992).....	57
Fig. 2.21 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: 0° (Larose, 1992).....	57
Fig. 2.22 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: -2° (Larose, 1992).....	58
Fig. 2.23 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: -4° (Larose, 1992).....	58
Fig. 2.24 – Coeficientes aerodinâmicos obtidos da integração de pressões e balança de força (Larose, 1992).....	59

Fig. 2.25 – Configuração I - Coeficiente de força na direção x - C_x	61
Fig. 2.26 – Configuração I - Coeficiente de arrasto - C_a	61
Fig. 2.27 - Configuração I - Coeficiente de força na direção z - C_z	62
Fig. 2.28 – Configuração I - Coeficiente de sustentação - C_s	62
Fig. 2.29 – Configuração I - Coeficiente torção - C_t	63
Fig. 2.30 – Configuração II - Coeficiente de força na direção x - C_x	63
Fig. 2.31 – Configuração II - Coeficiente de arrasto - C_a	64
Fig. 2.32 – Configuração II - Coeficiente de força na direção z - C_z	64
Fig. 2.33 – Configuração II - Coeficiente de sustentação - C_s	65
Fig. 2.34 – Configuração II - Coeficiente torção - C_t	65
Fig. 3.1 – Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann.....	73
Fig. 3.2 – Configuração geral do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann da UFRGS (Blessmann, 1990).....	73
Fig. 3.3 – Dimensões em [mm] da grelha plana G-I.....	74
Fig. 3.4 – Geometria dos modelos com suas dimensões em função da dimensão padrão $B = 200\text{mm}$	75
Fig. 3.5 – Dimensões dos modelos reduzidos. Medidas em mm.....	76
Fig. 3.6 – Modelo I: foto da seção com foco na distribuição das tomadas de pressão.....	77
Fig. 3.7 – Modelo II: vista geral do modelo. Em detalhe o dispositivo aerodinâmico (triangular) que dá uma forma mais aerodinâmica para a seção.....	77
Fig. 3.8 – Modelo II: vista interna do túnel de vento e o modelo posicionado na mesa M-I com a grelha G-I (que simula turbulência) ao fundo.....	77
Fig. 3.9 – Modelo V: vista geral do modelo. Em detalhe o dispositivo aerodinâmico (forma de semicírculo).....	78
Fig. 3.10 – Modelo VIII: detalhe do modelo que tem forma H (como a primeira Ponte Tacoma).....	78

Fig. 3.11 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. I (medidas em mm).....	79
Fig. 3.12 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. II (medidas em mm).....	79
Fig. 3.13 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. III (medidas em mm).....	79
Fig. 3.14 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. IV (medidas em mm).....	79
Fig. 3.15 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. V (medidas em mm).....	79
Fig. 3.16 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. VI (medidas em mm).....	80
Fig. 3.17 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. VII (medidas em mm).....	80
Fig. 3.18 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. VIII (medidas em mm).....	80
Fig. 3.19 – Referência para o ângulo de incidência do vento.....	80
Fig. 3.20 – Pressões medidas para o escoamento turbulento.....	81
Fig. 3.21 – Pressões medidas para o escoamento suave.....	82
Fig. 3.22 – Mod. I: $\alpha = 0^\circ$, $V = 23,47\text{m/s}$ e escoamento turbulento.....	85
Fig. 3.23 – Mod. I: $\alpha = 0^\circ$, $V = 37,50\text{m/s}$ e escoamento suave.....	85
Fig. 4.1 – Mod. I: coeficiente de força na direção x - C_x	88
Fig. 4.2 - Mod. I: coeficiente de arrasto - C_a	88
Fig. 4.3 - Mod. I: coeficiente de força na direção z - C_z	89
Fig. 4.4 - Mod. I: coeficiente de sustentação - C_s	89
Fig. 4.5 - Mod. I: coeficiente de torção - C_t	90

Fig. 4.6 - Mod. II: coeficiente de força na direção x - C_x	91
Fig. 4.7 - Mod. II: coeficiente de arrasto - C_a	91
Fig. 4.8 - Mod. II: coeficiente de força na direção z - C_z	92
Fig. 4.9 - Mod. II: coeficiente de sustentação - C_s	92
Fig. 4.10 - Mod. II: coeficiente de torção - C_t	93
Fig. 4.11 - Mod. III: coeficiente de força na direção x - C_x	94
Fig. 4.12 - Mod. III: coeficiente de arrasto - C_a	94
Fig. 4.13 - Mod. III: coeficiente de força na direção z - C_z	95
Fig. 4.14 - Mod. III: coeficiente de sustentação - C_s	95
Fig. 4.15 - Mod. III: coeficiente de torção - C_t	96
Fig. 4.16 - Mod. IV: coeficiente de força na direção x - C_x	97
Fig. 4.17 - Mod. IV: coeficiente de arrasto - C_a	97
Fig. 4.18 - Mod. IV: coeficiente de força na direção z - C_z	98
Fig. 4.19 - Mod. IV: coeficiente de sustentação - C_s	98
Fig. 4.20 - Mod. IV: coeficiente de torção - C_t	99
Fig. 4.21 - Mod. V: coeficiente de força na direção x - C_x	100
Fig. 4.22 - Mod. V: coeficiente de arrasto - C_a	100
Fig. 4.23 - Mod. V: coeficiente de força na direção z - C_z	101
Fig. 4.24 - Mod. V: coeficiente de sustentação - C_s	101
Fig. 4.25 - Mod. V: coeficiente de torção - C_t	102
Fig. 4.26 - Mod. VI: coeficiente de força na direção x - C_x	103
Fig. 4.27 - Mod. VI: coeficiente de arrasto - C_a	103
Fig. 4.28 - Mod. VI: coeficiente de força na direção z - C_z	104
Fig. 4.29 - Mod. VI: coeficiente de sustentação - C_s	104
Fig. 4.30 - Mod. VI: coeficiente de torção - C_t	105
Fig. 4.31 - Mod. VII: coeficiente de força na direção x - C_x	106

Fig. 4.32 - Mod. VII: coeficiente de arrasto - C_a	106
Fig. 4.33 - Mod. VII: coeficiente de força na direção z - C_z	107
Fig. 4.34 - Mod. VII: coeficiente de sustentação - C_s	107
Fig. 4.35 - Mod. VII: coeficiente de torção - C_t	108
Fig. 4.36 - Mod. VIII: coeficiente de força na direção x - C_x	109
Fig. 4.37 - Mod. VIII: coeficiente de arrasto - C_a	109
Fig. 4.38 - Mod. VIII: coeficiente de força na direção z - C_z	110
Fig. 4.39 - Mod. VIII: coeficiente de sustentação - C_s	110
Fig. 4.40 - Mod. VIII: coeficiente de torção - C_t	111
Fig. 4.41 – Mod. I: velocidade crítica reduzida.....	118
Fig. 4.42 – Mod. II: velocidade crítica reduzida.....	119
Fig. 4.43– Mod. III: velocidade crítica reduzida.....	120
Fig. 4.44– Mod. IV: velocidade crítica reduzida.....	121
Fig. 4.45– Mod. V: velocidade crítica reduzida.....	122
Fig. 4.46– Mod. VI: velocidade crítica reduzida.....	123
Fig. 4.47– Mod. VII: velocidade crítica reduzida.....	124
Fig. I.1 – Modelo II: foto do modelo aberto mostrando o seu interior com as tomadas de pressão. Em cada extremidade lateral o dispositivo aerodinâmico já colocado caracterizando o Mod. II.....	134
Fig. I.2 – Modelo III: detalhe dá extremidade do modelo com o disco terminal e o tubo de alumínio, este que fixa o modelo ao pórtico de sustentação.....	134
Fig. I.3 – Modelo IV: vista interna do túnel de vento. Acima: modelo visto de cima. Abaixo: modelo visto de baixo.....	135
Fig. I.4 – Modelo V: vista do modelo no interior do túnel de vento.....	135
Fig. I.5 – Modelo VII: vista interna do túnel de vento e o modelo posicionado na mesa M-I com a grelha G-I (que simula turbulência) ao fundo.....	135

Fig. II.1 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento.	137
Fig. II.2 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave.....	138
Fig. II.3 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento.	139
Fig. II.4 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave.....	140
Fig. II.5 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento.	141
Fig. II.6 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave.....	142
Fig. II.7 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento.	143
Fig. II.8 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave.....	144
Fig. II.9 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento ($Re = 6 \times 10^4$).....	145
Fig. II.10 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave1 ($Re = 6 \times 10^4$).....	146
Fig. II.11 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave2 ($Re = 9,1 \times 10^4$).....	147
Fig. II.12 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento e suave.	148
Fig. II.13 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento e suave.	149
Fig. II.14 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento e suave.	150

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas Maiúsculas:

B	<i>largura do tabuleiro da ponte</i>
C_a	<i>coeficiente de arrasto</i>
C_s	<i>coeficiente de sustentação</i>
C_s^{RMS}	<i>raiz quadrática média do coeficiente de sustentação</i>
C_t	<i>coeficiente de torção</i>
D	<i>dimensão característica</i>
\overline{F}_a	<i>força de arrasto média por unidade de comprimento</i>
\overline{F}_s	<i>força de sustentação média por unidade de comprimento</i>
F_V	<i>força aerodinâmica vertical</i>
$\overline{F}_{x,z}$	<i>força média na direção x e na direção z por unidade de comprimento respectivamente</i>
H	<i>altura do tabuleiro</i>
H_i^*, A_i^*	<i>derivativos aerodinâmicos adimensionais ou coeficientes de Scanlan</i>
H_i, A_i	<i>derivativos aerodinâmicos dimensionais ou coeficientes da Eq. (2.27)</i>
I	<i>momento de inércia de massa por unidade de comprimento</i>
K	$=B\omega/V$
L	<i>comprimento do vão principal</i>
M	<i>momento aerodinâmico</i>

$\{M_r\}$	<i>momento resistente torsional para o vão total</i>
$\overline{M_r}$	<i>momento resistente torsional por unidade de comprimento</i>
$\overline{M_t}$	<i>momento torsor médio por unidade de comprimento</i>
N	<i>número de posições ao longo do vão</i>
Re	<i>número de Reynolds</i>
St	<i>número de Strouhal</i>
T	<i>período</i>
$T(K)$	<i>temperatura em Kelvin</i>
TV/B	<i>período adimensional</i>
U_c	<i>velocidade de vento crítica para o dado tabuleiro</i>
$U_{c,prot}$	<i>velocidade de vento crítica para o tabuleiro do protótipo</i>
U_{pp}	<i>velocidade de vento crítica da placa plana equivalente</i>
$U_{pp,prot}$	<i>velocidade de vento crítica da placa plana equivalente do protótipo</i>
V	<i>velocidade média do vento ao nível do tabuleiro</i>
V_{cr}	<i>velocidade crítica</i>
V_{crr}	<i>velocidade crítica reduzida</i>
V_r	<i>velocidade de vento reduzida</i>

Letras Romanas Minúsculas:

a	<i>inclinação da curva de momento = $dC_t / d\alpha$</i>
b	<i>intersecção de C_t no α igual a zero = C_{t_0}</i>
c_h, c_θ	<i>coeficientes de amortecimento</i>
c_p	<i>coeficiente de pressão</i>
e	<i>excentricidade</i>
f	<i>freqüência natural da estrutura</i>
f_h, f_θ	<i>freqüências naturais</i>
g	<i>fator de pico estatístico</i>

h	<i>deslocamento vertical</i>
$h(x)$	<i>forma modal de flexão vertical</i>
$[k]$	<i>matriz de rigidez torsional simétrica</i>
k	<i>coeficiente de rigidez torsional</i>
k_A	<i>coeficiente de forma</i>
k_o	<i>constante experimental do túnel</i>
k_h, k_θ	<i>coeficientes de rigidez</i>
l	<i>vão principal</i>
l_s	<i>vão secundário</i>
m	<i>massa por unidade de comprimento</i>
p_a	<i>pressão atmosférica</i>
q	<i>pressão dinâmica</i>
r	<i>raio de giração do tabuleiro</i>
\hat{r}	<i>resposta dinâmica de pico (rajadas)</i>
\bar{r}	<i>resposta média (rajadas)</i>
\tilde{r}	<i>valor quadrático médio (RMS) da resposta flutuante (rajadas)</i>
\tilde{r}_B	<i>resposta de fundo (“background”) (rajadas)</i>
\tilde{r}_R	<i>resposta ressonante (rajadas)</i>
t	<i>tempo</i>
$t(^{\circ}\text{C})$	<i>temperatura em graus Celsius</i>
tV/B	<i>tempo adimensional</i>

Letras Gregas Maiúsculas:

Δp	<i>diferença entre a pressão na superfície e a pressão de referência</i>
Δp_a	<i>diferença de pressão estática ente os dois anéis piezométricos no interior do túnel de vento</i>

Letras Gregas Minúsculas:

$\{\alpha\}$	<i>matriz coluna de deformação torsional (ângulo de ataque)</i>
α	<i>ângulo de incidência do vento</i>
α_0	$= \frac{C_{t_0}}{dC_t/d\alpha}$
β	$= \alpha + \alpha_0$
β^*	<i>razão entre U_c e U_{pp} que depende apenas das características geométricas do tabuleiro da ponte</i>
ϕ_{int}	<i>diâmetro interno da mangueira</i>
ϕ_{ext}	<i>diâmetro externo da mangueira</i>
φ	<i>ângulo de fase</i>
λ	$= \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{dC_t}{d\alpha} \right) B^2$
λ_r	<i>menor raiz, solução para Eq. (2.21)</i>
λ^*	<i>razão de decaimento do movimento</i>
ν	<i>viscosidade cinemática do ar</i>
θ	<i>deslocamento angular</i>
$\theta(x)$	<i>forma modal de torção</i>
ρ	<i>massa específica do ar</i>
ρ_M	<i>massa específica do material do tabuleiro</i>
ω	<i>frequência circular do movimento</i>
ω_h, ω_θ	<i>frequências circulares naturais</i>
ζ	<i>amortecimento estrutural</i>
ζ_h, ζ_θ	<i>razões de amortecimento crítico</i>

RESUMO

A construção de grandes pontes, em especial estaiadas e suspensas, tornou-se mais freqüente nos últimos anos, inclusive no Brasil. O vento constitui-se em uma das principais ações neste tipo de estrutura, sendo fator determinante nas condições de estabilidade da mesma. A forma da seção transversal tem caráter decisivo na determinação dos parâmetros de projeto e, por esta razão, o estudo da ação do vento e sua interação com a ponte devem ser levados em conta na fase de projeto.

O objetivo deste trabalho é gerar conhecimento específico sobre a influência da forma da seção transversal de pontes nas características aerodinâmicas estáticas (coeficientes aerodinâmicos), bem como estudar a tendência destas seções a apresentar um tipo de instabilidade estática chamada de divergência torsional.

Os coeficientes aerodinâmicos, numa primeira etapa, foram determinados através de estudo experimental de oito formas de seções transversais de pontes em túnel de vento. Na segunda etapa, com base nos resultados da primeira, foi analisada por método analítico a tendência destas seções a apresentar divergência torsional.

Os resultados dos coeficientes aerodinâmicos foram coerentes do ponto de vista aerodinâmico. No que se refere à influência da forma da seção transversal, observou-se que as formas mais aerodinâmicas realmente apresentam melhores resultados, isto é, coeficientes aerodinâmicos menores.

Quanto à divergência torsional, segundo os resultados obtidos neste trabalho, verificou-se que este fenômeno não constitui um problema para as estruturas de seções de tabuleiros de pontes na faixa de velocidades de vento reais.

ABSTRACT

The construction of large span bridges, in particular cable-stayed and suspension, have increased in the last years in Brazil and abroad. The wind is one of the main actions affecting such structures, being a decisive factor for their stability conditions. The shape of the cross section plays an important role in the determination of the design parameters and, for this reason, the study of the wind effects and its interaction with the bridge should be taken into account during the design stage.

The purpose of this work is to develop specific knowledge on the influence of the cross-section shape of bridges in their static aerodynamic characteristics (aerodynamic coefficients), as well as to study the tendency of these sections to present a kind of static instability known as torsional divergence.

Firstly, the aerodynamic coefficients were determined through a wind tunnel experimental study of eight different bridge cross-section shapes. Secondly, based on the results of the first stage, the tendency of these sections to presenting torsional divergence was analyzed through an analytical method.

The measured aerodynamic coefficients were consistent from an aerodynamic point of view. Concerning the influence of the cross section shape, it was observed that the more aerodynamic shapes actually demonstrated the best results, i.e., smaller aerodynamic coefficients.

According to the results obtained in this work regarding torsional divergence, it is clearly shown that this phenomenon is not a problem for bridge deck sections, at least in the range of usual wind velocities.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

A evolução da Engenharia Civil trouxe consigo alguns fatores que merecem atenção especial, tais como o desenvolvimento de materiais mais resistentes que propiciam estruturas mais esbeltas, leves, flexíveis, e portanto, aumentam os problemas originados pela incidência de cargas de vento sobre as estruturas. As estruturas também se tornaram mais grandiosas devido às necessidades do mundo moderno, como por exemplo, edifícios altos, pontes de vãos longos, etc. Com isto, a construção de pontes estaiadas e suspensas, próprias para vãos longos tornaram-se mais freqüentes, inclusive no Brasil. O vento constitui-se em uma das principais ações neste tipo de estrutura, sendo fator determinante nas condições de estabilidade da mesma. A forma da seção transversal tem caráter decisivo na determinação dos parâmetros de projeto e, por esta razão, o estudo da ação do vento e sua interação com a ponte devem ser levados em conta na fase de projeto.

Teoricamente, ou melhor, analiticamente é muito difícil obter-se cargas aerodinâmicas precisas sobre as estruturas devido à natureza complexa da interação vento-estrutura. Assim, testes em túnel de vento de modelos em escala reduzida continuam a ser o meio mais prático de prever as cargas aerodinâmicas sobre as estruturas.

Considere-se uma estrutura imersa em um escoamento de ar. A mesma estará submetida a uma força global, a qual pode ser decomposta nas direções vertical e horizontal. A componente vertical é conhecida como *força de sustentação*. A componente horizontal, por

sua vez, pode ser decomposta em duas direções: uma paralela à direção do vento, e outra perpendicular, as quais se denominam de *força de arrasto* e *força lateral*, respectivamente (Blessmann, 1990). No caso de corpos alongados, tais como vãos de pontes, posicionados horizontalmente no escoamento, as forças devidas ao vento são basicamente a força de arrasto e a de sustentação. Há também para este tipo de estrutura o momento torsor que é oriundo da excentricidade das forças de arrasto e sustentação.

Já as forças oriundas da interação fluido-estrutura podem originar oscilações na estrutura, as quais podem levar ao fenômeno de instabilidade dinâmica, o que, em geral, leva a estrutura à ruína. Para se evitar estes problemas, tais forças deveriam, pois, ser previstas desde a fase de projeto, principalmente em estruturas mais flexíveis.

Estruturas como as de pontes, tanto nos vãos de seus tabuleiros como nos pilares que as compõem, são estruturas mais flexíveis, sendo mais freqüentes estes problemas de instabilidade. A instabilidade aerodinâmica pode ser um fenômeno resultante apenas da ação do escoamento sobre a estrutura, como quando uma esteira de vórtices rapidamente divergente é desprendida de um corpo fixo situado a barlavento da estrutura, incidindo sobre ela e originando a instabilidade. Mas se um corpo submerso em um escoamento deflete sob ação de forças originadas pelo escoamento, e esta deflexão inicial dá origem a deflexões sucessivas de caráter oscilatório ou divergente, diz-se que se produziu uma instabilidade aeroelástica (Simiu e Scanlan, 1978).

Os efeitos aeroelásticos mais comuns em ponte são o drapejamento (*“flutter”*), martelamento (*“buffeting”*) e galope, que envolvem graus de liberdade translacionais e rotacionais. Estes efeitos podem ocorrer isolados ou acoplados, e merecem atenção especial em projetos de estruturas flexíveis. Pode também influir na resposta dinâmica da estrutura o efeito de desprendimento de vórtices que, se ocorre de forma cadenciada, apresenta uma freqüência característica de desprendimento, função da velocidade do escoamento e da forma da estrutura. Esta freqüência pode coincidir com uma das freqüências naturais da estrutura e originar uma resposta ressonante, originando amplitudes exageradas e comprometendo o funcionamento da estrutura. Toda instabilidade aeroelástica envolve forças aerodinâmicas que agem sobre o corpo como conseqüência de seu movimento no escoamento, sendo denominadas de auto-excitadas.

Um caso clássico de problema de instabilidade aeroelástica na Engenharia Civil é o acidente da ponte de Tacoma, ocorrido em 1940, onde houve colapso da estrutura devido a um vento estacionário com velocidade de 68km/h, e após cerca de uma hora neste regime o tabuleiro do vão principal rompeu-se, soltando-se dos cabos e fragmentando-se dentro da água, deixando apenas os cabos pendurados entre as torres. Até então, a ação do vento sobre as estruturas de pontes era considerada apenas através das cargas estáticas representativas das resultantes da pressão média do vento. Alguns anos depois, pesquisadores fizeram estudos com modelos da seção transversal original da ponte ensaiando-os em túneis de vento, e sugeriram que o problema não se deu pela ressonância entre a frequência de desprendimento de vórtices e a frequência da estrutura, mas sim pelo fenômeno de drapejamento (“flutter”) (Sabzevari e Scanlan, 1968). Antes da ponte concluída, ensaios já tinham sido iniciados, e quando a ponte ruiu, pensava-se já ter a solução para evitar suas flutuações violentas. A forma não aerodinâmica da seção original da ponte fez com que as forças aerodinâmicas que atuavam sobre a mesma, principalmente aquelas relacionadas ao movimento de vibração da estrutura, fossem desestabilizadoras, anulando a parcela da força correspondente ao amortecimento estrutural da mesma, levando à amplificação das amplitudes de vibração (Scanlan e Tomko, 1971).

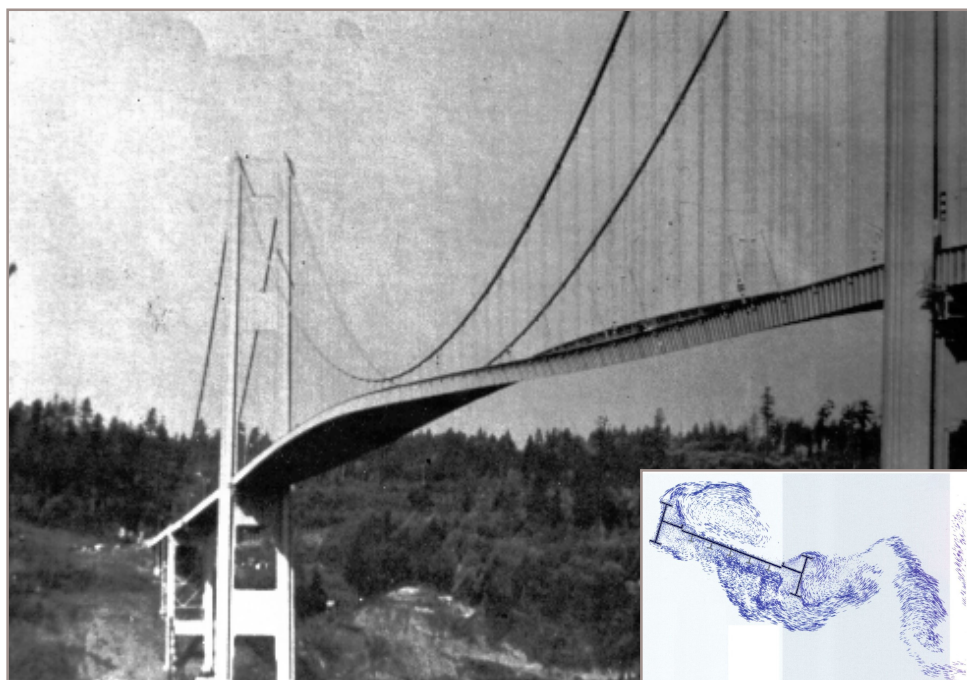


Fig. 1.1 – Foto da Ponte Tacoma original vibrando em modo assimétrico, antes da ruptura.

Uma maneira utilizada para determinar os coeficientes aerodinâmicos provenientes da interação fluido-estrutura é através da Função Circulatória de Theodorsen (Theodorsen,

1935), através da qual pode-se obter os coeficientes de drapejamento (“*flutter derivatives*”) de estruturas que estejam sujeitas a escoamento suave e bidimensional, com comportamento semelhante a aerofólios finos, ou placas finas, como é o caso de estruturas de pontes.

Existem diversas técnicas para a determinação destes coeficientes aerodinâmicos, todas elas baseadas em ensaios em túnel de vento, dos quais são extraídos os dados necessários para a obtenção dos coeficientes aerodinâmicos associados (Sarkar et al, 1992). É preciso, portanto, que os ensaios de modelos em túneis de vento sejam bem conduzidos, para que os resultados obtidos, os quais servirão como base no projeto da estrutura real, sejam confiáveis e condizentes com as condições de exposição da estrutura no local onde ela será ou foi construída. Os conceitos de modelagem e algumas técnicas usadas para a determinação quantitativa das forças resultantes e pressão variável instantânea atuantes na estrutura são descritas no trabalho de Cermak (1977), entre outros mais atuais.

As flutuações de pressão, de um modo geral, podem ser resultado da turbulência presente no escoamento incidente, da separação do escoamento e recolamento, do despreendimento de vórtices na esteira, devido à movimentação da estrutura no escoamento, ou mesmo devido aos vórtices despreendidos de uma obstrução a barlavento.

A distribuição das pressões sobre a superfície do corpo é determinada através de ensaios em túnel de vento de modelos em escala reduzida, e a partir dos registros obtidos para o modelo, os resultados são estendidos para as estruturas em escala real, mostrando ser um meio adequado para determinar as cargas resultantes da ação do vento nas estruturas.

1.2 Vento em pontes: histórico

Em um breve histórico é observado que a compreensão do comportamento induzido pelo vento em pontes vem percorrendo um longo caminho, sendo este problema uma das principais dificuldades que os engenheiros tiveram até chegarem às modernas pontes suspensas e estaiadas. Muitos esforços foram empregados para sobrepujar a ação do vento, como pode ser observado na Fig. (1.2), que mostra a conclusão das maiores pontes e o colapso de algumas, devido ao vento, entre os anos de 1800 a 1900. Muitas das maiores pontes, construídas no século XIX, foram destruídas ou danificadas severamente pelo vento.

	Conclusão das maiores pontes	Colapso de algumas pontes devido ao vento
1800	1801 Ponte Jacobs Creek	1818 Ponte Dryburgh Abbey
	1820 Ponte Union	
	1826 Ponte Menai Straits	1836 Ponte Brighton Chain Pier
		1838 Ponte Montrose
1850	1850 Ponte Britannia	1852 Ponte Roche-Bernard
		1854 Ponte Wheeling
		1864 Ponte Niagara-Leviston
		1869 Ponte Niagara-Clifton
	1874 Ponte St. Louis	1879 Ponte Firth of Tay
	1890 Ponte Forth Railway	
1900		

Fig. 1.2 – Pontes e efeitos de vento.

No que concerne à interação vento-estrutura, os seguintes incidentes podem ser citados como decisivos no progresso do entendimento deste fenômeno, uma vez que estimularam o estudo da ação do vento sobre as estruturas.

O primeiro incidente a ser referenciado é o colapso da antiga ponte de Tay, que foi aberta ao tráfego ferroviário em 1877. Em 1879, durante uma violenta tempestade, os treze maiores vãos da ponte caíram na água. Naquele tempo havia pouco conhecimento da pressão do vento sobre as estruturas e de fato nenhum cuidado especial foi tomado no projeto com relação à pressão do vento para prevenir os seus efeitos sobre a ponte, especialmente quanto à resistência contra as forças laterais. Tampouco havia um sistema de contraventamento preventivo contra o vento sob o tabuleiro da ponte. No inquérito sobre o acidente foi declarado o vento como sendo o único responsável pelo mesmo.

Do ponto de vista da engenharia, a consequência mais importante do desastre da ponte de Tay foi o estudo sério da pressão de vento em estruturas que já apresentavam deficiências.

Um outro incidente que muito contribuiu para a pesquisa aerodinâmica em edificações foi o famoso desastre da ponte de Tacoma Narrows descrito anteriormente.

Antes deste desastre já haviam ocorrido alguns incidentes similares, em que as pontes vibraram e ruíram devido à ação do vento como mostrado na Fig. (1.2). Entretanto, o estudo dinâmico de pontes nunca tinha sido considerado um tópico importante para os engenheiros.

Duas décadas de trabalho intenso seguiram o desastre de Tacoma, visando o esclarecimento do comportamento complexo de pontes suspensas e estaiadas submetidas ao vento. Destes estudos, observa-se a preocupação com a estabilidade de pontes suspensas e estaiadas submetidas ao vento e a obtenção dos esforços aerodinâmicos médios sobre a estrutura. Todos os estudos incluíam a confecção de modelos reduzidos e ensaio dos mesmos em túnel de vento.

Até 1960, quando as características de vento foram introduzidas de forma sistemática nas considerações de projeto, os ensaios eram realizados supondo que o escoamento de vento fosse suave. Esta mudança ocorreu quando Davenport reduziu uma grande quantidade de informações meteorológicas a um conjunto de especificações padronizadas e começou a operar o Túnel de Vento de Camada Limite para uma simulação da camada limite atmosférica (Davenport, 1963; Davenport e Isyumov, 1967).

1.3 Pontes de grandes vãos

1.3.1 Pontes estaiadas

1.3.1.1 Observações gerais

A idéia de suportar uma viga com cabos inclinados ou correntes penduradas num mastro é muito antiga. Os egípcios usavam estais para seus barcos de navegação. Na literatura europeia encontram-se pontes com correntes estaiadas descrita por Faustus Verantius em 1617, vigas de madeira estaiadas usadas pelo carpinteiro alemão Immanuel Löscher em 1784

e cabos estaiados amarrados com arame na Ponte King's Meadow em Londres em 1817. O arquiteto francês Poyet sugeriu em 1821 um conjunto de cabos em forma de leque. Hatley propôs estais em forma de superfície de harpa em 1840. Várias das primitivas pontes estaiadas romperam e por isto o sistema foi abandonado.

A primeira grande aplicação de cabos estaiados foi realizada por John A. Roebling em 1851-1855 na ponte suspensa, que cruza as cataratas do Niagara com um vão de 246m, suportando uma via férrea e uma estrada durante quase 50 anos. Os estais enrijecem a suspensão da ponte. O mesmo sistema misto foi usado por Roebling na mais famosa Ponte do Brooklyn em 1870-1883.

Dois proposições são dadas para o desenvolvimento das modernas pontes estaiadas. A primeira delas coloca que o desenvolvimento das modernas pontes estaiadas começou em 1938 por F. Dischinger ter dito que cabos de aço de alta resistência devem ser tensionados fortemente em ordem a minimizar o efeito de alongamento dos cabos. Somente cabos com muito pouca deformação são suficientemente rígidos para manter as deflexões da viga da ponte abaixo dos limites últimos (Dischinger, 1949; Leonhardt, 1991).

A segunda proposição para o rápido sucesso das pontes estaiadas está no desenvolvimento de superestruturas com um número menor de juntas estruturais. Tempos atrás, estruturas consistiam de componentes atuando separadamente.

Leonhardt começou em 1936 a desenvolver tabuleiros de placas planas de aço, enrijecidas por “costelas”, atuando como segmento superior das vigas transversais e também da viga longitudinal principal (Fig. (1.3)). Assim, os componentes da estrutura atuam de modo integrado.

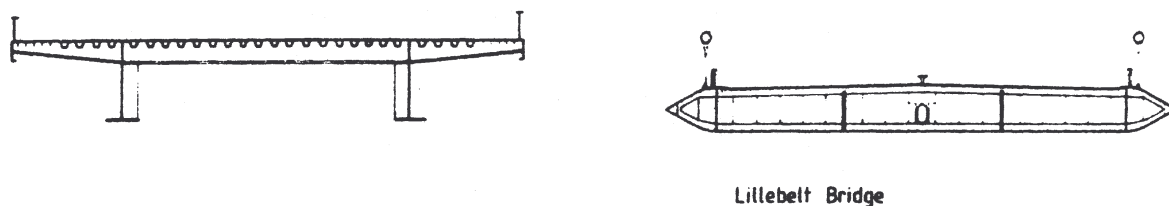


Fig. 1.3 – Ponte de aço moderna, todos os componentes atuando de modo integrado (Leonhardt, 1991).

1.3.1.2 O desenvolvimento para os sistemas multi-estais

A ponte de H. Homberg que cruzava o Rhine em Bonn (Fig. (1.4)), abriu o caminho para os sistemas multi-estais em 1964. Ele foi o primeiro a usar um espaçamento pequeno de aproximadamente 2,24m para os cabos ancorados e um feixe de cabos num único plano apenas foi suficiente para suportar os 36m de largura da ponte. Ancorar os cabos tornou-se mais simples. Mais cabos estaiados também permitem vigas mais esbeltas, as quais requerem menos rigidez flexional.



Fig. 1.4 – Ponte de Homberg Bonn (Leonhardt, 1991).

Os cabos dispostos como um leque ideal são difíceis de ancorar na torre (Fig. (1.5)). Dá-se preferência a distribuir os cabos ancorados a uma certa altura e ficar com uma configuração de semileque (Fig. (1.6)), que melhora também a aparência. Se todos os cabos são paralelos, então se tem a disposição em forma de harpa (Fig. (1.7)), que requer mais cabos de aço.



Fig. 1.5 – Forma de leque (Leonhardt, 1991).

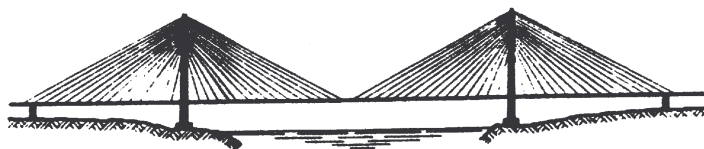


Fig. 1.6 – Forma de semileque (Leonhardt, 1991).

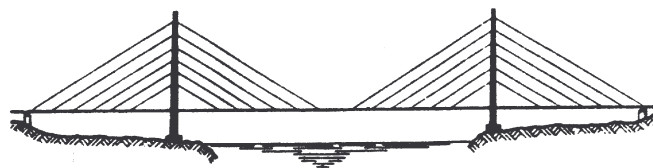


Fig. 1.7 – Forma de harpa (Leonhardt, 1991).

1.3.1.3 A proporção entre vãos principais e secundários

Pontes com três vãos são normais e a razão entre o vão secundário l_s e o vão principal l tem uma influência significativa nas variações de tensões no vão secundário e nos cabos de fixação. Cargas no vão principal aumentam e cargas no vão secundário decrescem as tensões nestes cabos. Estas tensões variam, devendo-se por segurança mantê-las abaixo de valores limites para evitar fraturas por fadiga destes cabos e suas ancoragens. Segundo Leonhardt (1991), pontes de concreto permitem vãos secundários mais longos l_s/l do que as pontes de aço. Para pontes de concreto com rodovias, l_s/l pode ser aproximadamente 0,42, e para pontes com ferrovias, esta não deve ser maior do que 0,34.

1.3.1.4 O desenvolvimento da seção transversal da estrutura do tabuleiro

A seção transversal que Leonhardt tinha escolhido em 1972 para a Ponte Pasco-Kennewich sobre o Rio Columbia nos Estados Unidos (EUA) (Fig. (1.8)) foi influenciada por seus próprios estudos sobre a segurança aerodinâmica da ponte estaiada. Um “nariz de vento”, com uma face inferior inclinada, resultou em valores menores para os coeficientes aerodinâmicos, precedendo os caixões triangulares de extremidade.

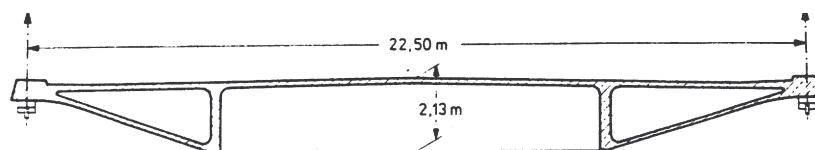


Fig. 1.8 – Seção transversal da Ponte Pasco-Kennewich para um vão de 300m (1972), (Leonhardt, 1991).

Para o projeto da Ponte Paraná de 330m de vão principal, perto de Zarate na Argentina, esta forma aerodinâmica de “nariz de vento” foi desnecessária. Por testes dinâmicos, em um modelo completo 1:33 1/3 em escala no Ismes Institute em Bergamo, aprendeu-se que pontes multi-estais têm melhor efeito de amortecimento do que pontes suspensas, sendo sua forma aerodinâmica não tão crítica como no caso das pontes suspensas. Conseqüentemente, pode-se simplificar a seção transversal. O estado presente de desenvolvimento é o seguinte:

Para vãos por volta de 200m, um simples tabuleiro com forma de placa de concreto, sem vigas de extremidade, segundo Leonhardt (1991), é a melhor solução (Fig. (1.9)). A espessura do tabuleiro com forma de placa, depende, no centro do vão, dos momentos fletores transversais, e nas extremidades, do espaçamento dos cabos. Ela pode ser aumentada próxima as torres para reagir às forças normais longitudinais.

Já em 1967, U. Finsterwalder tinha proposto um tipo semelhante de tabuleiro, com forma de placa e esbelto, para o projeto da Ponte Great Belt na Dinamarca. Entretanto, foi R. Walther o primeiro a projetar uma ponte rodoviária com estas características em Diepoldsau, com um vão de 97m (Fig. (1.9)).

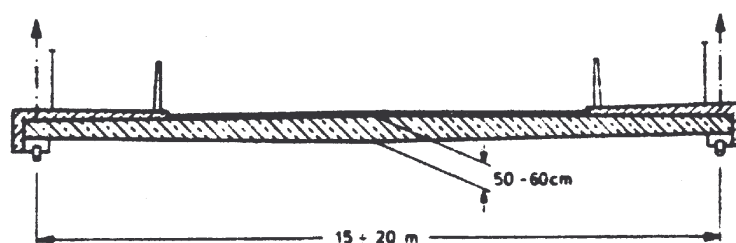


Fig. 1.9 – Seção transversal para vãos acima de 200m, aqui para Ponte Diepoldsau de Walther (Leonhardt, 1991).

Para pontes largas, $B > 20\text{m}$ (B = largura da seção transversal do tabuleiro), vigas transversais em “T”, segundo Leonhardt (1991), são mais econômicas (Fig. (1.10)). O espaçamento das vigas “T” pode ser entre 5 e 7m, dependendo do espaçamento dos cabos ancorados. A altura das vigas de extremidade é suficiente com 1,0-1,5m, dando amplo afivelamento de segurança e mantendo a linha de curvatura de deflexão abaixo, e as cargas concentradas dentro, dos limites permitidos. Esta seção transversal é adequada para vãos de 500m.

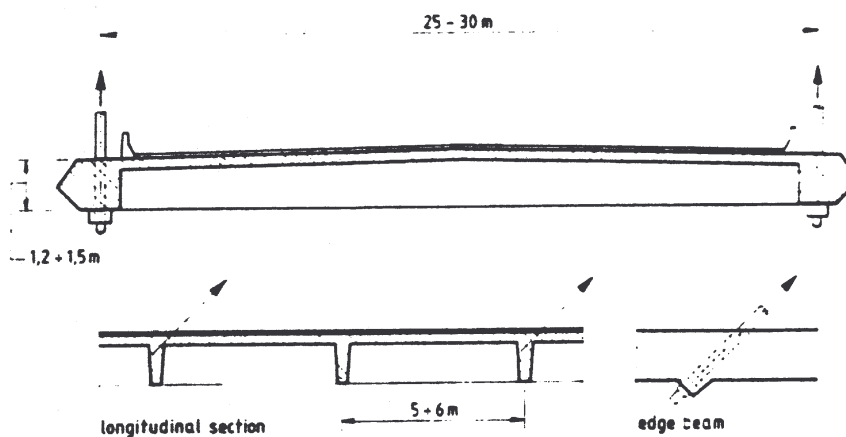


Fig. 1.10 – Seção transversal para largura $> 15\text{m}$, vãos acima de 500m (Leonhardt, 1991).

Semelhantes seções transversais são adequadas para estruturas compostas de aço e concreto. Estes tipos foram escolhidos para a Ponte Sunshine Skyway na Flórida em 1980 (Saul e Svensson, 1984) e para a Ponte Annacis no Canadá com um vão principal de 465m com alguns detalhes avançados (Taylor, 1984). O tabuleiro tem principalmente que resistir as forças de punção dos cabos, que aumentam próximo as torres, e pode requerer aumento da espessura do tabuleiro ou concreto adicional nas vigas de extremidade. A seção longitudinal de aço deve permanecer pequena para evitar problemas de arrasto.

Para pontes largas, $B > 25\text{m}$ e vãos por volta de 500m, convém escolher uma estrutura toda de aço com um tabuleiro ortotrópico para reduzir a carga permanente. Nenhuma viga caixão é necessária, simples vigas de extremidade são suficientes.

Engenheiros dinamarqueses preferem seções caixão baixas, baseadas na boa experiência deles com a ponte suspensa Lillebelt (1964). O ar dentro do caixão é mantido seco para que nenhuma corrosão possa ocorrer no local, reduzindo com isto custo de manutenção. O “nariz de vento” reduz as cargas de vento e aumenta sua velocidade crítica do vento.

1.3.1.5 Seções transversais para cabos em um plano único

Se a ponte é suspensa apenas por cabos na mediana, então, uma viga caixão é necessária. A viga caixão da Ponte Brotonne, na França, trouxe um padrão para este caso (Fig. (1.11)). Os suportes diagonais são pré-tensionados. Toda rigidez torsional depende da altura e do vão da ponte. Uma pequena área de seção transversal do caixão pode ser suficiente, permitindo seções com pequenas alturas e com facilidade para construir.

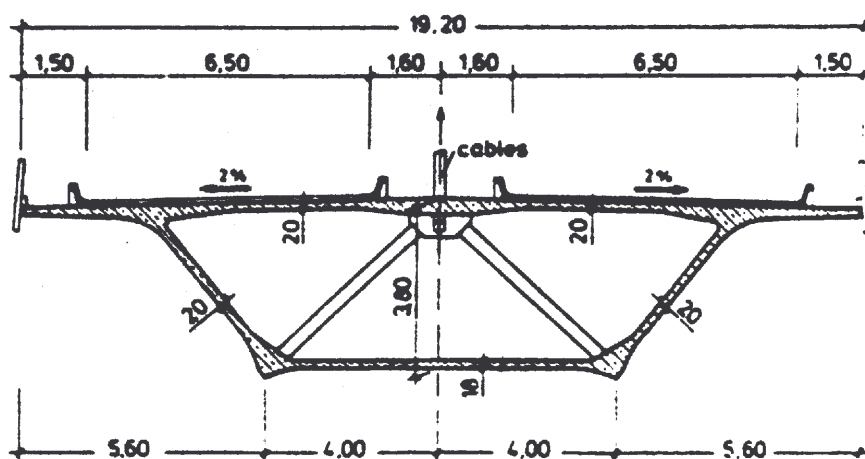


Fig. 1.11 – Seção transversal da Ponte Brotonne para cabos na mediana (Leonhardt, 1991).

1.3.1.6 Ação dinâmica e estabilidade aerodinâmica

Em linhas gerais, devido à geometria dos seus cabos, as pontes estaiadas são a princípio mais rígidas e menos sensíveis a vibrações do que as pontes suspensas. Vibrações fortes são observadas somente em poucos casos, e nenhuma ocorrência de uma catástrofe por auto-excitação, similar ao colapso de Tacoma, é conhecida até hoje.

As pontes estaiadas devem seu sucesso, em grande parte, a esta “insensibilidade”. Os efeitos do vento, como as ações de excitação mais importantes para as pontes de vãos longos, contudo não devem ser negligenciadas, mas são controláveis para este tipo de ponte.

Como mencionado anteriormente, o sucesso das pontes estaiadas está relacionado à pequena sensibilidade as forças aerodinâmicas e conseqüentemente pequenas vibrações; em grande parte este comportamento é devido a inerente rigidez do sistema de cabos. As pontes estaiadas mostram a princípio frequências naturais modais dominantes 1,5-2,0 vezes mais altas do que pontes suspensas e são, conseqüentemente, menos sensíveis ao drapejamento clássico. A alta rigidez dada pelo sistema de cabos das pontes estaiadas fornece uma rigidez estática sem risco aerodinâmico, porém este não deve ser negligenciado, e sem seções transversais altas como em pontes suspensas, permitindo vigas principais com uma forma esbelta como de um aerofólio.

Conseqüentemente, não deve haver perigo quando pontes estaiadas de concreto são suspensas por cabos em dois planos ao longo das extremidades, se as relações geométricas seguirem como observado em Leonhardt (1991) (B =largura do tabuleiro, H =altura do tabuleiro, L =comprimento do vão principal): qualquer $B \geq 10H$ ou um guarda vento (“nariz de vento”) ou $B \geq L/30$.

Pontes de aço com um peso baixo de tabuleiro e vãos acima de 400m são mais suscetíveis a oscilações por vento e devem preferir estar suspensas por torres de forma “A” ou devem ter $B \geq L/25$ ou um nariz de vento.

Pontes estaiadas com cabos em um plano ao longo da linha central têm usualmente uma baixa resistência torsional; elas são susceptíveis a uma instabilidade aeroelástica chamada de instabilidade torsional.

Os efeitos dinâmicos devido às turbulências atmosféricas têm uma influência essencial no dimensionamento das pontes estaiadas.

1.3.1.7 Exemplos de pontes estaiadas

1.3.1.7.1 Ponte Helgeland, Noruega (Kovács, Svensson e Jordet, 1991)

A Ponte Helgeland com um vão principal de 425m (Fig. (1.12)), perto da cidade de Sandnessjoen na região montanhosa de Nordland no norte da Noruega foi concluída em 1991.

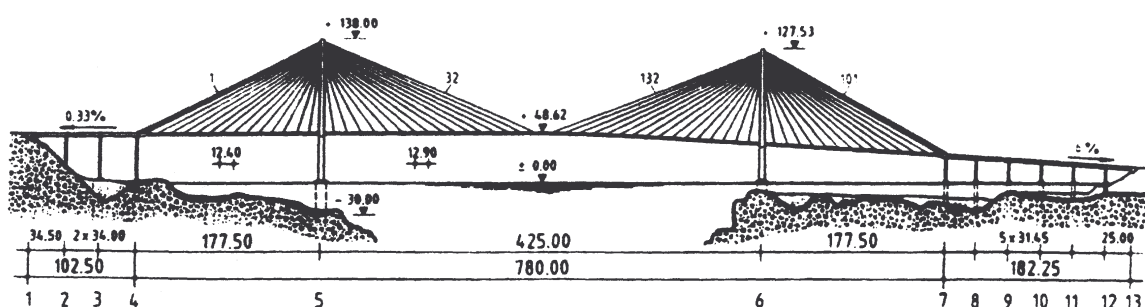


Fig. 1.12 – Ponte Helgeland, Noruega (Leonhardt, 1991).

As características climáticas no local da ponte são muito severas. A velocidade de vento (10 min, média) no nível do tabuleiro, para um projeto de 50 anos, é 50m/s, com intensidades da turbulência de 0,5 para a componente longitudinal e 0,1 para a componente vertical. Estas grandes turbulências são devidas às montanhas vizinhas.

Uma seção transversal típica do tabuleiro é dada na Fig. (1.13). As duas faixas requeridas de tráfego e uma de pedestres resultaram em um tabuleiro de aproximadamente 11,95m de largura. Para condições severas de vento, esta seção transversal aerodinamicamente esbelta com 1,2m de altura, resultou numa esbeltez de 1:354.

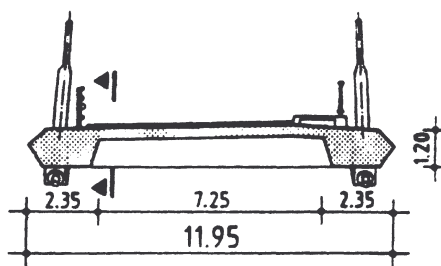


Fig. 1.13 – Seção transversal do tabuleiro da Ponte Helgeland, Noruega (Leonhardt, 1991).

A ponte foi projetada por AAS-Jakobsen, Oslo, e Leonhardt, Andrä e Partner, Stuttgart, para Statens Vegvesen, Nordland.

1.3.1.7.2 O Cruzamento Houston Ship Channel em Baytown, Texas (Svensson e Lovett,1990)

A ponte cruza o Houston Ship Channel 30km a leste de Houston entre as cidades Baytown e LaPorte, Texas. Esta é a primeira ponte estaiada com duas superestruturas, e a área total do seu tabuleiro é por volta de 32800m² fazendo dela uma das maiores pontes estaiadas da época (Fig. (1.14)). Alternando aço e concreto, o projeto foi preparado em 1987.

A ponte estaiada é composta por duas vigas com um vão principal de 381m e uma altura navegável de 53m. Cada um dos dois tabuleiros tem 23,83m de largura.



Fig. 1.14 – Ponte Baytown, Texas.

A ponte foi projetada por Greiner, Inc., Tampa, em associação com Leonhardt, Andrä e Partner, Stuttgart, para o Departamento de Ferrovias e Transportes do Texas.

1.3.1.7.3 Ponte Normandy, França (Virlogeux, 1990)

A Ponte Normandy cruza o Rio Seine perto a embocadura dele com o mar Nórdico, com um vão principal de 856m, o segundo maior vão estaiado do planeta.

Os vãos secundários e os primeiros 52m de vão principal são de concreto protendido, o suporte do vão principal é uma viga caixão de aço com uma placa ortotrópica. A largura é

de 22,2m, que corresponde a uma esbeltez horizontal de 1:38,6. A Fig. (1.15) apresenta uma visão geral da ponte.



Fig. 1.15 – Ponte Normandy, França.

1.3.1.7.4 Ponte Tatara, Japão (Honshu-Shikoku Bridge Authority, 1991)

A Ponte Tatara é parte da rota Onomichi-Imabari do projeto Honshu-Shikoku. Ela liga as ilhas Ikuchi e Omishima com um vão principal de 890m e vãos secundários de 270m e 320m respectivamente. É a ponte estaiada mais longa do mundo com um comprimento total de 1480m.

O tabuleiro da ponte está sobre uma viga caixão de aço aproximadamente em todo comprimento da ponte e a largura dele é de 30,6m. A Fig. (1.16) mostra uma vista geral da ponte.



Fig. 1.16 – Ponte Tatara, Japão.

1.3.1.8 Observações Finais

Muitas pontes estaiadas serão construídas no futuro devido à simplicidade da estrutura do tabuleiro e torres e pela facilidade de construção. Estruturas compostas podem ser vantajosas principalmente para tabuleiros largos, sendo o tabuleiro de concreto (com forma de placa e espesso) o principal componente para absorver as forças normais. Boa durabilidade e custos baixos de manutenção podem ser esperados devido à simplicidade da estrutura, se um controle rígido de qualidade é feito durante a construção.

1.3.2 Pontes suspensas

1.3.2.1 Observações gerais

Há uma longa história de problemas de ventos severos com pontes suspensas. Em 1818, a base do vão da ponte de 79m que cruza o Rio Tweed em Dryburgh Abbey, Escócia, falhou como uma consequência das oscilações do tabuleiro causadas pela ação do vento (Bleich et al, 1951; Farquharson, Smith e Vincent, 1949-54; Wardlaw, 1994). De 1818 até o colapso da Ponte Tacoma Narrows em 1940, há o recorde de onze exemplos que falharam igualmente ou suportaram danos severos. Das evidências disponíveis, é claro que algumas falhas e casos de movimentos severos têm amplitudes torcionais extremas que podem ser atribuídas ao drapejamento ou instabilidade torsional.

A investigação da Ponte Tacoma Narrows por Farquharson et al (1949-54) tem mostrado claramente que a falha foi causada por uma instabilidade torsional severa. A Ponte Golden Gate, com um vão de 1280m, é a maior ponte com uma história de movimento excitado pelo vento (Vincent, 1958). O movimento foi sistematicamente observado e registrado durante o período de 1943-51. Uma resposta torsional particularmente severa ocorreu durante uma tempestade em dezembro de 1951, quando uma amplitude de 1,7m foi alcançada. Subseqüentemente, a rigidez torsional foi melhorada por adição de um sistema lateral inferior que tem prevenido a ocorrência de instabilidade torsional.

De modo mais geral, quanto à ação dinâmica e estabilidade aerodinâmica das pontes suspensas, a princípio elas são mais sensíveis a vibrações do que as pontes estaiadas.

Vibrações fortes foram observadas como mencionado anteriormente, como no caso do colapso de Tacoma. Como as pontes suspensas são menos rígidas do que as pontes estaiadas, aquelas apresentam frequências naturais modais dominantes mais baixas, logo são mais sensíveis ao drapejamento clássico. Conseqüentemente, pontes suspensas requerem seções transversais mais altas.

1.3.2.2 Exemplos de pontes suspensas

1.3.2.2.1 Ponte Tacoma Narrows

A primeira Ponte Tacoma Narrows, 1940, EUA, é famosa devido à falha aerodinâmica ocorrida com ela. Trata-se de uma ponte suspensa de 853m de vão principal. A sua seção transversal é do tipo H. Já a segunda Ponte Tacoma Narrows, 1950, também é uma ponte suspensa com um vão principal de 853m. Várias mudanças de projeto foram incorporadas à segunda versão da Tacoma Narrows por causa da falha ocorrida com a primeira. Uma destas mudanças foi o tipo de seção transversal para treliçada e mais alta que a antiga. Veja na Fig. (1.17) as seções transversais de ambas Pontes Tacoma Narrows.

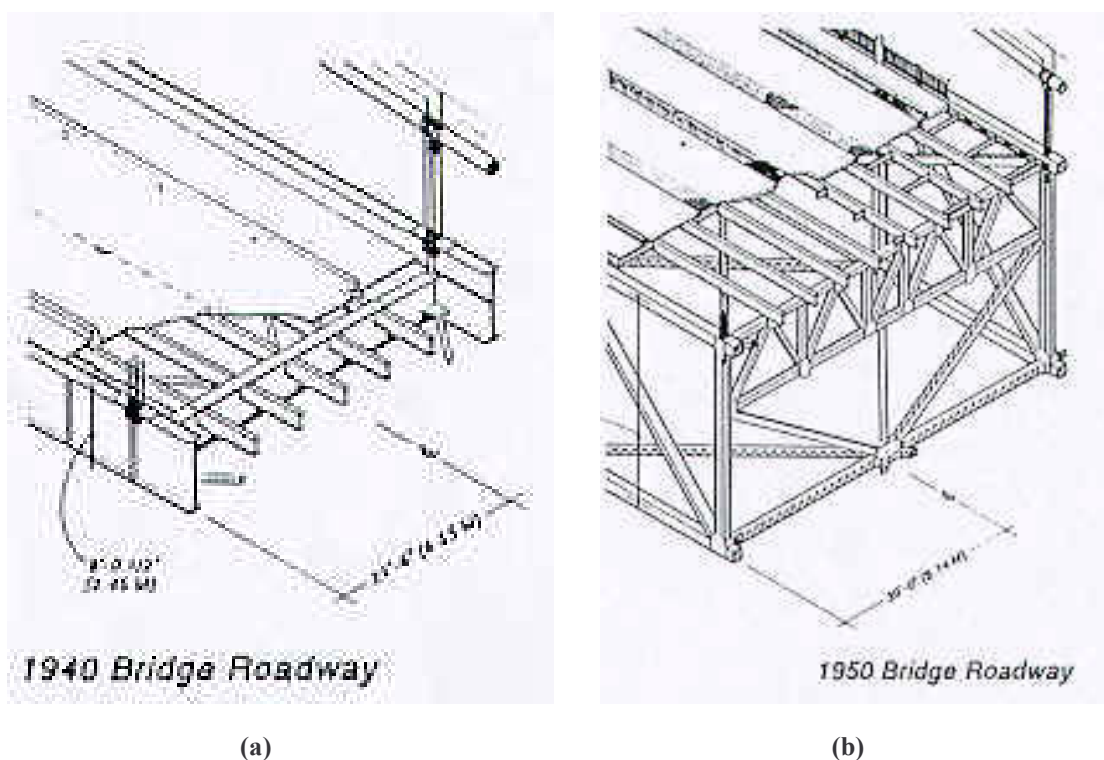


Fig. 1.17 – Seções transversais da Ponte Tacoma Narrows, (a) primeira versão e (b) segunda versão.

1.3.2.2.2 Ponte Great Belt East de vãos suspensos

A Ponte Great Belt East é uma ponte suspensa com um comprimento total de 2794m e um vão principal de 1624m. Tem uma seção transversal caixão único trapezoidal classificado como semi-aerodinâmico com 31m de largura e 4,4m de altura. Na Fig. (1.18) tem-se uma visão geral da ponte.



Fig. 1.18 – Ponte Great Belt East.

1.3.2.2.3 Ponte do Brooklyn

A Ponte do Brooklyn é uma famosa ponte suspensa sobre o Rio East, na cidade de Nova York, aberta ao tráfego em 1883. O comprimento do vão principal é de 486m e dos vãos secundários é de 283m cada. Tem uma largura de 26m com seis pistas de tráfego. Na Fig. (1.19) tem-se uma visão geral da ponte.



Fig. 1.19 – Ponte do Brooklyn.

1.3.2.2.4 Ponte Golden Gate

A Ponte Golden Gate, com um vão principal de 1280m, é a maior ponte com uma história de movimento excitado pelo vento. Os vãos secundários são de 343m cada um, totalizando um comprimento de vãos de 1966m, sendo a largura da ponte 27m. Ela foi construída no período de 1933 a 1937.



Fig. 1.20 – Ponte Golden Gate.

1.3.2.2.5 Ponte Akashi Kaikyo

A Ponte Akashi Kaikyo é considerada a ponte com o maior vão livre do mundo. É uma ponte suspensa com um vão principal de 1991m e vãos secundários de 960m cada. A sua seção transversal é do tipo treliçada com uma largura de 35,5m. Na Fig. (1.21) tem-se uma visão geral da ponte.



Fig. 1.21 – Ponte Akashi Kaikyo.

Pelas condições de vento locais foi determinada uma velocidade de vento de projeto de 46m/s. A estrutura da seção transversal do tabuleiro foi projetada com uma resistência ao vento para uma velocidade de vento de projeto de 60m/s e velocidade de drapejamento crítica de 78m/s. Na Fig. (1.22) é mostrado o escoamento de vento na estrutura da seção transversal.

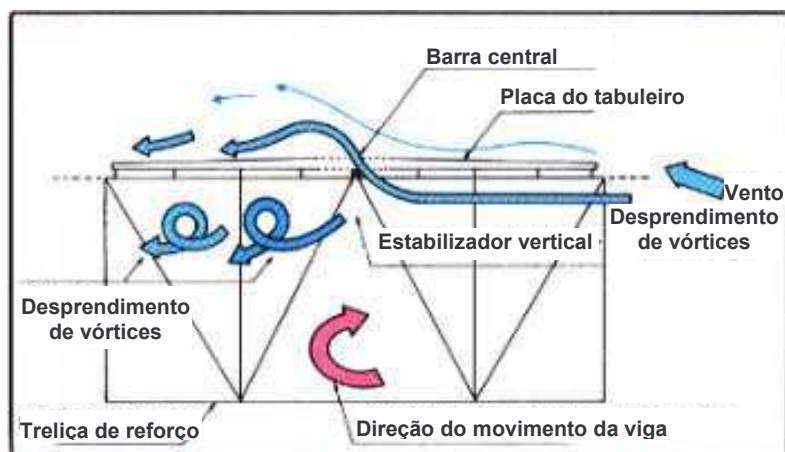


Fig. 1.22 – Escoamento de vento na estrutura da seção transversal.

Esta ponte liga Kobe no continente com Awaji na Ilha Awaji e foi aberta ao tráfego em 1998.

1.3.3 Exemplos de pontes de grandes vãos no Brasil

Como exemplos típicos de pontes de vãos longos no Brasil pode-se citar a Ponte Rio-Niterói, a Ponte Guamá e a Ponte Hercílio Luz.

A Ponte Rio-Niterói tem 26m de largura e 13,3km de extensão, sendo grande parte desta constituída de vãos de concreto protendido. Todavia, os três vãos centrais de 200-300-200m, são formados por duas vigas celulares de aço (Pfeil, 1983). Nestes mesmos vãos centrais, foram observadas oscilações devidas a desprendimento de vórtices (Battista e Pfeil, 2000). Na Fig. (1.23) tem-se uma visão geral da ponte.

A Ponte Guamá é uma ponte estaiada sobre o Rio Guamá, no estado do Pará, região Norte do Brasil. A estrutura proposta tem um comprimento total da superestrutura de 582m, com um vão principal de 320m e dois vãos de 131m. O tabuleiro, cuja largura é de 14,20m, é suspenso 31m sobre o Rio Guamá (mais detalhes na Seção (2.5.4)).



Fig. 1.23 – Ponte Rio-Niterói.

A Ponte Hercílio Luz, em Florianópolis-SC, foi concluída e aberta ao tráfego em 1926. É a segunda maior ponte suspensa da América do Sul, com um comprimento total de 819,5m, 259m de viaduto insular, 339,5m de vão central e 221m de viaduto continental. As duas torres medem 75m, a partir do nível do mar, e o vão central tem altura de 43m. A ponte permaneceu aberta ao tráfego até 1982, quando vários defeitos estruturais foram detectados.

1.4 Objetivos do trabalho

O objetivo deste trabalho é gerar conhecimento específico sobre a influência da forma da seção transversal de pontes, nas características aerodinâmicas estáticas (coeficientes aerodinâmicos), bem como estudar a tendência destas seções a apresentar um tipo de instabilidade estática chamada de divergência torsional. Na primeira etapa, será estudado o mecanismo de distribuição de pressões médias causadas pelo vento, no corpo principal do tabuleiro de algumas configurações de seções transversais de pontes, determinando-se os *coeficientes de arrasto, de sustentação e de torção*. Já na segunda etapa, será estudada a divergência torsional destas configurações de seções transversais de pontes, a partir dos resultados da primeira etapa. Os coeficientes aerodinâmicos serão determinados por meio das pressões médias que serão medidas através de ensaio estático de modelo seccional reduzido variando-se o ângulo de incidência, a turbulência e a velocidade do escoamento para as configurações de seções transversais de pontes propostas. Estes dados servem de base para o projeto aerodinâmico da estrutura, não só para resposta estática, mas também se estendem para resposta dinâmica por meio de métodos analíticos e/ou experimentais adequados. Os resultados obtidos das respectivas configurações de seções transversais de pontes serão analisados e comparados entre si e com os resultados já existentes nas bibliografias, tanto numéricos, quanto experimentais, de configurações de seções transversais de pontes similares.

2 VENTO EM PONTES

2.1 Conceitos gerais

A resposta estática é dada pelas forças de arrasto, sustentação e torção atuantes na seção transversal da ponte. Já a resposta dinâmica, que consiste em martelamento, excitação por despreendimento de vórtices e estabilidade ao drapejamento, pode ser calculada com os coeficientes de arrasto C_a (resposta horizontal devida ao vento), coeficiente de sustentação (RMS) C_s^{RMS} , número de Strouhal St (resposta vertical induzida por vórtices) e derivativos aerodinâmicos $H_{1..4}^*$, $A_{1..4}^*$ (velocidade de vento crítica para o começo do drapejamento), que são obtíveis para uma seção transversal de ponte dada.

2.1.1 Coeficientes de pressão

Os coeficientes de pressão são coeficientes adimensionais oriundos da razão entre pressões efetivas provocadas pelo vento em um ponto sobre a superfície do corpo (Δp) e a pressão dinâmica do vento (q) como segue na Eq. 2.1:

$$c_p = \frac{\Delta p}{q} \quad (2.1)$$

Sendo:

$q = 1/2\rho V^2$ – pressão dinâmica [N/m^2] correspondente à velocidade média de referência medida no nível do topo do tabuleiro (ρ = massa específica do ar [Ns^2/m^4]);

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

Estes coeficientes variam consideravelmente com a forma da seção transversal do tabuleiro e com o ângulo α de incidência, velocidade e regime do escoamento. Eles

geralmente são determinados através de testes em túnel de vento de modelos em escala reduzida, embora em alguns casos recentes estas medidas venham sendo realizadas diretamente nas estruturas em escala real.

2.1.2 Coeficientes aerodinâmicos

Os coeficientes aerodinâmicos são coeficientes adimensionais que dependem da forma da seção transversal e do ângulo α de incidência do escoamento. Eles dependem também das características da turbulência do escoamento e podem ainda variar com o número de Reynolds Re . Os coeficientes aerodinâmicos são definidos por:

a. Coeficiente de arrasto: coeficiente adimensional relacionado à força de arrasto que consiste na componente da força global na direção do escoamento.

$$C_a = \frac{\overline{F_a}}{qB} \quad (2.2)$$

b. Coeficiente de sustentação: coeficiente adimensional relacionado à força de sustentação que consiste na componente vertical da força global do vento.

$$C_s = \frac{\overline{F_s}}{qB} \quad (2.3)$$

c. Coeficiente de torção: coeficiente adimensional relacionado à torção que decorre do fato das forças de arrasto e sustentação apresentarem excentricidades em relação ao eixo de torção da estrutura.

$$C_t = \frac{\overline{M_t}}{qB^2} \quad (2.4)$$

portanto: $\overline{M_t} = C_t q B^2 = \overline{F_{a,s}} e$, e = excentricidade.

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 tursor médio por unidade de comprimento [Nm/m];

B – largura do tabuleiro da ponte [m].

2.1.3 Número de Reynolds Re

É a razão entre as forças de inércia e as forças devidas a viscosidade do ar.

$$Re = VD/\nu \quad (2.5)$$

Onde ν é a viscosidade cinemática do ar e D a dimensão característica.

2.1.4 Número de Strouhal St

Através do número de Strouhal St é possível prever a ocorrência dos efeitos dinâmicos. Ele está associado a cada forma estrutural, e em geral St depende não apenas da geometria da estrutura mas também do número de Reynolds Re .

$$St = fD/V \quad (2.6)$$

Onde f é a frequência de desprendimento de vórtices. Porém quando há desprendimento alternado em dois locais, que é o usual, trata-se da frequência de um par de vórtices.

Os valores de St usualmente variam de 0,1 a 0,3 (Ito e Nakamura, 1982).

2.1.5 Velocidade crítica de desprendimento de vórtices

A velocidade crítica do vento V_{cr} , é um valor característico de uma estrutura e é a velocidade na qual se inicia a instabilidade da mesma, que ocorre se a frequência do fenômeno devido ao vento coincide com umas das frequências naturais da estrutura. A velocidade crítica deve ser satisfatoriamente alta quando comparada com as velocidades de vento esperadas e pode ser obtida pela expressão:

$$V_{cr} = fD/St \quad (2.7)$$

Onde f é a frequência natural da estrutura.

2.1.6 Derivativos aerodinâmicos

Os coeficientes H_i^* e A_i^* têm a vantagem de serem puramente aerodinâmicos. Eles dependem somente da forma geométrica da seção e são independentes das propriedades de massa, rigidez e amortecimento. Na prática de Engenharia de Vento eles são comumente referidos como coeficientes de Scanlan. A obtenção e o emprego destes coeficientes serão detalhados nos próximos capítulos.

2.1.7 Turbulência

A turbulência teve seu estudo matemático iniciado por Theodore von Kármán, que a definiu como “flutuações irregulares da velocidade, governadas por equilíbrio estatístico”. O conhecimento exato de suas propriedades é necessário tanto para o cálculo matemático da

resposta dinâmica das estruturas às rajadas de vento como para simulação correta do vento em túneis de vento. O estudo destas propriedades é feito através da teoria estatística da turbulência, utilizando para descrevê-las (Blessmann, 1995):

- a *distribuição de probabilidade* de cada uma das três componentes das flutuações;
- a *intensidade da turbulência* de cada uma destas componentes. Trata-se de uma medida adimensional da energia cinética contida na respectiva componente das flutuações, dada pela relação entre a parcela flutuante e a parcela média de velocidade;
- as *correlações espaciais* das flutuações em pontos distintos. Elas permitem determinar a macroescala da turbulência;
- o *espectro de potência* (densidade espectral da variância) das flutuações. Indica a distribuição, em frequência, da energia cinética contida nestas flutuações;
- o *espectro cruzado*, que estuda flutuações em dois pontos.

2.1.8 escoamento bidimensional

O escoamento bidimensional distingue-se pela condição de que todas as propriedades e características do escoamento são função de suas coordenadas cartesianas e do tempo (Shames, 1973). Levando-se em consideração a forma das estruturas sobre as quais incide o escoamento, diz-se que o escoamento é bidimensional quando se tem estruturas de comprimento idealmente infinito, ou seja, uma das dimensões é muito maior que as outras (como aerofólios, pontes, ...).

2.2 Respostas das estruturas ao vento

As estruturas, em particular as de pontes, devem ser projetadas tanto para efeitos de vento estático como dinâmico. A variedade de fenômenos induzidos pelo vento possibilita a ocorrência de múltiplos tipos de falhas em uma dada estrutura para diferentes velocidades de vento, sendo que alguns dos efeitos podem ocorrer simultaneamente. Pode-se descrever os efeitos produzidos pelo vento através de uma tabela, onde se pode dividir os problemas ocasionados pelo vento nas estruturas em duas categorias: efeitos estáticos e efeitos dinâmicos.

Tab. 2.1 – Efeitos de vento nas estruturas (Brito, 1995).

Estático	Efeito dos valores médios dos esforços do vento	
	Instabilidade Estática	Divergência torsional
		Flambagem lateral
Dinâmico	Instabilidade Dinâmica	Galope
		Drapejamento
		Excitação por vórtices
	Resposta devido à turbulência (rajadas, martelamento)	

2.2.1 Efeitos estáticos

A rigor, toda ação devida ao vento é dinâmica, pois a velocidade real do vento varia com o tempo, podendo-se dividi-la, por razões práticas em uma componente constante e uma de flutuação. Quando o período médio da separação da componente de flutuação é maior ou igual a 100 vezes o período de vibração da estrutura (Kolousek et al, 1984), pode-se considerar o efeito do vento como sendo estático.

Os efeitos estáticos listados na Tab (2.1) podem ser estimados, com boa precisão, através de cálculos teóricos, desde que os valores médios dos esforços aerodinâmicos de arrasto, sustentação e torção sejam conhecidos.

2.2.1.1 Efeito dos valores médios dos esforços do vento

As cargas de vento estáticas são obtidas de uma hipótese de um vento uniforme, e as forças de arrasto, sustentação e momento tursor podem ser determinadas pelas seguintes equações básicas:

$$\overline{F_{a,s}} = qC_{a,s}B \quad (2.8)$$

$$\overline{M_t} = qC_tB^2 \quad (2.9)$$

Este momento é oriundo das forças de arrasto e sustentação que geralmente são deslocadas do eixo de rotação da seção e causam uma torção sobre o eixo de rotação.

A magnitude destas forças varia com mudanças no ângulo de ataque e com a forma da seção transversal. Devido ao fato de o efeito de forma geralmente poder ser determinado

apenas através de testes em túnel de vento, os efeitos reais não são normalmente objeto para restrição no estágio de projeto. Valores empíricos, baseados em testes anteriores para seções transversais similares, são normalmente usados em projetos e só depois verificados em testes em túnel de vento. Através de testes de modelos em escala apropriada em um túnel de vento, é possível obter forças de arrasto, sustentação e momento torsor em escala.

2.2.1.2 Divergência torsional

A seção transversal de um tabuleiro de ponte pode torcer sob ação do vento como um resultado de forças de arrasto e/ou sustentação excessivas, que aumenta o ângulo de ataque causando um aumento do momento torsor no tabuleiro. Então, uma velocidade limite é alcançada, em que a magnitude do momento induzido pelo vento, junto com a tendência a torcer cria uma condição de instabilidade e a estrutura torce para destruição. É um problema de estabilidade, muito análogo à flambagem de pilar. Da mesma forma que a flambagem de pilar ocorre quando a carga crítica do pilar é alcançada, a divergência torsional ocorre numa velocidade de vento divergente crítica. O fenômeno depende da flexibilidade estrutural e a maneira que os momentos aerodinâmicos evoluem com a torção; ele não depende da resistência estrutural última.

Uma análise simplificada de divergência torsional pode ser deduzida considerando um elemento do tabuleiro da ponte no centro do vão. O momento torsor por unidade de comprimento devido ao vento foi dado pela Eq. (2.9):

$$\overline{M}_t = qC_t B^2$$

O valor de C_t , como função do ângulo de ataque, pode ser aproximado a um gráfico de momento torsor como:

$$C_t = a\alpha + b \quad (2.10)$$

onde a é a inclinação da curva de momento e b é a intersecção de C_t no α igual a zero.

$$a = \frac{dC_t}{d\alpha} \quad b = C_{t_0}$$

substituindo a Eq. (2.10) na (2.9) resulta em:

$$\overline{M}_t = \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{dC_t}{d\alpha} \alpha + C_{t_0} \right) B^2 \quad (2.11)$$

e representa o momento atuando na seção. O momento resistente por unidade de comprimento é relacionado ao ângulo de ataque α por:

$$\overline{M}_r = k\alpha \quad (2.12)$$

onde k é o coeficiente de rigidez estrutural obtido das propriedades de rigidez torsional da estrutura do tabuleiro.

Igualando as Eqs. (2.11) e (2.12) resulta em uma relação linear em α dada por:

$$k\alpha = \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{dC_t}{d\alpha} \alpha + C_{t_0} \right) B^2 \quad (2.13)$$

que pode ser reescrita na forma:

$$\alpha = \frac{\frac{1}{2} \rho V^2 C_{t_0} B^2}{k - \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{dC_t}{d\alpha} \right) B^2} \quad (2.14)$$

Na Eq. (2.14), quando o denominador aproxima-se de zero o valor de α aproxima-se do infinito. A velocidade de divergência torsional pode ser definida como:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{dC_t}{d\alpha} \right) B^2 &= k \\ V &= \left(\frac{2k}{\rho \left(\frac{dC_t}{d\alpha} \right) B^2} \right)^{1/2} \end{aligned} \quad (2.15)$$

A dedução acima considera somente um elemento no centro do vão da estrutura. Para uma estrutura real a solução deve considerar cada elemento ao longo do vão simultaneamente. Scanlan apresentou a solução descrita a seguir.

Quando se aceita uma velocidade de vento uniforme cruzando a seção do tabuleiro e ao longo do vão, o momento torsor aplicado pelo vento para todos os elementos do tabuleiro é dado pela Eq. (2.11). O momento resistente torsional (Eq. (2.12)) para o vão total é dado por:

$$\{M_r\} = [k]\{\alpha\} \quad (2.16)$$

onde $[k]$ é uma matriz de rigidez torsional simétrica e $\{\alpha\}$ é uma matriz coluna de deformação torsional (ângulo de ataque) para N posições ao longo do vão.

Igualando as Eqs. (2.11) e (2.16) e fazendo:

$$\lambda = \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{dC_t}{d\alpha} \right) B^2 \quad (2.17)$$

a seguinte matriz de correspondência é obtida:

$$[k]\{\alpha\} = \lambda\{\alpha\} + \left(\frac{1}{2} \rho V^2 C_{t_0} B^2 \right) \{1\} \quad (2.18)$$

onde $\{1\}$ é uma matriz coluna de um.

A Eq. (2.18) pode ser reescrita como:

$$([k] - \lambda I)\{\alpha\} = \lambda\{\alpha_0\} \quad (2.19)$$

onde $\alpha_0 = \frac{C_{t_0}}{dC_t/d\alpha}$.

Substituindo $\beta = \alpha + \alpha_0$, a Eq. (2.19) pode ser reescrita como:

$$([k] - \lambda I)\beta = [k]\{\alpha_0\} \quad (2.20)$$

Para resolver por β o cálculo de $([k] - \lambda I)^{-1}$ é requerido. Porém, como antes, o valor de β cresce fora do limite quando o determinante $([k] - \lambda I)^{-1}$ aproxima-se de zero. Ajustando este determinante para zero o valor crítico de λ pode ser determinado. Portanto, a menor raiz λ_r , é uma solução para:

$$([k] - \lambda I)^{-1} = 0 \quad (2.21)$$

resulta na determinação da velocidade de vento crítica para divergência torsional:

$$V_{cr} = \left(\frac{2\lambda_r}{\rho \left(\frac{dC_t}{d\alpha} \right) B^2} \right)^{1/2} \quad (2.22)$$

Normalmente, a divergência torsional não é um problema na faixa de velocidades reais porque a estrutura do tabuleiro geralmente tem rigidez torsional adequada como efeito de outras considerações do projeto estrutural. Contudo, se a inclinação da curva $dC_t/d\alpha$ versus α é positiva, uma divergência torsional teórica ainda é possível, principalmente para estruturas suspensas e estaiadas convencionais que são muito esbeltas e têm baixa rigidez

torsional. Uma margem de segurança adequada contra a divergência deve ser sempre resguardada.

2.2.2 Efeitos dinâmicos

É quase impossível determinar os valores dos efeitos dinâmicos, bem como dos efeitos estáticos, através de desenvolvimentos teóricos. Todos os valores que são normalmente utilizados foram obtidos dos resultados de medidas em escala real ou em modelos em túnel de vento. Assim, a análise da resposta dinâmica de uma estrutura depende da precisão dos dados que especificam as cargas dinâmicas.

As origens das forças dinâmicas podem normalmente ser remetidas a um ou vários dos seguintes fenômenos em associação:

- a. Efeitos de Martelamento devido à turbulência, com um espectro muito estreito, com uma frequência dominante;
- b. Forças devidas ao desprendimento de vórtices da estrutura, agindo sobre a estrutura após os pontos de separação;
- c. Forças aeroelásticas induzidas pelo movimento da estrutura sob ação do vento.

2.2.2.1 Galope

Refere-se à vibração da estrutura em um único grau de liberdade, transversal ao escoamento e induzida por este. Em geral, o fenômeno de galope é uma instabilidade típica de estruturas esbeltas, leves e flexíveis, tendo formas especiais de seção transversal, como seções retangulares ou em semicírculo. Estas estruturas podem exibir grandes amplitudes de oscilação na direção transversal ao escoamento em frequências que são muito menores que aquela de desprendimento de vórtices da mesma seção. À medida que a velocidade do escoamento aumenta, cresce também a amplitude de vibração.

As principais características deste tipo de instabilidade são (Blessmann, 1998):

- a. Intensidade violenta;
- b. Aparecimento súbito, a partir de uma velocidade de disparo (“*onset velocity*”), a qual varia de modo aproximadamente linear com o amortecimento da estrutura;

- c. Aumento da amplitude com a velocidade do vento, sem uma velocidade limite;
- d. Movimento oscilatório em modo simples (desacoplado), perpendicular ao vetor de velocidade média do vento.

Embora envolva vibração da estrutura, a experiência mostra que o conhecimento dos coeficientes médios de arrasto e de sustentação é suficiente como base para uma descrição analítica satisfatória do fenômeno de galope, ou seja, o galope é governado essencialmente por forças quasi-estáticas.

2.2.2.2 Drapejamento

O termo “*drapejamento*” vem da prática aeronáutica onde ele é usado para descrever uma instabilidade aeroelástica no acoplamento de torção e flexão vertical de asas de aeronave. Mas também se refere ao movimento de uma bandeira exposta ao vento.

Embora tenha sua origem em um mecanismo aeroelástico similar àquele que dá origem ao galope, o fenômeno de drapejamento clássico (drapejamento acoplado) difere do caso anterior principalmente pelo fato de ser geralmente produzido pela interação entre um modo torção e um de translação, isto é, dois graus de liberdade, enquanto que o galope envolve apenas um grau de liberdade. É provável que o drapejamento, em praticamente todos os casos, envolva aerodinâmica não-linear. Entretanto, é possível em certos casos tratar o problema com sucesso através de aproximações analíticas lineares, através de duas condições que permitem uma análise do fenômeno baseada nas condições padrões de estabilidade de sistemas elásticos. A primeira delas é que usualmente as estruturas de suporte são tratadas como linearmente elásticas e estas ações dominam a forma de resposta, e a segunda é devido à condição inicial, a qual pode ser tratada como de pequenas amplitudes, que separa os regimes estável e instável.

É característica do drapejamento, como oscilação auto-excitada, que o sistema estrutural por meio de suas deflexões e derivadas no tempo altere a energia do escoamento (Simiu e Scanlan, 1978), podendo as oscilações do sistema decaírem ou divergirem de acordo com a energia dissipada pelo sistema através do amortecimento mecânico. A linha divisória teórica entre os casos decrescente e divergente é denominada de *condição crítica de drapejamento*.

Drapejamento é um fenômeno que se refere principalmente a estruturas com seções transversais baixas onde a dimensão transversal é pequena comparada com a dimensão longitudinal. Sua ocorrência pode causar movimentos oscilatórios destrutivos (movimento característico de golfinho) dos tabuleiros das pontes de vão longo.

Existe também a chamada instabilidade torsional, a qual também é conhecida como drapejamento de um grau de liberdade devido à semelhança com o drapejamento clássico, porém ela ocorre em um grau de liberdade (excitação do modo de torção). Trata-se de uma instabilidade oscilatória aeroelástica associada a sistemas sujeitos à separação do escoamento. Este fenômeno pode resultar em níveis de amplitudes destrutíveis e é essencial que a velocidade de vento incipiente para ocorrência delas seja acima dos valores máximos do local da ponte.

2.2.2.3 Excitação por vórtices

Em corpos de forma não-aerodinâmica imersos em um escoamento aparecem desprendimentos alternados de vórtices, a partir de certos números de Reynolds. Conhecidos como *Vórtices de von Kármán*, este desprendimento, que apresenta frequência bem definida, dá origem a forças oblíquas à direção da velocidade média do vento. As componentes laterais destas forças tendem a produzir oscilações laterais na direção em que agem, fenômeno este comum em estruturas de seção prismática.

Sob ação de desprendimento de vórtices em sua esteira um cilindro oscilará periodicamente, mas esta oscilação terá pequenas amplitudes, a menos que a frequência de Strouhal das pressões alternadas aproxime-se da frequência natural da estrutura, quando se originam grandes oscilações e o corpo começa a interagir com o escoamento (“*lock in*” = “*captura*”).

A velocidade crítica para o desprendimento de vórtices para uma estrutura pode ser obtida através da Eq. (2.6): $St = fD/V$, onde f é a frequência natural da estrutura; D é uma dimensão característica da peça e V é a velocidade média do vento.

2.2.2.4 Resposta devido à turbulência (rajadas, martelamento)

O *martelamento* é definido como um carregamento variável de uma estrutura pelas flutuações de velocidade do escoamento incidente (Simiu e Scanlan, 1978). Uma estrutura situada na esteira de um ou mais obstáculos semelhantes pode estar sujeita aos turbilhões gerados por estas estruturas, com uma frequência predominante. A este fenômeno se dá o nome de martelamento de esteira.

Assim, para o martelamento, tem-se uma força excitadora periódica que causará efeitos dinâmicos de maior ou menor intensidade. Estes efeitos podem atingir grandes valores quando uma das frequências naturais da edificação coincidir com a frequência dominante nos turbilhões gerados nos obstáculos de barlavento. Também influenciará na vibração a intensidade de turbulência do vento incidente.

Há diversos procedimentos para a consideração analítica da *resposta às rajadas* do vento. Uma maneira mais completa de determinar a resposta de estruturas sujeitas à turbulência atmosférica é através de uma teoria baseada em métodos estatísticos, na qual uma de suas principais propriedades é usar as funções de aceitação conjunta (*“joint acceptance functions”*). Isto permite incorporar diferentes tipos de resposta através do uso de linhas de influência, a consideração da correlação espacial e o espectro de energia da velocidade do vento (Loredo-Souza e Davenport, 1998).

Para propósitos de projeto, a resposta dinâmica de pico \hat{r} pode ser expressa como:

$$\hat{r} = \bar{r} + g\tilde{r} \quad (2.23)$$

onde \bar{r} é a resposta média; \tilde{r} é o valor quadrático médio (RMS) da resposta flutuante e g é o fator de pico estatístico.

A resposta flutuante pode ser dividida em duas componentes distintas: a resposta de fundo (*“background”*), cuja energia está espalhada sobre uma banda larga no intervalo de baixas frequências e a resposta ressonante, que consiste de uma série de picos de energia altamente concentrados nas frequências naturais da estrutura. O valor quadrático médio (RMS) da resposta flutuante total pode ser calculada como a resposta *“background”* somada à contribuição de cada modo de vibração significante, conforme mostra expressão abaixo:

$$\tilde{r} = \sqrt{\tilde{r}_B^2 + \sum \tilde{r}_{Rj}^2} \quad (2.24)$$

2.3 Métodos para prever a instabilidade em pontes

2.3.1 Derivativos aerodinâmicos

2.3.1.1 Equações de movimento

Os aspectos analíticos da modelagem de oscilações de tabuleiro de ponte têm sido tratados com considerável profundidade por Scanlan (Simiu e Scanlan, 1978; Scanlan e Tomko, 1971; Scanlan, 1988). A Fig (2.1) mostra uma representação dos dois graus de liberdade de um tabuleiro de ponte num escoamento suave de velocidade V . Ele é submetido a uma força aerodinâmica vertical F_V , e um momento aerodinâmico M . Na forma mais simples delas, as equações de movimento são:

$$\begin{aligned} m\ddot{h} + c_h\dot{h} + k_h h &= F_V \\ I\ddot{\theta} + c_\theta\dot{\theta} + k_\theta\theta &= M \end{aligned} \quad (2.25)$$

onde: h =deslocamento vertical;

m =massa por unidade de comprimento;

I =momento de inércia de massa por unidade de comprimento;

c_h, c_θ =coeficientes de amortecimento;

k_h, k_θ =coeficientes de rigidez;

θ =deslocamento angular.

Estas equações podem ser expressas em termos de razões de amortecimento crítico ζ_h, ζ_θ e frequências circulares naturais ω_h e ω_θ como:

$$\begin{aligned} m(\ddot{h} + 2\zeta_h\omega_h\dot{h} + \omega_h^2 h) &= F_V \\ I(\ddot{\theta} + 2\zeta_\theta\omega_\theta\dot{\theta} + \omega_\theta^2 \theta) &= M \end{aligned} \quad (2.26)$$

Por simplificação, ambos, o centro de gravidade da seção e o eixo elástico são localizados no centro geométrico da seção e conseqüentemente não há um acoplamento inercial. O grau de liberdade flexional horizontal tem sido também negligenciado. Este terceiro grau de liberdade torna-se importante na resposta de martelamento do tabuleiro pela turbulência de vento. Na análise dinâmica da ponte tridimensional completa é encontrado que o centro de rotação da ponte pode ser deslocado verticalmente do centro de gravidade e variará ao longo do vão. Este efeito é também negligenciado no modelo simples das Eqs. (2.25).

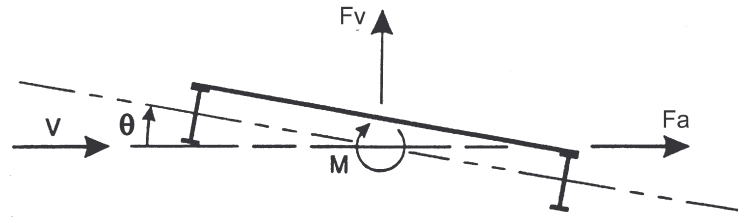


Fig. 2.1 – Representação bidimensional de um tabuleiro de ponte (Wardlaw, 1994).

2.3.1.2 Forças e momentos aerodinâmicos

Por causa do escoamento complexo em volta de formas rombudas, não têm sido possível expressar a força F_V , e o momento M , das Eqs. (2.25) em uma forma analítica sem recorrer a procedimentos experimentais empíricos. Scanlan e Tomko (1971) têm estabelecido que uma concordância satisfatória com evidência experimental é obtida usando as seguintes relações lineares (Wardlaw, 1994):

$$\begin{aligned} F_V &= m(H_1\dot{h} + H_2\dot{\theta} + H_3\theta) \\ M &= I(A_1\dot{h} + A_2\dot{\theta} + A_3\theta) \end{aligned} \quad (2.27)$$

Termos como \ddot{h} , $\ddot{\theta}$ e h têm sido omitidos. Os efeitos de escala podem ser eliminados pela substituição de coeficientes dimensionais H_i e A_i por coeficientes adimensionais H_i^* e A_i^* e fazendo $B\omega/V = K$, onde ω é a frequência circular de oscilação atual. Então, as Eqs. (2.27) tornam-se:

$$F_V = \frac{1}{2}\rho V^2(2B) \left[KH_1^*(K)\frac{\dot{h}}{V} + KH_2^*(K)\frac{B\dot{\theta}}{V} + K^2 H_3^*(K)\theta \right] \quad (2.28)$$

$$M = \frac{1}{2}\rho V^2(2B^2) \left[KA_1^*(K)\frac{\dot{h}}{V} + KA_2^*(K)\frac{B\dot{\theta}}{V} + K^2 A_3^*(K)\theta \right]$$

Isto segue que H_i^* e A_i^* são relacionados com H_i e A_i por:

$$\begin{aligned} H_1^* &= \left(\frac{m}{\rho B^2 \omega} \right) H_1 & A_1^* &= \left(\frac{I}{\rho B^3 \omega} \right) A_1 \\ H_2^* &= \left(\frac{m}{\rho B^3 \omega} \right) H_2 & A_2^* &= \left(\frac{I}{\rho B^4 \omega} \right) A_2 \\ H_3^* &= \left(\frac{m}{\rho B^3 \omega^2} \right) H_3 & A_3^* &= \left(\frac{I}{\rho B^4 \omega^2} \right) A_3 \end{aligned}$$

Os coeficientes H_i^* e A_i^* são referidos como coeficientes de Scanlan.

2.3.1.3 Determinação experimental de A_i^* e H_i^*

Scanlan e Tomko (1971) têm descrito um procedimento experimental para determinar todos os seis coeficientes A_i^* e H_i^* . O procedimento envolve três experimentos com um modelo seccional (Wardlaw, 1994):

- (i) apenas o movimento h (movimento θ restringido);
- (ii) apenas o movimento θ (movimento h restringido);
- (iii) ambos, movimento h e movimento θ liberados.

Nestes experimentos, a razão de decaimento do movimento (oscilação) λ^* , a frequência circular do movimento ω , e para (iii) o ângulo de fase φ entre os dois graus de liberdade são medidos como uma função da velocidade de vento reduzida, $V_r = V/fB$, onde f = frequência do movimento em Hz. As Eqs. (2.25) e (2.27) são resolvidas para A_i e H_i por aceitar que o movimento é da forma:

$$\begin{aligned} h &= h_0 e^{\lambda^* t} \sin \omega t \\ \theta &= \theta_0 e^{\lambda^* t} \sin(\omega t - \varphi) \end{aligned} \quad (2.29)$$

Do experimento (i), H_1 é obtido diretamente. Do (ii), A_2 e A_3 são obtidos diretamente. Conhecendo H_1 , A_2 e A_3 é então possível determinar H_2 , H_3 e A_1 do (iii). As expressões para A_i e H_i pega-se de Scanlan e Tomko, (1971) e são como segue:

$$\begin{aligned} H_1 &= 2(\lambda^* + \zeta_h \omega_h) \\ A_2 &= 2(\lambda^* + \zeta_\theta \omega_\theta) \\ A_3 &= \omega_\theta^2 - \omega^2 - \lambda^{*2} \\ A_1 &= \frac{\theta_0}{h_0} \omega \cos \varphi \left[\frac{\omega^2 + \lambda^{*2} + A_3 - \omega_\theta^2}{\lambda^* \omega + \sin \varphi \cos \varphi (\lambda^{*2} + \omega^2)} \right] \\ H_2 &= \frac{h_0}{\omega \theta_0} \left[\sin \varphi (\lambda^{*2} + \omega_h^2 - \omega^2 - H_1 \lambda^* + 2\zeta_h \omega_h \lambda^*) + \cos \varphi (2\omega \lambda^* - H_1 \omega + 2\zeta_h \omega_h \omega) \right] \\ H_3 &= \frac{h_0}{\theta_0 \cos \varphi} (\lambda^{*2} - \omega^2 + \omega_h^2 + 2\zeta_h \omega_h \lambda^* - H_1 \lambda^*) - \frac{H_2}{\cos \varphi} (\lambda^* \cos \varphi + \omega \sin \varphi) \end{aligned}$$

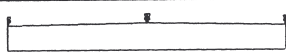


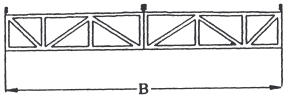
Os valores de A_1 , H_2 , H_3 são obtidos para $h_0 \rightarrow 0$, $\varphi \rightarrow 0$ e $\lambda^* \rightarrow 0$. A_i e H_i podem ser realmente convertidos em A_i^* e H_i^* .

2.3.2 Aproximação equivalente por placa plana

A teoria de Placa Plana (PP) representa uma ferramenta importante no entendimento do fenômeno drapejamento. Do ponto de vista de projeto, a velocidade crítica de drapejamento pode ser expressa pela razão entre a velocidade de vento crítica registrada no túnel de vento de camada limite e a velocidade de vento crítica da PP “equivalente”, que é a PP com a mesma largura B do tabuleiro e as mesmas características dinâmicas. Esta razão pode ser expressa por meio de um coeficiente $\beta^* = U_c/U_{pp}$ onde U_c representa a velocidade de vento crítica registrada, para o dado tabuleiro, durante testes em túnel de vento, enquanto U_{pp} é a velocidade de vento crítica da PP equivalente. A razão β^* depende apenas das características geométricas do tabuleiro da ponte, e ela é então independente dos valores das propriedades dinâmicas dele. Valores de β^* variam normalmente numa faixa de 0,4-0,8 para corpos rombudos ou tabuleiros de extremidade pontuda, numa faixa de 0,8-1,1 para tabuleiros de pontes aerodinâmicas (veja Tab. (2.2)), e pode alcançar valores tão altos como 1,25 para seções com aberturas especiais aerodinâmicas.

É digno de ser notado que, uma vez sabido o valor β^* , torna-se fácil determinar a velocidade de vento crítica para o protótipo. De acordo com as características dinâmicas e geométricas do protótipo, $U_{pp,prot}$ pode ser determinado analiticamente por meio da também equivalente Função Circulatória de Theodorsen ou algumas expressões aproximadas registradas na literatura; $U_{c,prot}$ pode ser então obtida pela multiplicação deste valor pelo valor do parâmetro β^* obtido por meio de testes em túnel de vento.

Tab. 2.2 – Valores de β^* para alguns tipos de tabuleiros de pontes (Miranda e Bartoli).

	Deck profile	$\beta^* = U_c/U_{pp}$	
A		0.43	0.4-0.6
B		0.62	---
C		0.91	0.8-0.9
D		0.77	0.6-0.8

2.3.3 Método dos vórtices discretos (DVM) e o código de computador DVMFLOW

O método dos vórtices discretos é uma ferramenta para as análises aeroelásticas de seções transversais de tabuleiros de ponte 2-D. Em parceria, Walther e Larsen (1997, 183-193) elaboraram aspectos teóricos do método dos vórtices discretos (código de computador

DVMFLOW), desenvolvidos para aplicações aerodinâmicas de pontes. O código numérico DVMFLOW é um modelo matemático para um escoamento em volta dos corpos rombudos que foi desenvolvido dentro da estrutura do método dos vórtices discretos e programado para computador por Walther (1994).

O código numérico DVMFLOW estabelece uma simulação temporal 2-D da equação de ação de vórtices. A entrada de dados para simulações no DVMFLOW é um modelo de seção limite do contorno da seção transversal. A saída de simulações no DVMFLOW compreende progressões temporais de distribuição de pressão na superfície e de forças na seção (arrasto, sustentação e momento torsor). Em adição, mapas de campos de escoamentos (mapas de vetores) e progressões temporais dos vórtices, são obtidos. Os coeficientes aerodinâmicos do vento em estado constante e o número de Strouhal são obtidos das médias no tempo e da análise da frequência de forças simuladas nos modelos de seção estacionária. Derivativos aerodinâmicos são obtidos do pós-processamento de séries simuladas no tempo de movimento harmônico forçado como detalhado por Larsen (Larsen e Walther, 1997).

Resultados típicos de simulações estacionárias contêm mapas de seções aerodinâmicas de coeficiente de arrasto $C_a = \frac{\overline{F}_a}{1/2\rho V^2 B}$ (\overline{F}_a é a força de arrasto por unidade de comprimento, B é a largura da seção), coeficiente de sustentação $C_s = \frac{\overline{F}_s}{1/2\rho V^2 B}$ (\overline{F}_s é a força de sustentação por unidade de comprimento) e coeficiente de torção $C_t = \frac{\overline{M}_t}{1/2\rho V^2 B^2}$ (\overline{M}_t é o momento torsor por unidade de comprimento) computados como função de um tempo adimensional tV/B . O estado constante destes coeficientes é obtido como a média de seus traçados ao longo do tempo adimensional. O número de Strouhal St é obtido do período adimensional TV/B para uma oscilação do coeficiente de sustentação, graduado pela altura da seção H , isto é, $St=(H/B)/(TV/B)$.

2.4 Seções transversais de pontes

As respostas de pontes ao vento são principalmente governadas pelas propriedades aerodinâmicas das seções transversais, pelos parâmetros estruturais tais como massa (m), momento de inércia de massa (I), frequências naturais (f_h, f_θ) e amortecimento (ζ), logo a forma da seção transversal é um importante parâmetro para respostas de vento e estabilidade aeroelástica de pontes suspensas e estaiadas de vão longo. O colapso final da primeira Ponte Tacoma Narrows, Fig. (2.2), foi atribuído à forma da seção transversal desfavorável aerodinamicamente e à leveza da estrutura da ponte (Farquharson, Smith e Vincent, 1949-54; Larsen, 1998).

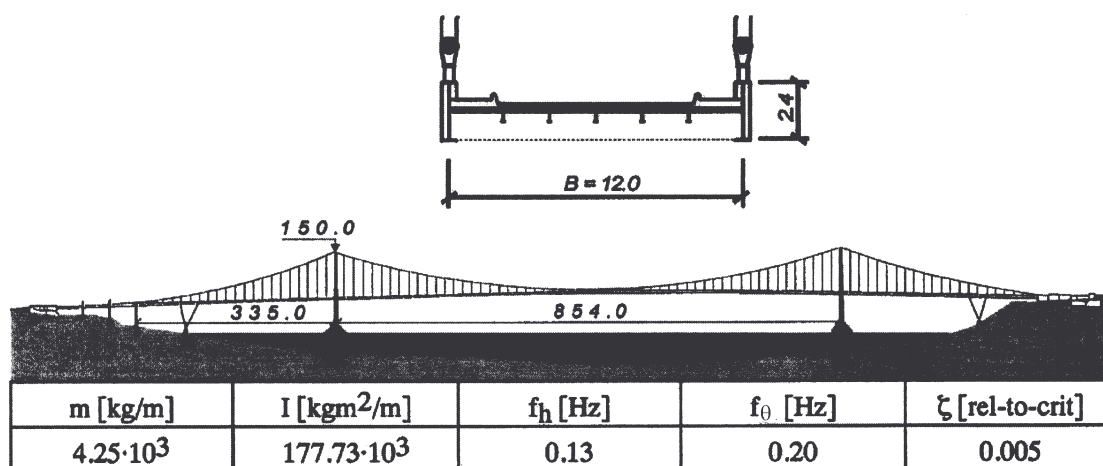


Fig. 2.2 – Primeira Ponte Tacoma Narrows. Seção transversal do tabuleiro, dados de construção e parâmetros estruturais aplicados para o primeiro modo assimétrico de vibração (Farquharson, Smith e Vincent, 1949-54; Larsen, 1998).

Um grande número de investigações tem apontado que seções transversais de forma H similar à primeira Tacoma Narrows são indesejáveis de um ponto de vista aerodinâmico, porém permanecem atrativas tanto de um ponto de vista econômico quanto devido à facilidade de fabricação. Então, otimizações aerodinâmicas podem ser uma boa maneira de torná-las atrativas do ponto de vista aerodinâmico também. Já a seção caixão trapezoidal, devido à sua forma aerodinâmica, exibe um alto grau de estabilidade aerodinâmica, particularmente quando alguma extremidade de forma aerodinâmica está incorporada no projeto.

2.4.1. Tabuleiros treliçados

Tabuleiros treliçados são menos propensos a oscilações induzidas pelo vento do que tabuleiros tipo placa. A instabilidade torsional pode ser um problema, mas uma rigidez torsional adequada pode forçar a velocidade crítica para instabilidade torsional a valores altos e seguros. Seguindo vários incidentes, onde um movimento severo foi observado, como na concluída Ponte Golden Gate, a rigidez torsional foi aumentada pela adição de travas laterais entre os segmentos inferiores das treliças rígidas (Vincent, 1958; Wardlaw, 1994).

Testes de modelo seccional da Ponte Lions' Gate (Irwin e Wardlaw, 1976) demonstraram que o dispositivo aerodinâmico mostrado na Fig. (2.3) usado em combinação com barreiras de tráfego abertas, aumenta substancialmente a velocidade limite para instabilidade torsional. Testes com dispositivos aerodinâmicos parciais no vão, mostraram que quando os dispositivos aerodinâmicos foram instalados cobrindo um total de 12,8% deste vão, a instabilidade foi eliminada, ao menos para a faixa de velocidades de vento testadas.

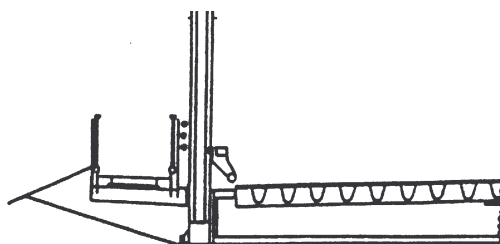


Fig. 2.3 – Dispositivos aerodinâmicos de extremidade para Ponte Lion's Gate (Wardlaw, 1994).

2.4.2 Tabuleiros tipo placa

As seções rombudas de tabuleiros tipo placa estão propensas a oscilações causadas por excitação de vórtices e por instabilidade torsional. Este fenômeno tem sido verificado tanto em estruturas reais quanto em modelos experimentais. Particularmente, foram observadas oscilações severas em quatro pontes suspensas, a Ponte Tacoma Narrows, a Ponte Thousand Island, a Ponte Deer Isle e a Ponte Bronx-Whitestone, e duas pontes estaiadas, a Ponte Longs Creek e a Ponte Kessock. A Ponte Longs Creek foi corrigida por artifícios aerodinâmicos. A Ponte Kessock foi corrigida pela instalação de 200kg de massa de amortecedores de massa sintonizados abaixo da porção central do tabuleiro. As outras pontes foram corrigidas por várias disposições de cabos estaiados (Farquharson, Smith e Vincent, 1949-54) e no caso de Ponte Bronx-Whitestone, a adição de cabos estaiados foram suplementados por amortecedores de atrito nas torres e a instalação de treliças acima das vigas placas.

2.4.3 Tabuleiros de seção caixão

Do ponto de vista de estabilidade aerodinâmica, a experiência com pontes concluídas tem sido muito positiva com tabuleiros de seção caixão. Com a grande rigidez torsional que é possível com o tabuleiro caixão, o risco de instabilidade torsional pode ser eliminado. Seções caixão são muitas vezes projetadas em concreto, e sua grande massa combinada com sua grande rigidez torsional favorece a redução da sensibilidade ao vento. Há três categorias de tabuleiros de seção caixão: o caixão central, o caixão em toda largura e vigas caixão de extremidade.



Fig. 2.4 – Tipos de seção caixão: (a) caixão central, (b) caixão em toda largura e (c) vigas caixão de extremidade.

Um caixão central estreito com grande aba tem minimizado excitação por desprendimento de vórtices, mas com larguras maiores, caixões centrais favorecem a performance aerodinâmica pela introdução de abas inclinadas. Com caixão em toda largura, é normal a introdução de uma forma aerodinâmica adicional nas extremidades para cessar a excitação por desprendimento de vórtices. Configurações de tabuleiro tipo caixão de pequena altura de extremidade portam-se satisfatoriamente, particularmente se alguma forma aerodinâmica é introduzida nas extremidades, mas para caixões de extremidade mais altos o tabuleiro está propenso a excitação por desprendimento de vórtices.

2.4.4 Otimizações para assegurar a estabilidade aerodinâmica

O projeto de uma ponte é considerado satisfatório com relação às excitações provocadas pelo vento, caso as velocidades críticas nas quais as instabilidades aerodinâmicas ocorrem, estiverem bem acima dos valores de projeto, ou se as amplitudes das vibrações forem pequenas de modo a não causar nenhum dano estrutural ou funcional. De outra maneira, alguns artifícios deverão ser introduzidos no projeto com o objetivo de diminuir ou suprimir fenômenos indesejáveis. Estes artifícios podem ser classificados em dispositivos mecânicos ou aerodinâmicos.

Como medida mecânica tem-se, para suprimir ou evitar a ocorrência de galope ou vibrações induzidas por vórtices, o aumento da rigidez da estrutura, que desloca sua frequência natural para cima, havendo a possibilidade da velocidade crítica ficar acima da faixa de velocidades prováveis de ocorrer durante a vida útil da estrutura. O aumento de rigidez deve ser buscado de maneira a não aumentar substancialmente a massa; em geral o aumento de rigidez a torção é muito eficiente para elevar a velocidade crítica de drapejamento de pontes, principalmente das que apresentam tabuleiros com seção transversal não aerodinâmica.

Outra maneira de diminuir as amplitudes das vibrações e aumentar a velocidade crítica de drapejamento é aumentando o amortecimento estrutural, o que não é muito prático. Já a adição de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADS's), que têm uma massa aproximada de um por cento do que a da estrutura, pode ter impacto significativo na resposta.

Outra maneira de garantir a estabilidade de uma estrutura submetida ao vento é tornar a sua forma de seção transversal aerodinâmica. A forma e o tamanho da seção transversal geralmente são determinados de acordo com as necessidades estruturais e funcionais ou com base em experiências passadas (Ito e Nakamura, 1982). O uso de seções transversais muito rombudas em pontes deve ser evitado a menos que o seu vão seja pequeno.

Uma outra medida aerodinâmica para se conseguir um projeto com resistência ao vento é o uso de seções com aberturas, como as seções treliçadas. O uso de seções com aberturas diminui bastante as amplitudes de vibrações induzidas por vórtices em pontes. Também há o uso de aberturas centrais pequenas no tabuleiro, onde as dimensões destas aberturas são governadas e limitadas pela resistência do tabuleiro requerida. Entretanto, para a Ponte do Rio Higuamo foi observada através de testes em túnel de vento a ineficácia desta última medida.

No caso de não ser possível fazer mudanças substanciais na forma básica da seção transversal por razões de projeto, alguns dispositivos aerodinâmicos devem ser incorporados à estrutura. Estes dispositivos foram desenvolvidos principalmente para suprimir a resposta de estruturas excitadas pelo desprendimento de vórtices e aumentar a velocidade de drapejamento crítica. Alguns exemplos de aplicação de dispositivos aerodinâmicos:

- munir de dispositivos aerodinâmicos triangulares laterais na ordem de melhorar a conduta aerodinâmica;
- inclinações diferentes dos dispositivos aerodinâmicos laterais;
- dispositivos aerodinâmicos internos com o intuito de limitar a formação de vórtices, uma das causas principais de instabilidades.

Através de testes em túnel de vento foi observada a alta eficiência dos dispositivos aerodinâmicos internos.

Alguns dispositivos aerodinâmicos usados em seções transversais de pontes estaiadas ou suspensas foram indicados por Ito e Nakamura (1982) e são mostrados na Fig. (2.5).

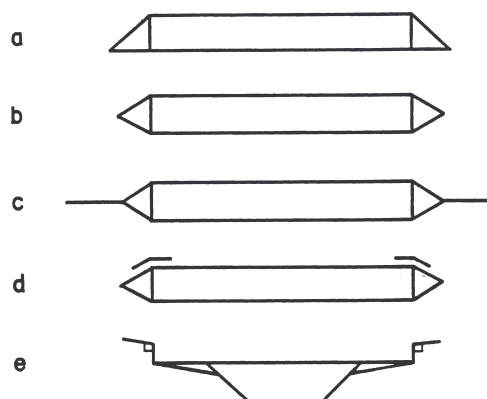


Fig. 2.5 –Estabilizadores para tabuleiros de pontes; (a, b) com bordo suavizador, (c) com bordo suavizador mais placa divisória, (d, e) flape.

2.5 Resultados das análises de seções de pontes encontrados na literatura

A análise de seções de pontes pode ser feita através de métodos analíticos e experimentais. Muitas vezes ela é realizada através de ambos os métodos, pois um complementa o resultado do outro. Na seqüência serão citadas algumas seções de pontes pesquisadas com seus respectivos métodos de análise e resultados devidamente comentados. Estas citações serão divididas em seções, tendo como critério para esta divisão o método de análise utilizado e o tipo de seção transversal analisada.

2.5.1 Ponte Rodoviária Rio Higuamo (Miranda e Bartoli)

A Ponte Rodoviária Rio Higuamo é uma ponte estaiada, com um vão central de 390m e uma largura de seção do vão central do tabuleiro de 25m suportado por duas vigas placas laterais e vigas treliçadas transversais espaçadas de 4,1m (veja Fig. (2.6)). A performance aerodinâmica dela, de qualquer modo, é baixa se comparada com uma seção caixão aerodinâmica, e, de acordo com as análises preliminares, não tem sido suficiente para assegurar a requerida segurança contra a instabilidade aerodinâmica para a velocidade de vento projetada, sem melhorias aerodinâmicas. Testes foram feitos com configurações de tabuleiro de ponte diferentes. O modelo foi projetado de forma a permitir uma modificação simples de todos os artificios que podem ser inseridos no tabuleiro para obter um melhor resultado em termos de estabilidade dinâmica. A geometria de tabuleiro de ponte foi variada pela adição de 4 dispositivos aerodinâmicos diferentes nas extremidades da seção transversal (veja Fig. (2.7)) e pela opção de uma configuração aberta/não-aberta para o tabuleiro (aberturas foram localizadas na metade da largura da seção transversal). Método analítico usado foi o descrito na Seção (2.3.2).

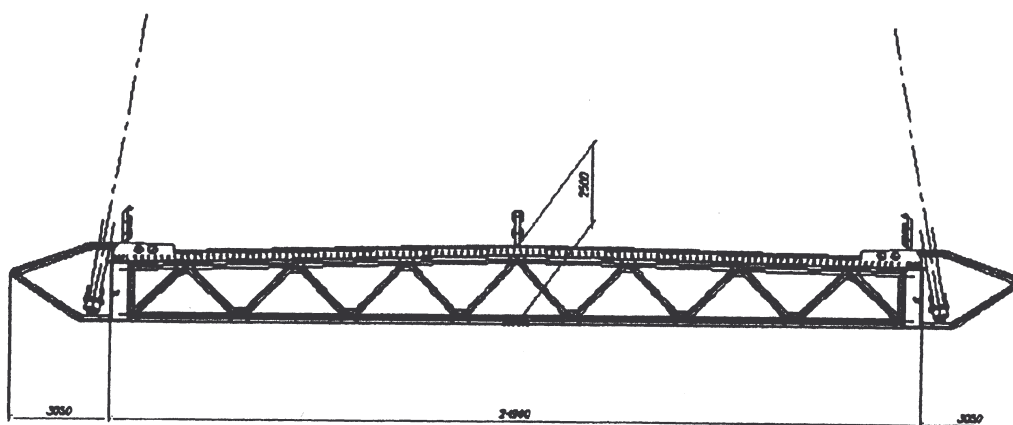


Fig. 2.6 – Seção transversal do tabuleiro Higuamo (Miranda e Bartoli).

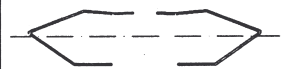



Fairing's shape	Fairing's Id.
	#01
	#02
	#03
	#04

Fig. 2.7 – Configurações diferentes de dispositivos aerodinâmicos testados em túnel de vento (Miranda e Bartoli).

Os resultados dos testes estão registrados na Tab. (2.3), onde configurações diferentes da seção referem-se pelo tipo de dispositivo aerodinâmico (números de 01 - 04) e para não-aberta (N) ou aberta (S).

Tab. 2.3 – Velocidades de vento de drapejamento críticas para configurações de tabuleiros de ponte diferentes.

Configuração	β^*	$U_{c, prot}$ [km/h]	$U_{c, prot}$ [m/s]
N01	0,41	256	71
S01	0,35	220	61
N02	0,32	200	56
S02	0,32	200	56
N03	0,41	256	71
S03	0,38	238	66
N04	0,96	603	168
S04	0,98	617	171

Pode ser apontado que soluções com dispositivo aerodinâmico #4 (igualmente aberto e não-aberto) conduz para valores de β^* quase igual para uma referida seção completamente aerodinâmica (isto é uma seção com a parte inferior completamente fechada) e a mesma forma para os dispositivos aerodinâmicos externos; como algo importante de fato, neste último caso os valores de β^* estão muito perto de 1. Mais além, soluções com dispositivo aerodinâmico #1 ou #3 e sem aberturas são suficientemente satisfatórios, sendo o valor da velocidade crítica de projeto igual a 240km/h (67m/s).

2.5.2 Simulações no DVMFLOW (Seção (2.3.3))

Simulações no DVMFLOW foram efetuadas para quatro seções transversais de ponte nas quais os dados aerodinâmicos foram obtidos de testes em túnel de vento (Larsen e Walther, 1997, 253-265; Larsen, 1998). Isto fornece uma base para comparação entre simulações numéricas e experimentais. As seções de pontes selecionadas para análise incluem:

- Seção placa “forma H” – primeira Ponte Tacoma Narrows, 853m de vão principal, ponte suspensa, USA, 1940;
- Seção caixão único “semi-aerodinâmica” – Ponte Great Belt East de vãos suspensos com um vão principal de 1624m (Larsen, 1993);
- Seção caixão único “rombuda” – Ponte Great Belt East – vãos de acesso, 193m de multi-vãos de acesso para a ponte suspensa principal (DMI Report N° 92194.01, 1993);
- Seção caixão duplo “semi-aerodinâmica” – ponte suspensa de 3550m de vão principal desenvolvida durante um estudo (APP) para uma ligação fixa que cruza o Estreito de Gibraltar (Larsen, Ostenfeld e Astiz, 1995).

As seções transversais estão presentes na Fig. (2.8). Propriedades estruturais utilizadas na análise estão resumidas na Tab. (2.4).

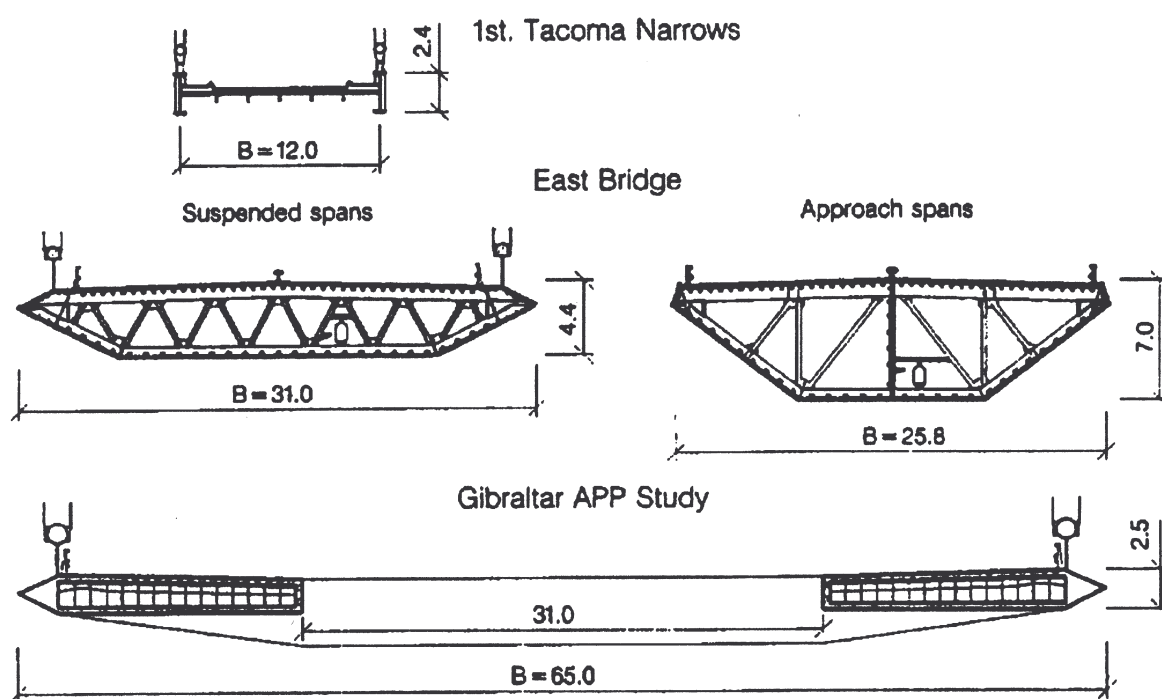


Fig. 2.8 – Seções transversais de ponte selecionadas para a análise no DVMFLOW (Larsen e Walther, 1997, 253-265).

Tab. 2.4 – Propriedades estruturais das seções transversais das pontes.

Propriedade estrutural	1ª Tacoma Narrows	Ponte East de vãos suspensos	Ponte East - vãos de acesso	Estudo do Gibraltar APP
m (kg/m)	$4,25 \times 10^3$	$22,7 \times 10^3$	16×10^3	$39,5 \times 10^3$
I (kgm ² /m)	$177,73 \times 10^3$	$2,47 \times 10^6$	$1,05 \times 10^6$	$26,7 \times 10^6$
f_h (Hz)	0,13	0,099	0,46	0,065
f_θ (Hz)	0,20	0,272	2,76	0,093
ζ (rel. ao crítico)	0,005	0,002	0,005	0,003
B (m)	12	31	25,8	65
r/B	0,54	0,34	0,31	0,4

Os objetivos destas simulações foram a determinação do coeficiente de arrasto C_a e do número de Strouhal St para ângulo de incidência 0° . Todas as simulações foram efetuadas para seções estacionárias e número de Reynolds $Re=10^5$ baseado na largura da seção transversal ($Re=VB/\nu$) e num intervalo de tempo adimensional $0 < tV/B < 25$. Modelos de seção na entrada de dados reproduzem a geometria em grande escala das seções transversais (contorno dos tabuleiros), mas detalhes refinados como parapeitos e divisões intermediárias foram omitidos na análise.

Um resumo de C_a , St e comparação com resultados de testes em túnel de vento para as quatro seções transversais investigadas é dado na Fig. (2.9). É notado que valores de C_a e St simulados e experimentais concordam muito bem para as duas seções rombudas que são as seções transversais da Ponte East - vãos de acesso (DMI Report N° 92194.01, 1993) e da 1ª Tacoma Narrows (Schewe, 1989; Farquharson, Smith e Vincent, 1949-54).





Deck Section Geometry	DVMFLOW		Wind Tunnel	
	C_a	St	C_a	St
East Bridge, Suspension 	0.061	0.168 0.100	0.077	0.158 0.109
East Bridge, Approach 	0.179	0.167	0.190	0.170
1st. Tacoma Narrows 	0.28	0.114	0.24 0.30	0.115
Gibraltar APP Study 	0.060	0.157 0.113	0.059	0.220

Fig. 2.9 – Comparação do coeficiente de arrasto e do número de Strouhal obtidos das simulações numéricas e testes em túnel de vento para as quatro seções transversais de ponte (Larsen e Walther, 1997, 253-265).

No caso da seção transversal da Ponte East de vãos suspensos, o C_a obtido das simulações no DVMFLOW foi 20% menor do que o valor obtido de experimentos em túnel de vento (Larsen, 1993). Uma possível explicação para esta discrepância é que paraquitos e divisões intermediárias foram incluídos no modelo de túnel de vento, mas omitidos no modelo de seção no DVMFLOW.

Uma transformada de Fourier do traçado no tempo de C_s , obtida para a Ponte East de vãos suspensos, manifestou duas frequências de desprendimento de vórtices. O componente principal $St=0,168$ está em boa concordância com $St=0,158$ obtido dos experimentos com um modelo de seção suspenso elasticamente. Abaixo se tem uma tabela para a Ponte East de vãos suspensos, que compara os coeficientes aerodinâmicos do vento C_a , C_s e C_t simulados com valores experimentais obtidos de testes em túnel de vento de um modelo de seção 1:80 como relatado por Larsen (1993).

Tab. 2.5 – Comparação dos coeficientes aerodinâmicos do vento em estado constante obtidos das simulações numéricas e de testes em túnel de vento de um modelo de seção 1:80. Ponte East de vãos suspensos (Larsen, 1998).

<i>Método</i>	C_a	C_s	C_t
DVMFLOW	0,061	0,000	0,027
Experimento	0,081	0,067	0,028

Mapas vetoriais dos campos de escoamentos simulados em volta das seções transversais da Ponte East para os vãos principal e de acesso e do tabuleiro duplo do Gibraltar APP são dados na Fig. (2.10). O aumento da altura da seção excitada e assim do coeficiente de arrasto da seção é claramente identificado no caso das seções da Ponte East. O campo de escoamentos em volta da seção transversal de caixão duplo do Gibraltar mostra o efeito da esteira do elemento a barlavento no elemento a sotavento, que por também ter uma forma mais rombuda, desenvolve uma esteira de vórtices mais irregular.

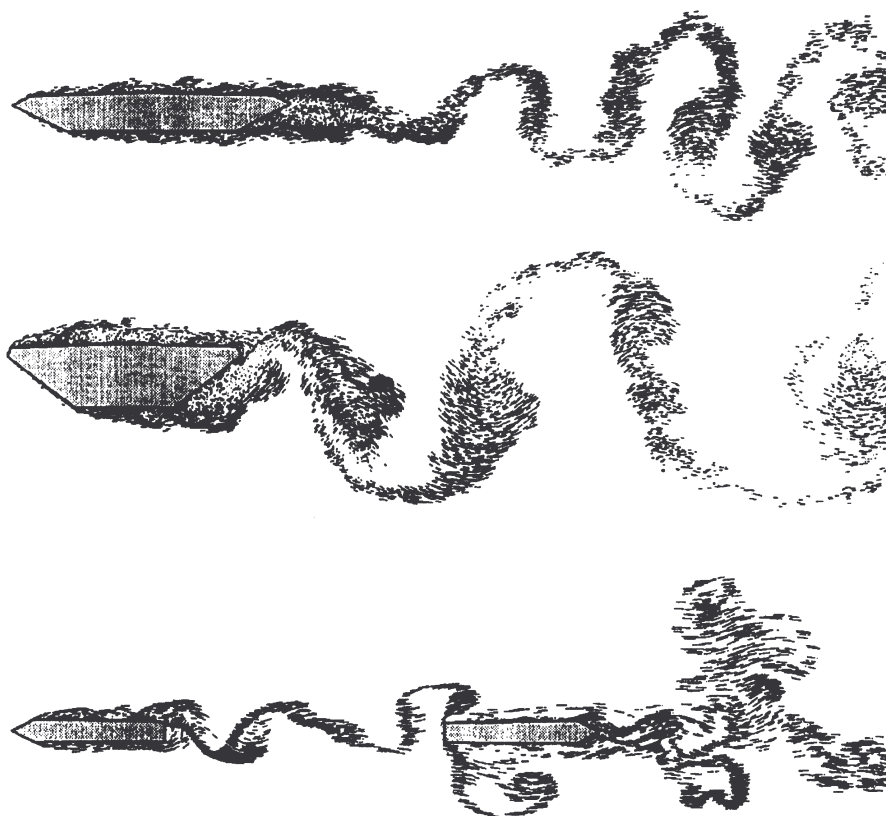


Fig. 2.10 – Campos de escoamento simulados em torno das seções transversais de ponte. Acima: Ponte East de vãos suspensos (caixão único baixo). Centro: Ponte East - vãos de acesso (caixão único alto). Abaixo: seção do tabuleiro duplo do Gibraltar APP (Larsen e Walther, 1997, 253-265).

Uma comparação de velocidades de vento crítica do protótipo V_{cr} obtidas das simulações no DVMFLOW e dos testes de modelos em túnel de vento das seções transversais da Ponte East e do Gibraltar APP é dada na Fig. (2.11). Concordância satisfatória é notada indicando uma divergência máxima entre simulações numéricas e testes em túnel de vento de aproximadamente 7%.



Deck Section Geometry	DVMFLOW V_{cr} [m/s]	Wind Tunnel V_{cr} [m/s]
East Bridge, Suspension 	74	73
Gibraltar APP Study 	62	66

Fig. 2.11 – Comparação das velocidades de vento críticas obtidas das simulações no DVMFLOW e dos testes de modelo de seção em túnel de vento das seções transversais da Ponte East suspensa e do Gibraltar APP (Larsen e Walther, 1997, 253-265).

Simulações no DVMFLOW também foram efetuadas para cinco seções transversais de tabuleiro de ponte genéricas (Larsen, 1998). Estas seções transversais são quatro modificações simples da seção transversal de forma H. As cinco seções transversais investigadas estão mostradas na Fig. (2.12).

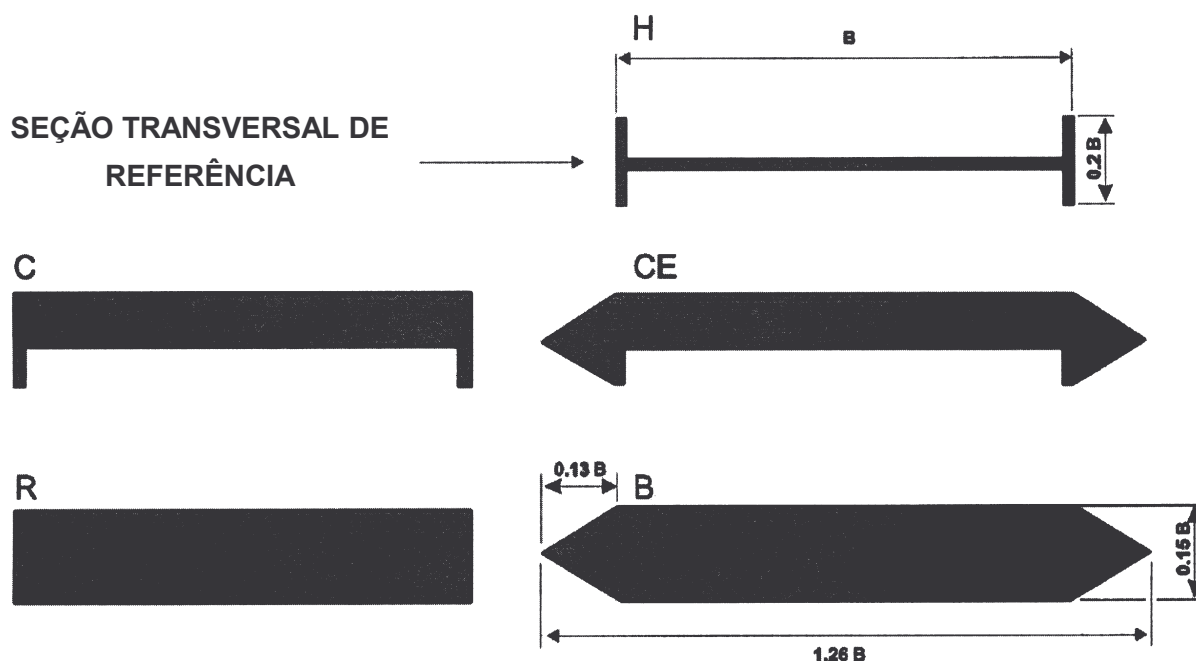


Fig. 2.12 – Formas de seção transversal consideradas neste item (Larsen, 1998).

A seção transversal H é uma versão simplificada do tabuleiro da primeira Tacoma Narrows negligenciando as vigas transversais e guias, mas reproduzindo as vigas de extremidade longitudinal e laje do tabuleiro. Seção C (tipo calha) é obtida da simples seção H por adição de uma placa na parte superior. Seção R (tipo retangular) é obtida por adição de uma placa na parte inferior da seção C. A seção CE (calha/extremidade) é obtida da seção C por adição de dispositivos aerodinâmicos de extremidade triangular. Finalmente na seção B (tipo caixão) é obtida por adição de dispositivos aerodinâmicos de extremidade triangular na seção R ou fechamento da superfície inferior da seção CE. Todas as dimensões na Fig. (2.12) estão referidas a largura B da seção H original. A discretização permitiu escoamento no número de Reynolds $Re=10^5$ ($Re=VB/\nu$) para ser simulado.

Coeficiente de arrasto C_a , coeficiente de sustentação (RMS) C_s^{RMS} , e número de Strouhal St , são obtidos destas simulações. Foi admitido um ângulo de ataque de 0° para o escoamento do vento. Cada simulação foi progredindo por 30 unidades de tempo adimensional $T=tV/B$, onde t é o tempo, V é a velocidade do escoamento e B é a largura. A Fig. (2.13) mostra um exemplo dos traçados no tempo simulados de C_a e C_s obtidos para seção transversal H.

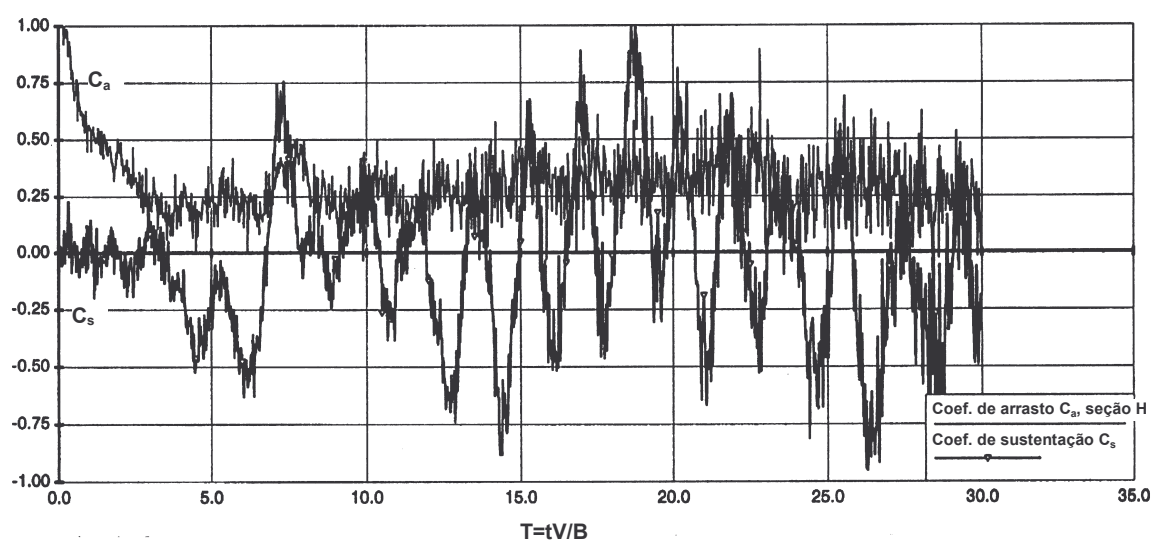


Fig. 2.13 – Traçados no tempo simulados de coeficiente de arrasto C_a e coeficiente de sustentação C_s para seção transversal H (Larsen, 1998).

Os traçados de C_a exibem inicialmente valores muito altos associados com o começo instantâneo da simulação do escoamento. Depois, um decaimento exponencial do traçado de C_a determina aproximadamente um valor médio de $C_a=0,28$ depois de aproximadamente 5 unidades de tempo adimensional. O traçado de C_s desenvolve muitas oscilações distintas com períodos $T \approx 1,7$ associado com a formação cadenciada de vórtices em excitação - a bem conhecida esteira de vórtices de von Kármán, Fig. (2.14). A configuração de esteira obtida da simulação do escoamento em volta da seção transversal B é mostrada na Fig. (2.15), considerando que traçados simulados no tempo de C_a e C_s são mostrados na Fig. (2.16). Um resumo de dados aerodinâmicos para todas as seções é dado na Tab. (2.6).



Fig. 2.14 – Formação da esteira de vórtices de von Kármán na excitação da seção transversal H (Larsen, 1998).



Fig. 2.15 – Formação da esteira de vórtices de von Kármán na excitação da seção transversal B (Larsen, 1998).

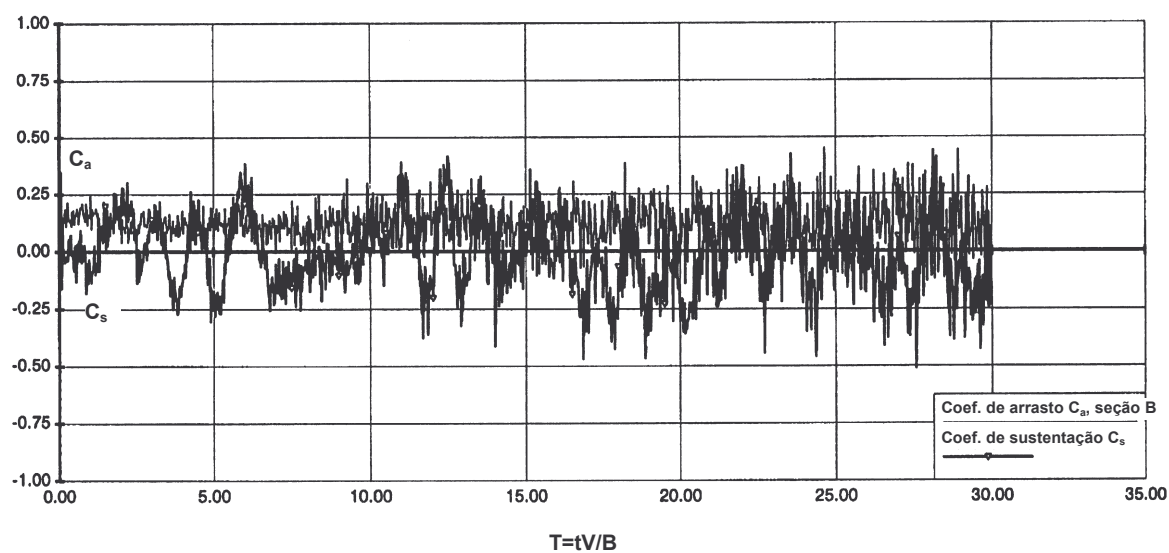
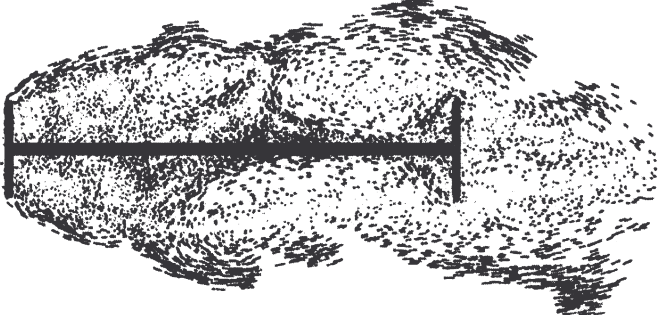
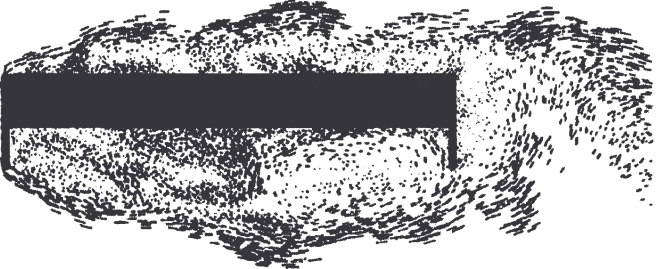





Fig. 2.16 – Traçados no tempo simulados de coeficiente de arrasto C_a e coeficiente de sustentação C_s para seção transversal B (Larsen, 1998).

Tab. 2.6 – Campos de escoamento na vizinhança das seções transversais e valores calculados de C_a , C_s^{RMS} e St (Larsen, 1998).

Escoamento em torno das seções transversais	C_a	C_s^{RMS}	St
 H	0.28	0.37	0.11
 C	0.23	0.33	0.11
 R	0.23	0.24	0.09
 CE	0.16	0.34	0.09
 B	0.11	0.17	0.13

Da Tab. (2.6) é notado que a seção caixão fechado B desenvolve uma performance aerodinâmica melhor do que as seções transversais restantes, isto é, C_a e C_s^{RMS} mais baixo. A seção transversal H original demonstra ter a pior performance aerodinâmica.

Pela comparação das Figs. (2.13) e (2.16) nota-se que o carregamento de arrasto e a sustentação oscilante tem decréscimo considerável da seção H para seção B devido a modificações geométricas introduzidas.

Foram obtidas também as velocidades de vento críticas V_{cr} para o começo do drapejamento que são calculadas especificamente em m/s usando os dados estruturais da Fig. (2.2). As velocidades de vento críticas V_{cr} para o começo do drapejamento são mostradas na Tab. (2.7).

Tab. 2.7 – Velocidades de vento de drapejamento críticas de pontes devido a formas de seção transversal diferentes.

Designação da seção transversal	Velocidade de vento crítica V_{cr} [m/s]
H	11,5
C	-
R	-
CE	-
B	20,5

2.5.3 Ponte Great Belt East por Guy L. Larose (1992)

A Ponte Great Belt East foi utilizada como modelo por Guy L. Larose em sua dissertação. Em parte, os resultados foram obtidos através de testes em túnel de vento utilizando dois tipos de modelagem (modelo seccional e modelo de segmentos tensionados) e para aquisição dos mesmos utilizou-se transdutores de pressão e balança de força. Nos ensaios foram variados parâmetros como ângulo de incidência, velocidade e regime do escoamento.

2.5.3.1 Coeficientes aerodinâmicos estáticos

Os coeficientes aerodinâmicos estáticos obtidos dos testes do modelo de segmentos tensionados (1:300) para o ângulo de incidência de 0° estão resumidos na Tab. (2.8) e

detalhados em gráficos de coeficientes versus ângulo de incidência (Fig. (2.17)). Estes resultados foram obtidos com balança de força e comparados com os obtidos de testes de modelo seccional (1:80) (Damsgaard e Hjørth-Hansen, 1979). Na Fig. (2.8) foi mostrada a seção transversal do tabuleiro da Ponte Great Belt. A largura de tabuleiro de ponte utilizada para a determinação dos coeficientes foi $B=31\text{m}$.

Tab. 2.8 – Coeficientes aerodinâmicos estáticos.

	Modelo de segmentos tensionados (1:300)		Modelo Seccional (1:80)
	<i>Suave</i>	<i>Turbulento</i>	<i>Turbulento</i>
$C_x (\alpha=0^\circ)$	0,101	0,084	0,081
$C_z (\alpha=0^\circ)$	-0,082	-0,050	0,067
$dC_s/d\alpha$	5,34	4,41	4,37
$C_l (\alpha=0^\circ)$	0,017	0,013	0,028
$dC_l/d\alpha$	1,05	0,931	1,17

2.5.3.2 Distribuição de pressão

Guy L. Larose também fez um estudo sobre distribuições de pressão em torno da seção transversal do tabuleiro da Ponte Great Belt East (usada como modelo) para diferentes condições de testes. As distribuições de pressão foram usadas como uma média para obtenção das forças aerodinâmicas atuando no tabuleiro; elas também contêm um grande número de informações que podem ajudar no entendimento dos mecanismos aerodinâmicos envolvidos. A representação da distribuição dos coeficientes de pressão média é mostrada nas Fig. (2.18) a (2.23). Regiões de altas sucções próximas à extremidade pontuda alternando com regiões de sobrepressão na superfície do tabuleiro podem ser observadas em alguns casos e define o bulbo de separação. O recolamento médio (se algum) ocorre próximo do final da região de retomada de sobrepressão. O efeito de turbulência é também ilustrado por estas figuras.

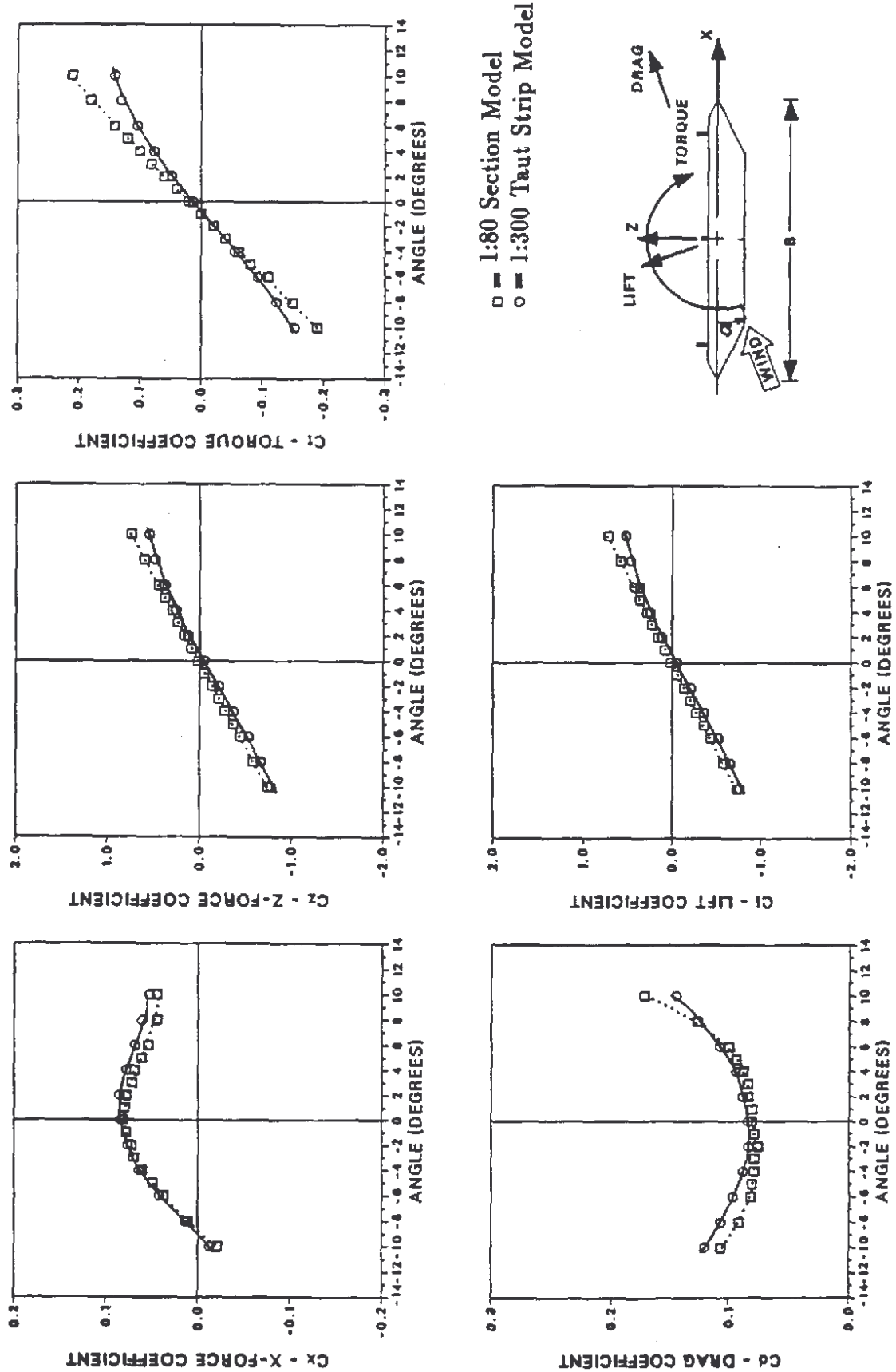


Fig. 2.17 – Coeficientes aerodinâmicos estáticos – escoamento turbulento (Larose, 1992).

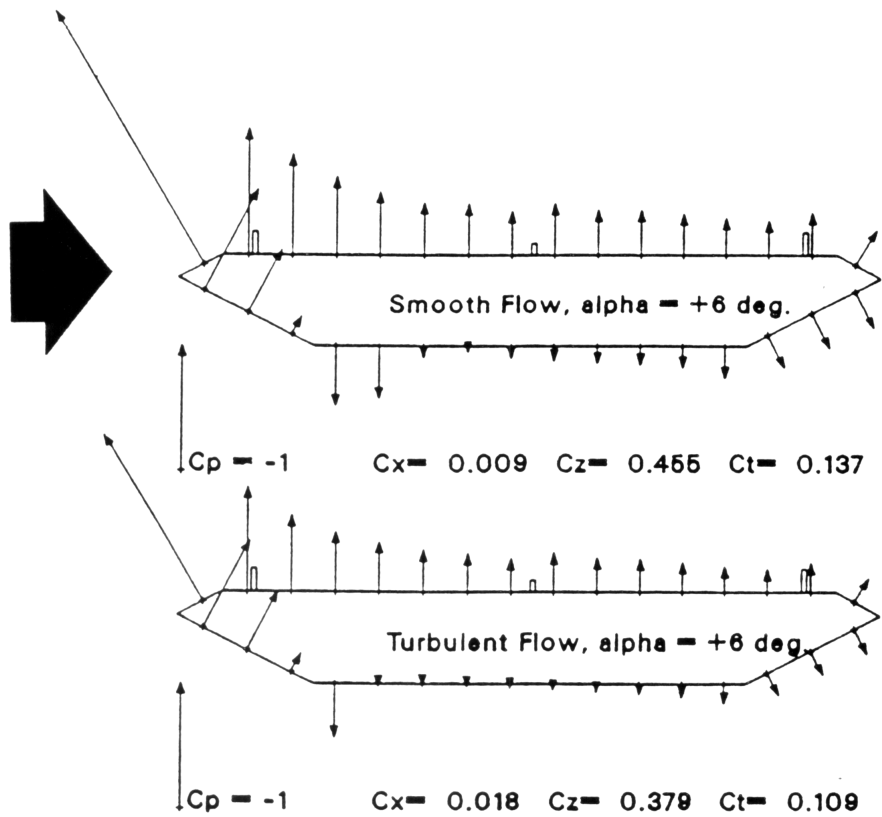


Fig. 2.18 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: $+6^\circ$ (Larose, 1992).

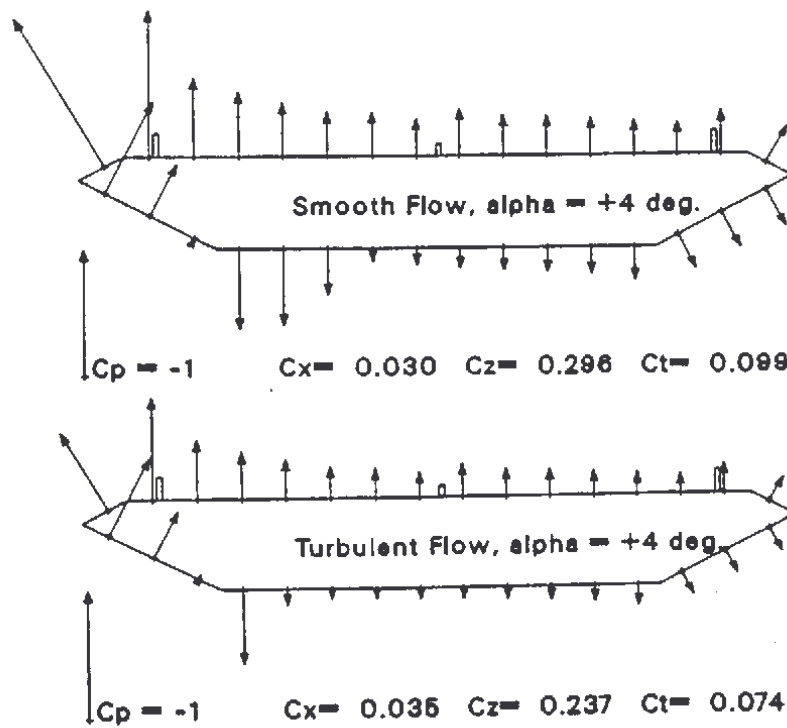


Fig. 2.19 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: $+4^\circ$ (Larose, 1992).

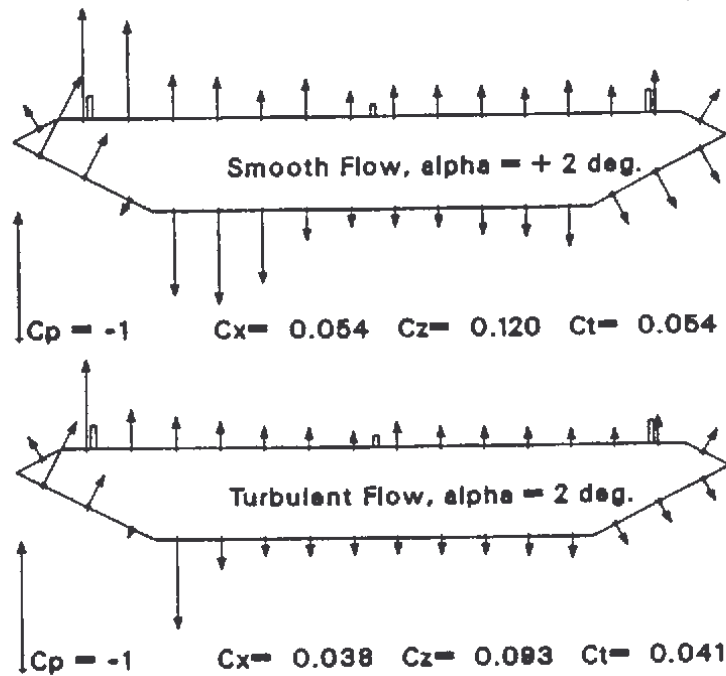


Fig. 2.20 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: $+2^\circ$ (Larose, 1992).

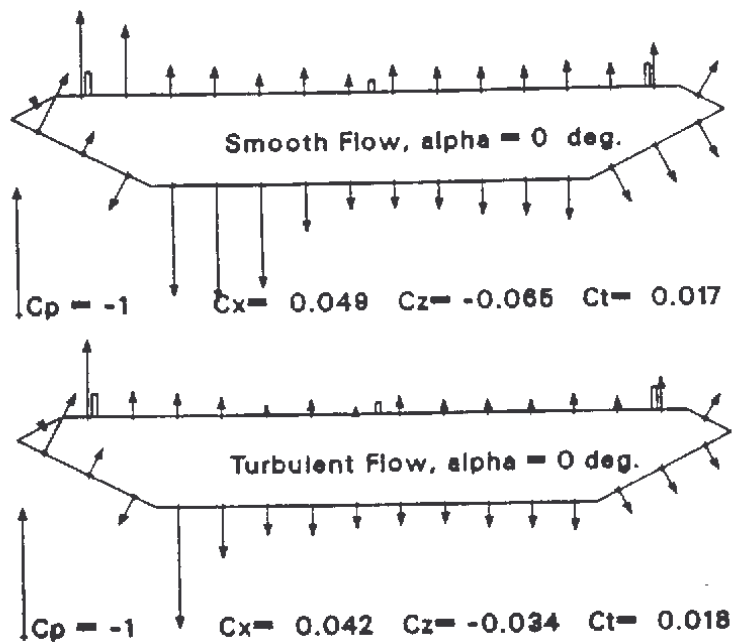


Fig. 2.21 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: 0° (Larose, 1992).

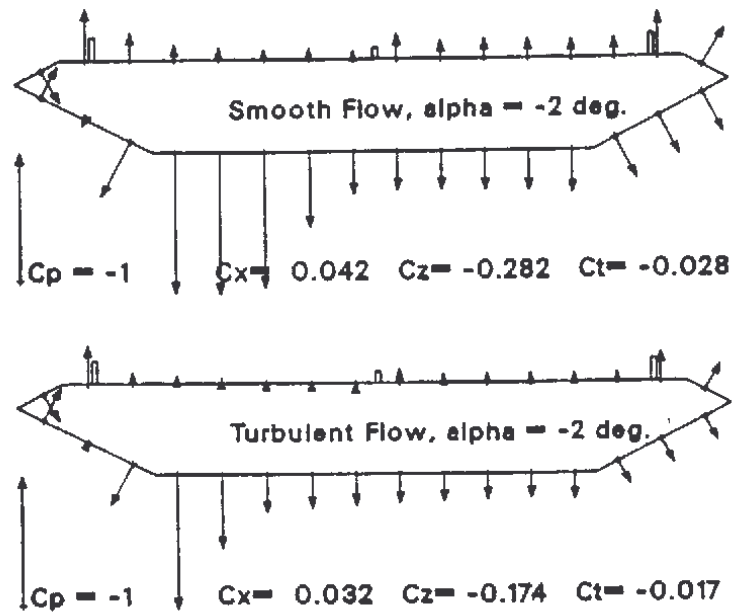


Fig. 2.22 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: -2° (Larose, 1992).

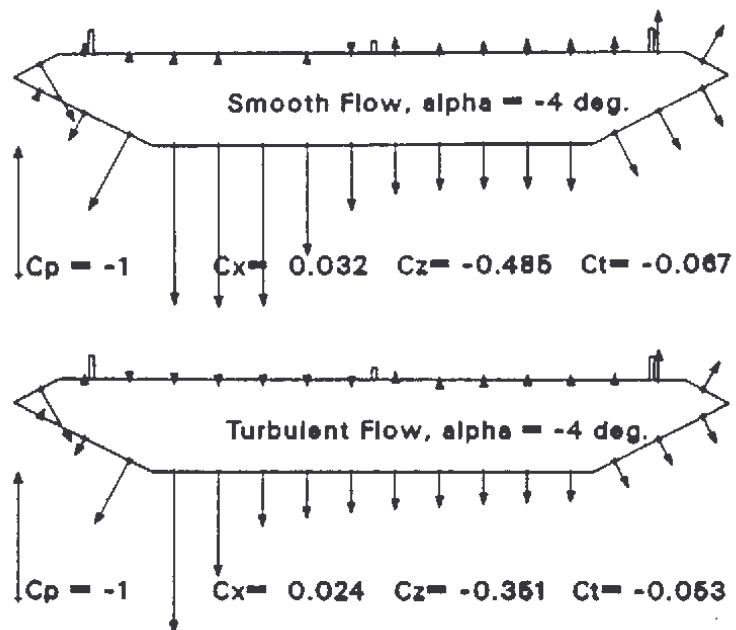


Fig. 2.23 – Distribuição de pressão para o ângulo de ataque: -4° (Larose, 1992).

Os coeficientes aerodinâmicos para o tabuleiro da ponte também foram determinados através dos coeficientes de pressão. Isto é feita pela integração de pressões médias na superfície em torno do tabuleiro. Eles foram comparados com os resultados obtidos dos testes com balança de força.

Na Fig. (2.24), comparam-se os coeficientes aerodinâmicos C_z e C_t obtidos dos testes com balança de força e modelo de pressões para um regime turbulento e Reynolds similar. A concordância é excelente e assegura a qualidade desta técnica de medições de pressão. Uma estimativa do coeficiente de arrasto C_a também foi experimentada para investigar se a densidade de tomadas foi suficiente para se obter medidas satisfatórias dos coeficientes relacionados ao arrasto. As curvas estáticas de C_x na Fig. (2.24) mostram um traçado similar, de qualquer modo, apresenta valores subestimados de 20 a 30%. Isto foi atribuído a distribuição esparsa das tomadas de pressão na extremidade a barlavento de maiores detalhes no modelo.

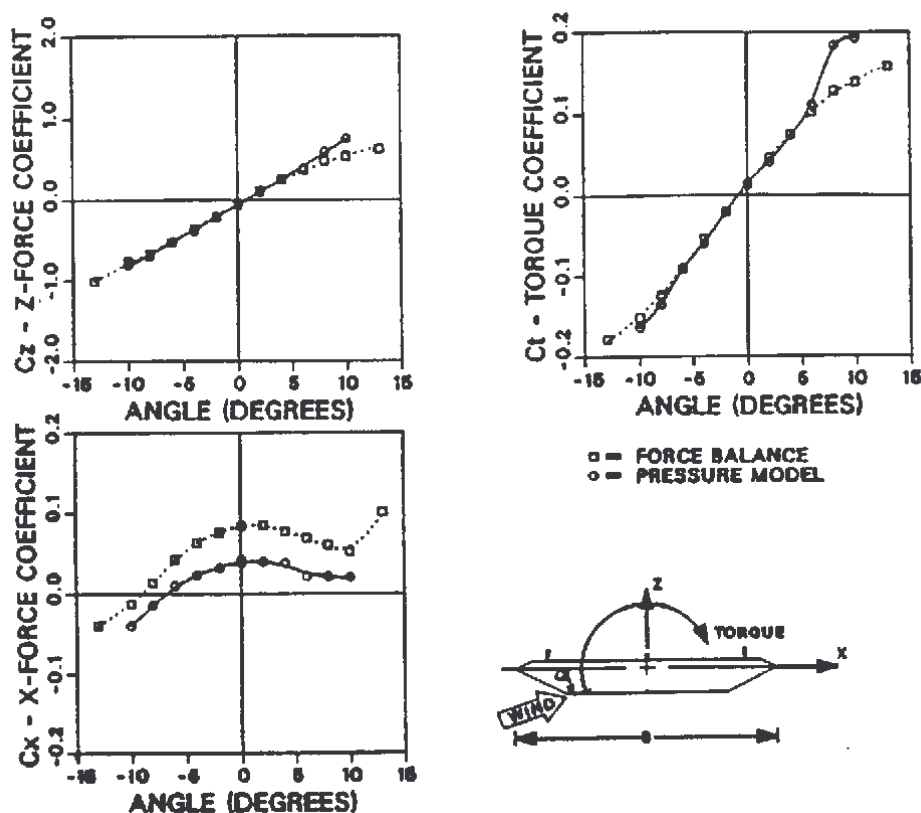


Fig. 2.24 – Coeficientes aerodinâmicos obtidos da integração de pressões e balança de força (Larose, 1992).

2.5.4 Ponte estaiada sobre o Rio Guamá (Rocha, Loredou-Souza e Paluch, 2001)

O estudo da ação do vento da ponte estaiada sobre o Rio Guamá, no estado do Pará, Brasil, foi realizado utilizando-se as instalações do Laboratório de Aerodinâmica das Construções do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O estudo do modelo seccional foi realizado na seção de altas velocidades do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann. A estrutura proposta tem um comprimento total da superestrutura de 582m, com um vão principal de 320m e dois vãos de 131m. O tabuleiro, cuja largura é de 14,20m, é suspenso 31m sobre o Rio Guamá.

Modelos reduzidos de duas configurações de secções transversais do tabuleiro da ponte foram projetados e construídos em uma escala geométrica 1:50. Os modelos foram testados tanto em escoamento suave como em escoamento turbulento para a medição dos coeficientes aerodinâmicos.

Para a medição das forças de arrasto, sustentação e torção atuantes na seção foi utilizada uma balança de forças estática, na qual o modelo foi fixado. Os testes foram realizados ajustando-se a inclinação do modelo relativamente ao escoamento médio do vento. Os coeficientes aerodinâmicos foram medidos para ângulos de incidência do vento variando entre -8° e $+8^\circ$, com intervalos de 1° . A largura B do tabuleiro para determinação dos coeficientes aerodinâmicos é de 14,20m. O centro de medição das forças coincide com o centro de gravidade do tabuleiro.

Os coeficientes aerodinâmicos estáticos, correspondentes aos modelos testados para o ângulo de incidência de 0° , estão resumidos na Tab. (2.9) e detalhados em gráficos de coeficientes versus ângulo de incidência (Figs. (2.25) a (2.34)). Foram observadas diferenças entre os resultados obtidos para escoamento suave e turbulento em todos os coeficientes aerodinâmicos. Isto deve-se a um recolamento do escoamento alterado em função da intensidade e da escala da turbulência. Os resultados obtidos com escoamento turbulento foram os recomendados para projeto.

Tab. 2.9 – Coeficientes aerodinâmicos estáticos.

	Configuração I		Configuração II	
	<i>Suave</i>	<i>Turbulento</i>	<i>Suave</i>	<i>Turbulento</i>
$C_x (\alpha=0^\circ)$	0,239	0,231	0,175	0,155
$C_z (\alpha=0^\circ)$	-0,299	-0,134	-0,176	-0,006
$C_t (\alpha=0^\circ)$	-0,061	-0,079	-0,023	-0,038

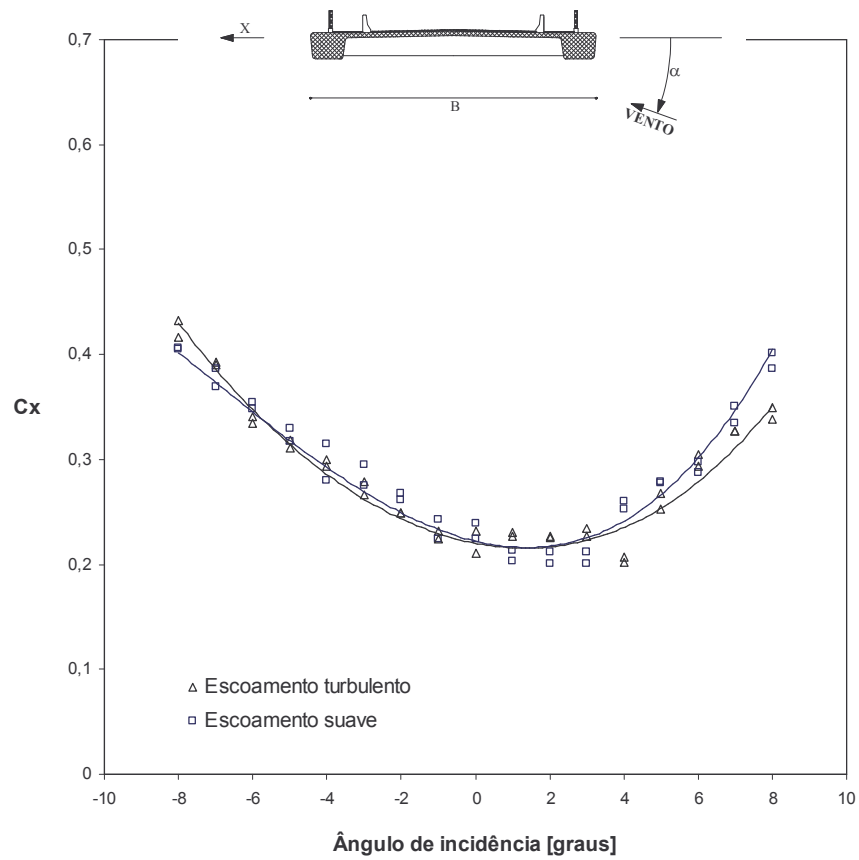


Fig. 2.25 – Configuração I - Coeficiente de força na direção x - C_x .

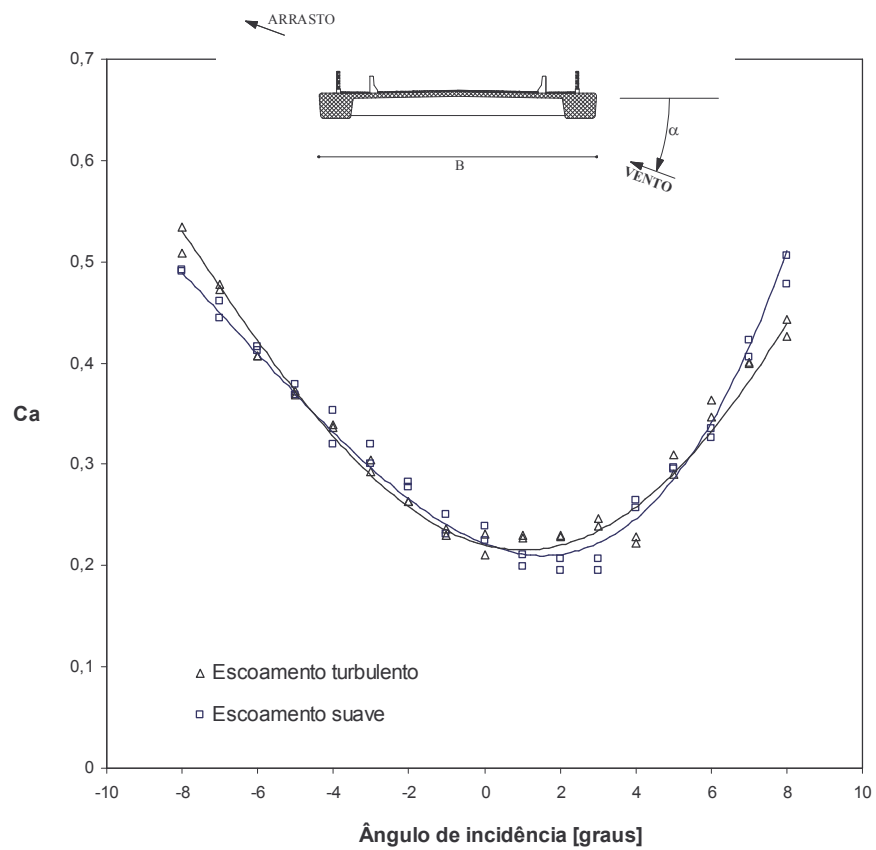


Fig. 2.26 – Configuração I - Coeficiente de arrasto - C_a .

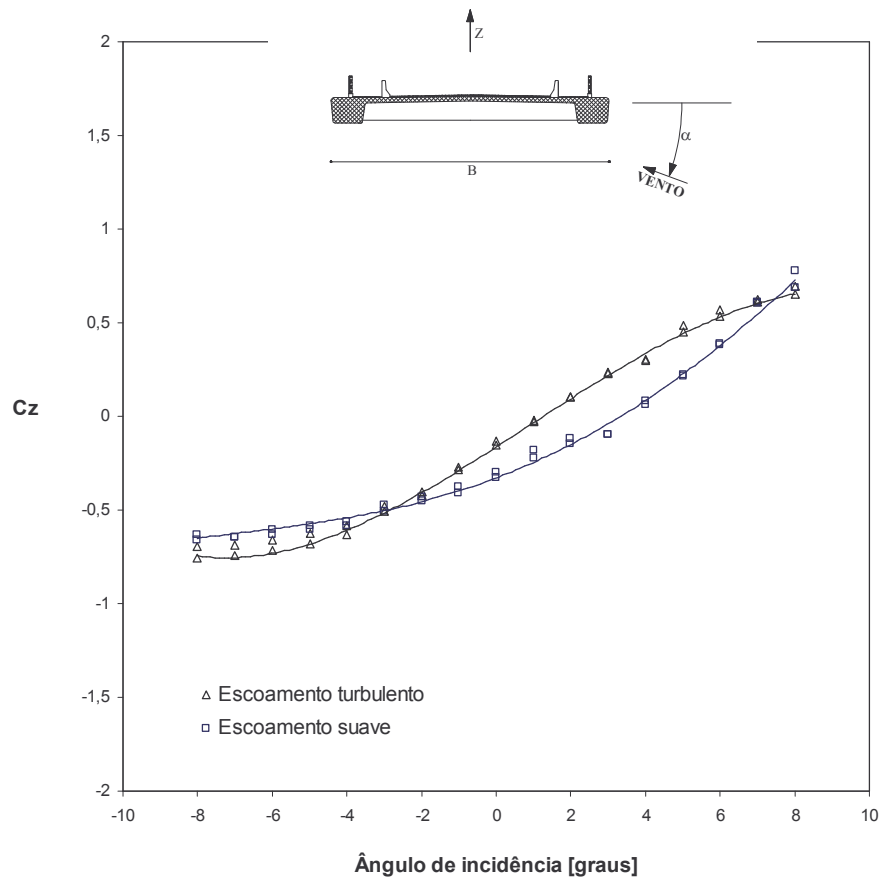


Fig. 2.27 - Configuração I - Coeficiente de força na direção z - C_z .

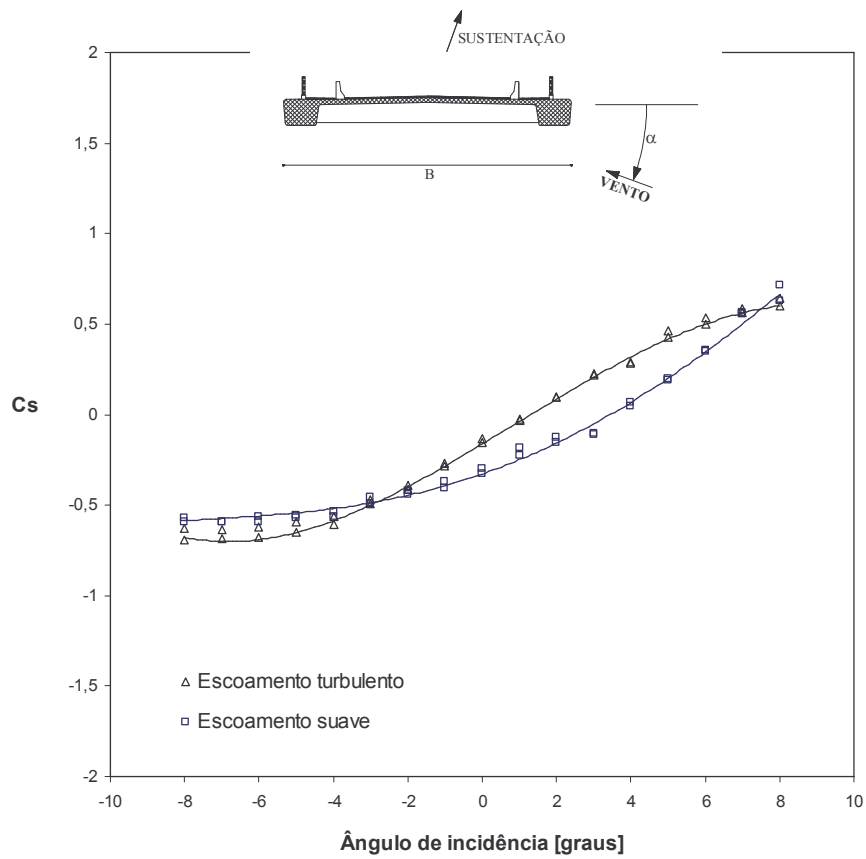


Fig. 2.28 - Configuração I - Coeficiente de sustentação - C_s .

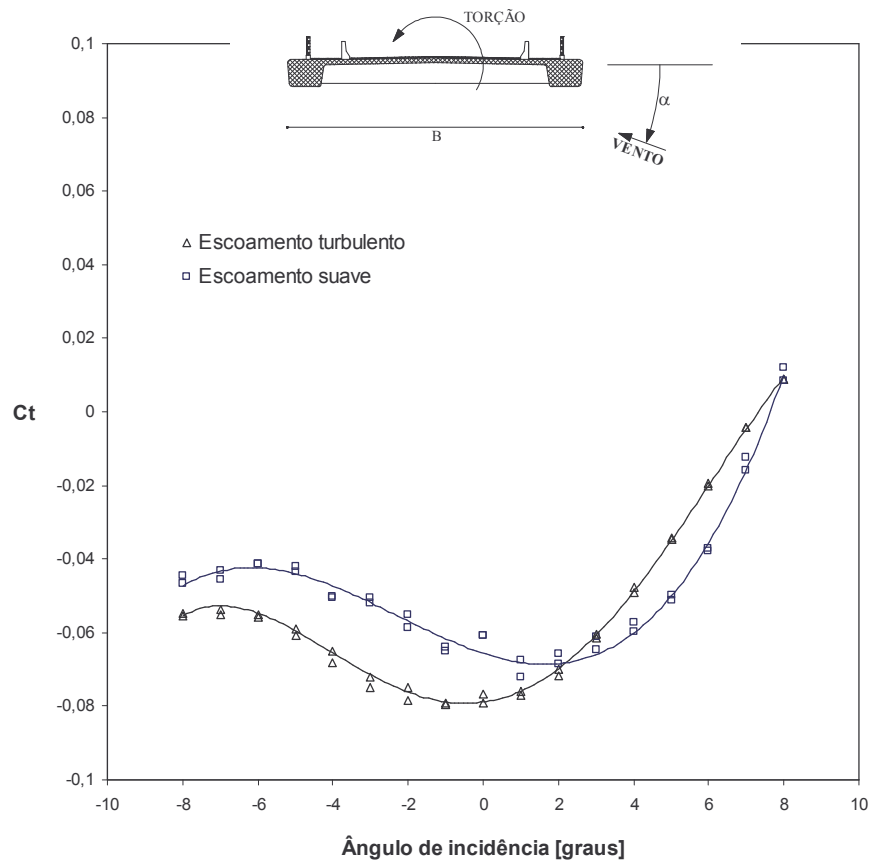


Fig. 2.29 - Configuração I - Coeficiente torção - C_t .

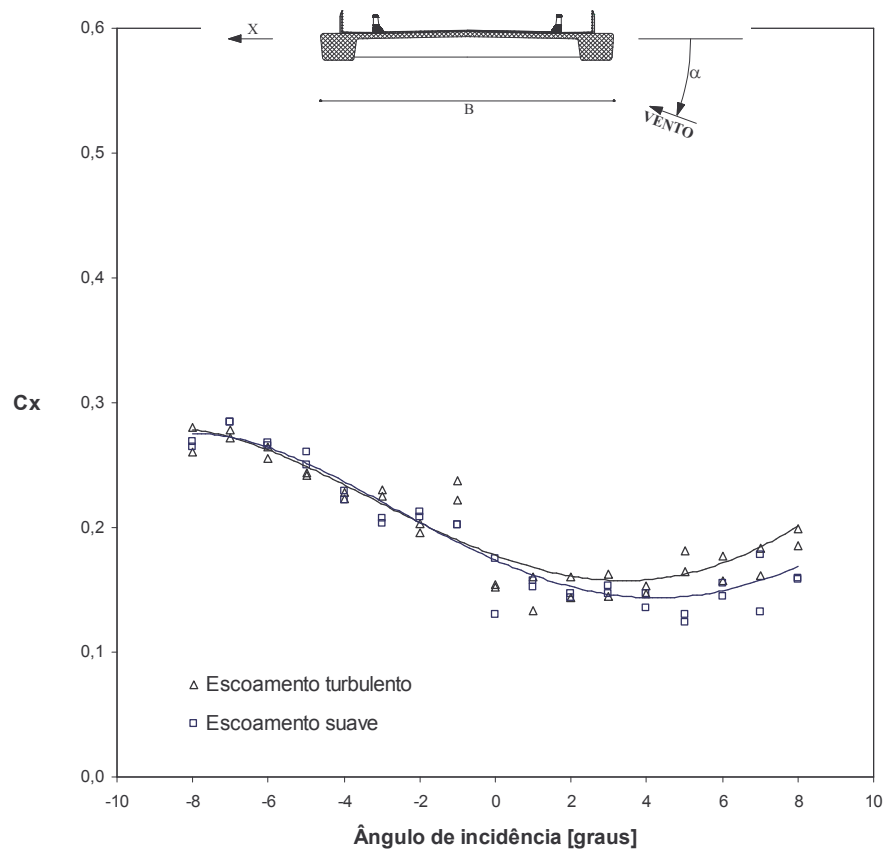


Fig. 2.30 - Configuração II - Coeficiente de força na direção x - C_x .

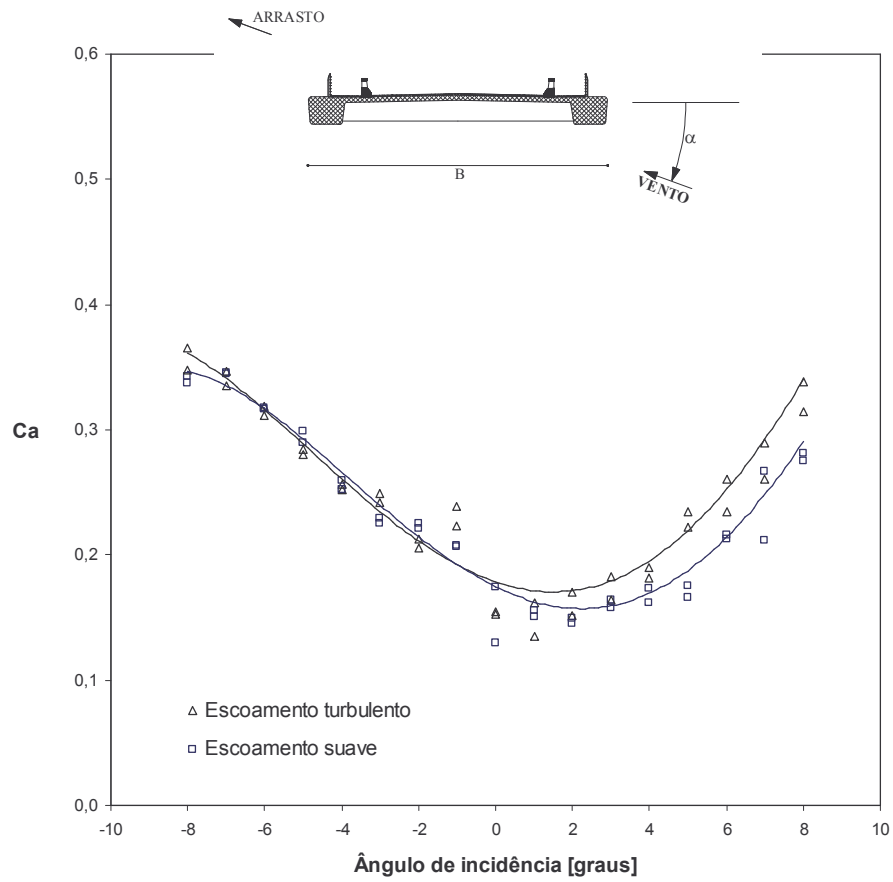


Fig. 2.31 – Configuração II - Coeficiente de arrasto - C_a .

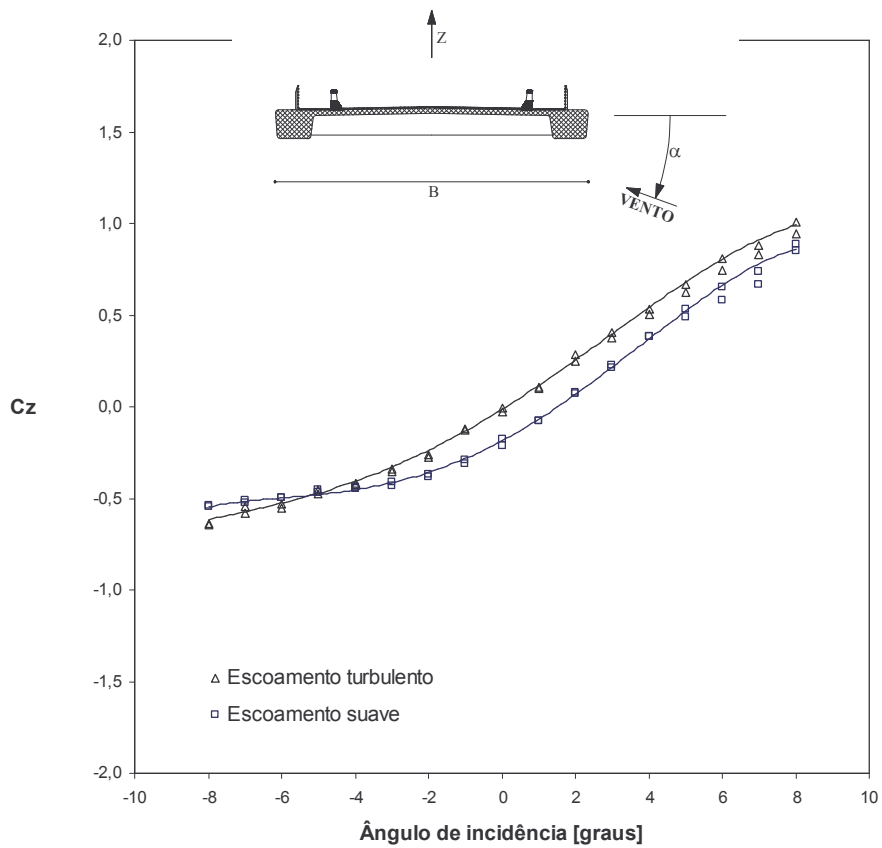


Fig. 2.32 - Configuração II - Coeficiente de força na direção z - C_z .

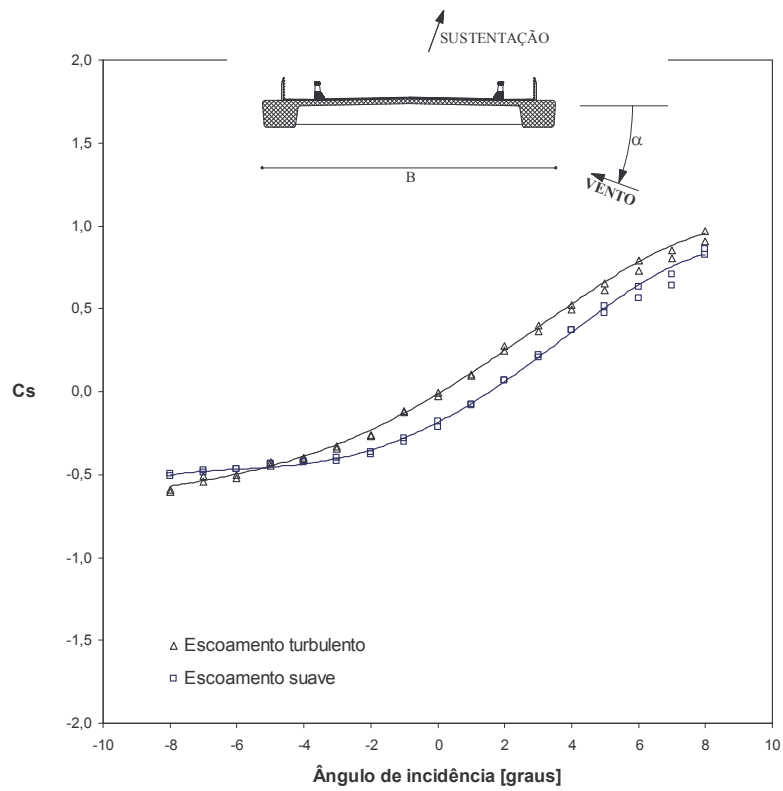


Fig. 2.33 – Configuração II - Coeficiente de sustentação - C_s .

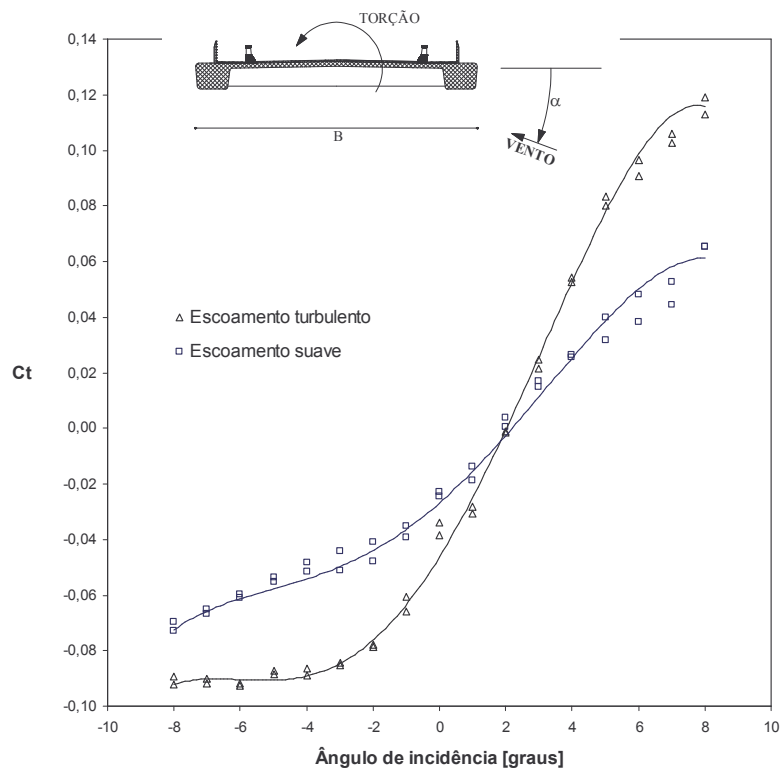
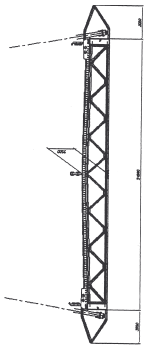




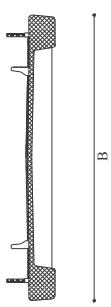
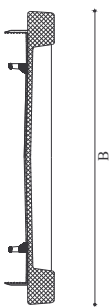
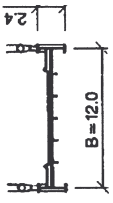
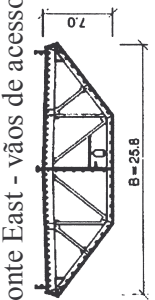
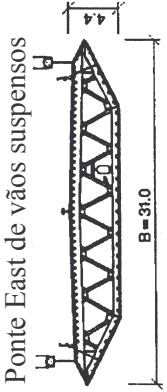
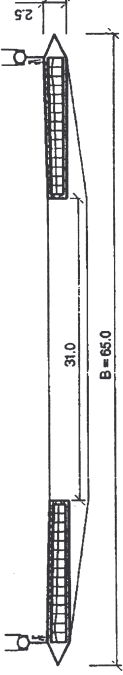


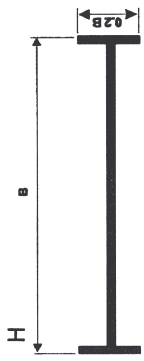




Fig. 2.34 - Configuração II - Coeficiente torção - C_t .

Na página seguinte, tem-se a Tab. (2.10) com o resumo de alguns resultados relatados nesta seção (Seção (2.5)) que servirão de parâmetros de comparação para os resultados a serem obtidos neste trabalho.

Tab. 2.10 – Resumo dos resultados dos coeficientes de arrasto, sustentação e torção, n° de Strouhal e velocidade crítica do vento de seções transversais de pontes diferentes obtidos por métodos analíticos e experimentais.

Seções Transversais de Pontes		Aproximação equivalente por PP (Seção (2.3.2))	DVMFLOW (Seção (2.3.3)) $\alpha = 0^\circ$ $Re = 10^5$					Túnel de Vento $\alpha = 0^\circ$ Escoamento turbulento					
			V_{cr} [m/s]	C_a	C_s	C_t	St	V_{cr} [m/s]	C_a	C_s	C_t	St	V_{cr} [m/s]
Ponte Higuamo 	#01 	F	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	#02 	F	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	#03 	F	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	#04 	F	168	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		A	171	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ponte Guamá – Configuração I 		-	-	-	-	-	0,231	-0,134	-0,079	-	-	-	
Ponte Guamá – Configuração II 		-	-	-	-	-	0,155	-0,006	-0,038	-	-	-	

Seções Transversais de Pontes	Aproximação equivalente por PP (Seção (2.3.2))	DVMFLOW (Seção (2.3.3))					Túnel de Vento					
		V_{cr} [m/s]	C_a	C_s	C_t	St	V_{cr} [m/s]	C_a	C_s	C_t	St	V_{cr} [m/s]
1ª Ponte Tacoma Narrows 	-	0,28	-	-	-	0,114	-	-	-	-	-	-
Ponte East - vãos de acesso 	-	0,179	-	-	-	0,167	0,190	-	-	0,170	-	-
Ponte East de vãos suspensos 	-	0,061	0	0,027	0,168 0,1	74	0,077* 0,081* 0,084**	0,067* -0,05**	0,028* 0,013**	0,158 0,109	73	-
Gibraltar APP 	-	0,06	-	-	0,157 0,113	62	0,059	-	-	0,22	66	-

Seções Transversais de Pontes	Aproximação equivalente por PP (Seção (2.3.2))	DVMFLOW (Seção (2.3.3))					Túnel de Vento				
		V_{cr} [m/s]	C_a	C_s	C_l	St	V_{cr} [m/s]	C_a	C_s	C_l	St
	-	0,28	0,37***	-	0,11	11,5	-	-	-	-	-
	-	0,23	0,33***	-	0,11	-	-	-	-	-	-
	-	0,23	0,24***	-	0,09	-	-	-	-	-	-
	-	0,16	0,34***	-	0,09	-	-	-	-	-	-
	-	0,11	0,17***	-	0,13	20,5	-	-	-	-	-

Onde: F-fechada e A-aberta, * modelo seccional 1:80, ** modelo de segmentos tensionados 1:300 e *** valores de C_s^{RMS} .

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Testes aerodinâmicos em túnel de vento

As forças induzidas pelo vento em estruturas dependem das características do escoamento de vento, da geometria e das propriedades mecânicas da estrutura e em certos casos da forma e da textura da superfície externa. Atualmente, devido a uma melhor compreensão dos efeitos do vento sobre as edificações e o desenvolvimento de procedimentos analíticos mais aperfeiçoados, o projetista pode estimar com confiança certos tipos de cargas do vento e a resposta estrutural associada.

Entretanto, na grande maioria dos casos encontrados na engenharia, é muito difícil descrever analiticamente os fenômenos devidos ao carregamento de vento por causa da natureza complexa destes fenômenos. Então, experimentos em túnel de vento ainda são ferramentas indispensáveis de análise, principalmente na avaliação da estabilidade aerodinâmica de pontes, cujas seções transversais apresentam grande variedade e complexidade.

3.1.1 Semelhança

Para se obter a correspondência entre o comportamento do modelo e do protótipo, no estudo sobre modelos, é preciso que sejam satisfeitas certas condições de semelhança e também determinar quais destas condições devem ser satisfeitas para que o escoamento em torno dos corpos geometricamente semelhantes seja também semelhante. As condições de semelhança são descritas a seguir (Blessmann, 1990):

- a. Semelhança geométrica: formas semelhantes, colocadas do mesmo modo em relação ao escoamento, semelhança de detalhes e de rugosidade;
- b. Semelhança cinemática dos dois escoamentos: distribuição de velocidades e turbilhonamento análogos (mesma “estrutura” do vento), a relação entre as velocidades será constante para todos os pares de pontos correspondentes nos dois escoamentos;
- c. Semelhança dinâmica: as forças sobre dois pontos correspondentes quaisquer dos dois escoamentos guardam uma relação constante como por exemplo o número de Reynolds.

Entretanto, a igualdade do número de Reynolds pode ser relaxada em estruturas que apresentam cantos vivos. Nestes casos, os coeficientes aerodinâmicos relevantes têm valores constantes, independentes das dimensões do corpo, da viscosidade do fluido e da velocidade do escoamento; exceto para valores muito pequenos de Reynolds (≤ 2000).

Em resumo, as forças estáticas devidas ao vento de um protótipo podem ser determinadas em modelo reduzido, em escoamento de velocidades diferentes e fluido diverso, sendo apenas necessário que o modelo seja semelhante ao protótipo em forma e orientação, que a “estrutura” do vento (turbilhonamento e distribuição de velocidades) do modelo e do protótipo sejam cinematicamente semelhantes, e que se tenha um escoamento com forças proporcionais.

3.1.2 Modelos reduzidos de pontes

Três tipos de ensaios têm sido utilizados em túneis de vento para obter informações sobre o comportamento aerodinâmico de pontes, conhecidos como ensaios de modelo completo, de modelo seccional e modelo de segmentos tensionados. Cada um destes procedimentos apresenta vantagens e desvantagens, sendo que a escolha deve ser feita de acordo com o objetivo do experimento. Da mesma maneira, as exigências das condições de semelhança são diferentes de acordo com o modelo utilizado e com a natureza do ensaio. No caso de um ensaio aeroelástico do modelo completo, todos os requisitos de semelhança deveriam ser satisfeitos, ao passo que no experimento estático de um modelo rígido apenas a semelhança geométrica e a exigência do parâmetro n° de Reynolds necessitam ser cumpridas.

a. Modelo de ponte completo: além de ser similar geometricamente à ponte completa, tais modelos precisam satisfazer várias exigências de semelhança. Conseqüentemente, a construção de modelos completos é difícil e o seu custo relativamente alto. Com este tipo de modelo os efeitos tridimensionais das rajadas podem ser observados e os efeitos do vento nos vários estágios da construção da ponte podem ser estudados. As escalas usuais destes modelos estão na faixa de 1/100 a 1/500 e a escala da velocidade de vento em geral é da ordem $\sqrt{1/100}$ a $\sqrt{1/500}$. Os ensaios com modelos completos são importantes nos casos em que as características do vento natural variem ao longo do eixo da ponte, devido a um acidente geográfico situado a barlavento, ou quando as propriedades aerodinâmicas do tabuleiro da ponte variem ao longo do seu eixo;

b. Modelo seccional: este modelo consiste de uma porção rígida da seção transversal do tabuleiro, construída em escala e apoiada pelos extremos em molas que permitem o movimento vertical e o de torção. Placas terminais de tamanho apropriado são presas ao modelo de modo que a condição de escoamento bidimensional seja assegurada em todo o seu comprimento. Modelos seccionais são relativamente baratos e podem ser construídos em escalas que variam de 1/50 a 1/25 de modo que as discrepâncias entre o número de Reynolds do protótipo e do modelo são menores que no caso do modelo completo. A avaliação inicial da estabilidade aerodinâmica de uma determinada forma de tabuleiro pode ser feita de maneira rápida e eficaz através deste procedimento. Estes modelos possuem ainda a importante vantagem de permitir a determinação dos coeficientes aerodinâmicos do tabuleiro da ponte, através dos quais os estudos analíticos podem ser realizados. Os ensaios podem ser realizados sob escoamento suave ou turbulento, embora não seja possível reproduzir todas as propriedades do vento natural neste tipo de modelo. Outra falha inerente a este tipo de modelo é a sua impossibilidade de simular efeitos tridimensionais. Apesar das dificuldades apontadas, os experimentos em túnel de vento têm sido conduzidos, na sua maioria, com este tipo de modelo.

c. Modelo de segmentos tensionados: este modelo consiste de segmentos da seção transversal do tabuleiro construído em escala, cujas distribuições de massa e de inércia cumprem as condições de semelhança, suspensos sobre um par de fios ou tubos tensionados

que correm ao longo da altura do centro de corte da seção. O tabuleiro vibra então como cordas tensionadas principalmente nos modos fundamentais. Ajustando a tensão e o espaçamento entre arames obtém-se a relação correta entre as frequências dos modos fundamentais de flexão e torção. O modelo responde, então, a um escoamento de vento do túnel de maneira similar ao vão central de uma ponte. Este modelo possibilita a observação, em túnel de vento, de muitos efeitos da turbulência na excitação induzida por vórtices e no drapejamento.

3.2 Projeto experimental

Foram medidas as pressões médias através de ensaio estático de modelo seccional reduzido variando-se o ângulo de incidência, a turbulência e a velocidade do escoamento para as formas mais usuais de seções transversais de tabuleiro de pontes. Com estes valores de pressão média foram determinados os coeficientes de pressão e sua distribuição sobre os modelos e os coeficientes aerodinâmicos estáticos, coeficientes estes que consistem nos coeficientes de força em duas direções (na direção do vento - coeficientes de arrasto - e perpendiculares à direção do vento - coeficientes de sustentação), além dos coeficientes de torção.

3.3 Túnel de vento e condições do escoamento

Os ensaios sobre os modelos foram executados no túnel de vento de camada limite Prof. Joaquim Blessmann da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Fig. (3.1)). Trata-se de um túnel de vento de retorno fechado, cuja seção principal de trabalho tem dimensões 1,30m x 0,90m x 9,32m (largura x altura x comprimento), e uma velocidade máxima nesta seção de trabalho, para o túnel vazio, de 42m/s, provida por seu propulsor de 75 kW (≈ 100 HP). A turbulência do escoamento simulado no túnel pode ser incrementada pela colocação de rugosidade no piso do túnel, e/ou através da introdução de grades ou dispositivos triangulares na entrada da seção do túnel. O controle da velocidade de escoamento é realizado através de um sistema de aletas radiais. O túnel de vento dispõe atualmente de três mesas giratórias para fixação de modelos, quer para ensaios estáticos como dinâmicos. Um esquema do túnel de vento é dado na Fig. (3.2).



Fig. 3.1 – Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann.

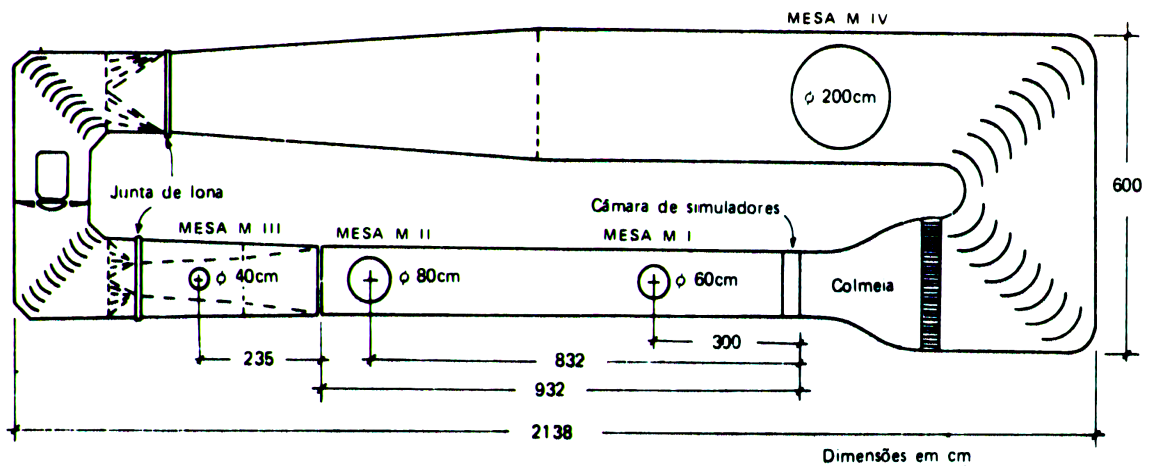


Fig. 3.2 – Configuração geral do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann da UFRGS (Blessmann, 1990).

Os ensaios dos modelos no túnel de vento foram conduzidos sob escoamento suave e turbulento. No caso do escoamento suave, a intensidade longitudinal da turbulência na mesa M-I, onde foram realizados os ensaios, é de aproximadamente 0,5%. No caso do escoamento turbulento, foi utilizada uma grelha plana de malha uniforme (G-1) para gerar a turbulência cujas dimensões estão indicadas na Fig. (3.3). A grelha foi colocada na Gaveta 2 da câmara de simuladores. As características do escoamento turbulento gerado pela grelha, no eixo do túnel na altura da mesa M-I, são as seguintes:

- Intensidade da componente longitudinal da turbulência: 10,5%;
- Escala da componente longitudinal da turbulência: 60mm.

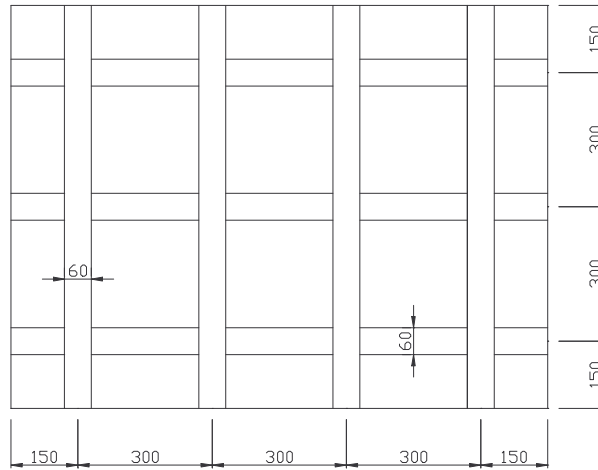


Fig. 3.3 – Dimensões em [mm] da grelha plana G-I.

Para a medição ou determinação da velocidade do vento no túnel, foram utilizados um micro-manômetro do tipo “Betz”, um termômetro e um barômetro. Estes equipamentos fornecem, respectivamente, a diferença de pressão estática Δp_a [mmH₂O] entre dois anéis piezométricos no interior do túnel, a temperatura do ar no interior do túnel e a pressão atmosférica. Uma vez conhecidos estes valores, a velocidade do vento, pode ser determinada através das seguintes expressões:

$$q(N/m^2) = k_o \Delta p_a \quad (3.1)$$

$$\rho \left(\frac{Ns^2}{m^4} \right) = 0,474 \frac{p_a}{T(K)} \quad T(K) = t(^{\circ}C) + 273,2 \quad (3.2)$$

$$V(m/s) = \sqrt{\frac{2q}{\rho}} \quad (3.3)$$

onde q é a pressão dinâmica de referência, no topo do modelo e k_o é uma constante experimental do túnel, determinada de modo a servir de referência no cálculo da velocidade; ρ é a massa específica do ar, p_a é a pressão atmosférica [mmHg], $T(K)$ e $t(^{\circ}C)$ são respectivamente as temperaturas em Kelvin e graus Celsius do ar.

3.4 Modelos de ensaio

Para a elaboração dos modelos levou-se em conta quais eram as formas mais usuais de seções transversais de tabuleiro de pontes e também a existência ou não de dados aerodinâmicos de tais formas na bibliografia. Sendo assim, adotou-se um modelo padrão de seção caixão retangular (Mod. I), ao qual foram adicionados dispositivos aerodinâmicos

gerando-se mais quatro formas de seção (Mod. II, III, IV e V). O Mod. VI também tem uma forma de seção retangular, porém mais esbelto criando um efeito de placa. O Mod. VII tem o objetivo de verificar o efeito de escala em relação ao Mod. VI, tendo aquele o dobro das dimensões seccionais deste. O Mod. VIII tem uma seção transversal tipo H, que representa a forma da seção transversal do tabuleiro da Ponte Tacoma (maiores detalhes da seção da Ponte Tacoma já foram dados no capítulo anterior), e este serviu de parâmetro devido à existência de dados aerodinâmicos desta forma de seção na literatura.

Os modelos têm um comprimento de 1200mm. As dimensões seccionais foram determinadas a partir das dimensões da Ponte Tacoma (veja Fig. (2.2)), em uma escala de 1:60. Sendo assim, a largura do modelo padrão e conseqüentemente do modelo tipo H ficou $B = 200\text{mm}$ e a altura ficou $0,2B = 40\text{mm}$. As dimensões seccionais dos demais modelos estão todas referenciadas à dimensão B (Fig. (3.4)). Na Fig. (3.5), são mostradas as geometrias dos modelos com suas dimensões em milímetros.

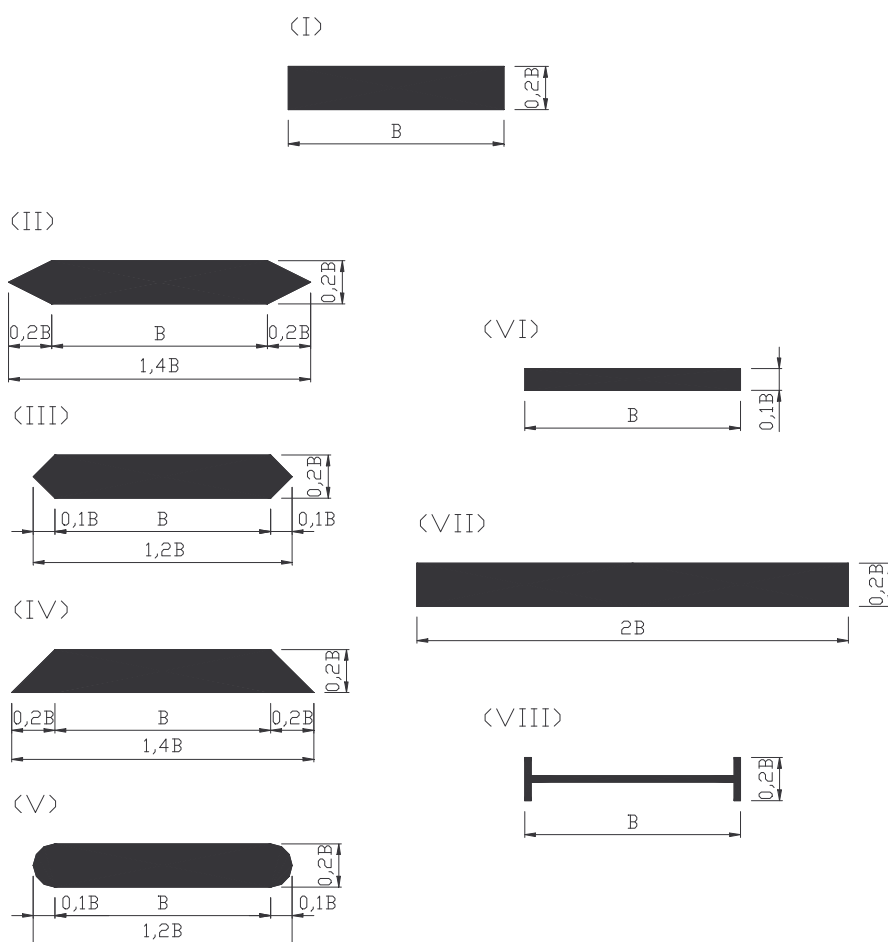


Fig. 3.4 – Geometria dos modelos com suas dimensões em função da dimensão padrão $B = 200\text{mm}$.

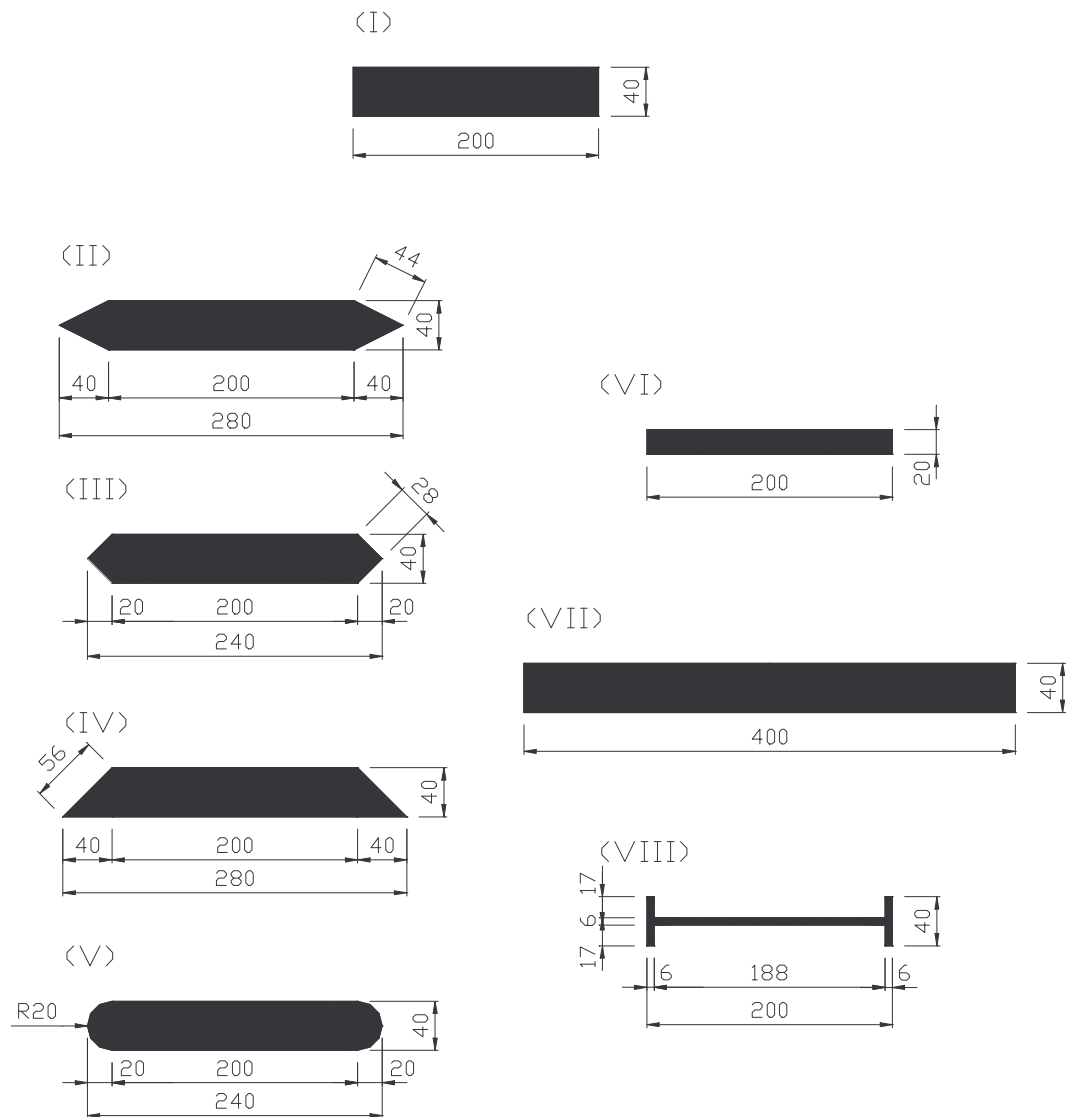


Fig. 3.5 – Dimensões dos modelos reduzidos. Medidas em mm.

Os modelos foram construídos em madeira: pinho, cedro e MDF. Os modelos foram colocados horizontalmente no túnel de vento e nas suas extremidades foram colocados discos terminais para garantir o escoamento bidimensional. Um tubo de alumínio foi rosqueado no centro de cada disco, a fim de permitir que o modelo fosse fixado ao pórtico de sustentação. Detalhes são mostrados nas Figs. (3.6) a (3.10) e no Anexo I.



Fig. 3.6 – Modelo I: foto da seção com foco na distribuição das tomadas de pressão.



Fig. 3.7 – Modelo II: vista geral do modelo. Em detalhe o dispositivo aerodinâmico (triangular) que dá uma forma mais aerodinâmica para a seção.



Fig. 3.8 – Modelo II: vista interna do túnel de vento e o modelo posicionado na mesa M-I com a grelha G-I (que simula turbulência) ao fundo.



Fig. 3.9 – Modelo V: vista geral do modelo. Em detalhe o dispositivo aerodinâmico (forma de semicírculo).

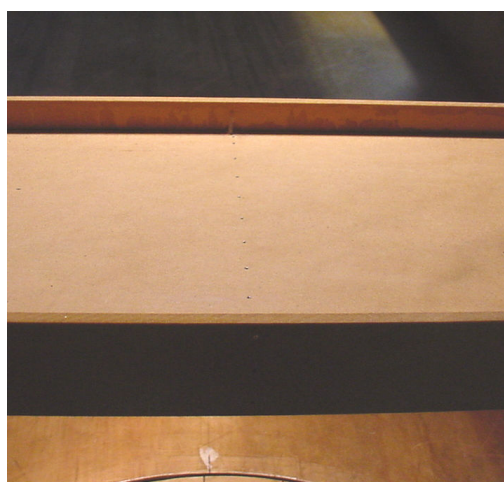


Fig. 3.10 – Modelo VIII: detalhe do modelo que tem forma H (como a primeira Ponte Tacoma).

3.5 Sistemas de medição

Para a medição das pressões do vento sobre os modelos, foi utilizado o manômetro a álcool, que fornece os valores médios de pressão na superfície do corpo. Os modelos foram instrumentados com tomadas de pressão fixas. O número de tomadas e a sua distribuição variam de acordo com o modelo. Estas tomadas de pressão foram conectadas através de mangueiras com diâmetro externo $\phi_{ext} = 1,5\text{mm}$, diâmetro interno $\phi_{int} = 1\text{mm}$ e 1200mm de comprimento a um multi-manômetro a álcool, que registra a pressão média em cada tomada para a incidência do vento. Para leitura das pressões nos manômetros, fotografou-se o multi-manômetro com uma câmara digital, registrando a posição das colunas de álcool, quando a leitura no Betz, que mede a diferença de pressão estática nos dois anéis piezométricos, estabilizava-se. Por se tratar de várias tomadas de pressão, a leitura dos manômetros um a um para cada tomada demandaria muito tempo e haveria a possibilidade de erros, sendo então registrada por fotografia a altura das colunas de álcool para realização posterior da leitura das

pressões na tomada, e avaliação das pressões na superfície, para cada ângulo de incidência e regime de escoamento.

3.6 Desenvolvimento dos ensaios

Os ensaios foram realizados variando-se o ângulo de incidência, a velocidade e o regime de escoamento. Os modelos foram instrumentados com tomadas de pressão fixas distribuídas no meio do vão contornando a seção transversal do tabuleiro. O número de tomadas e a sua distribuição variam de acordo com o modelo (Figs. (3.11) a (3.18)).



Fig. 3.11 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. I (medidas em mm).

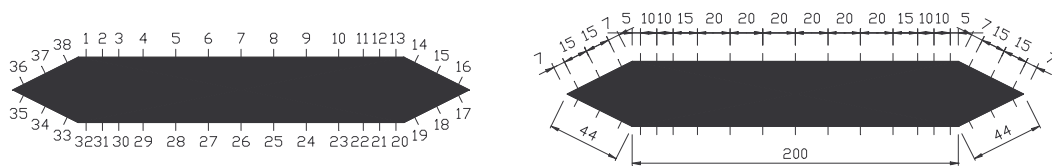


Fig. 3.12 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. II (medidas em mm).

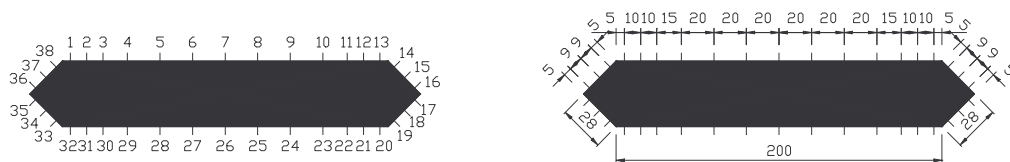


Fig. 3.13 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. III (medidas em mm).

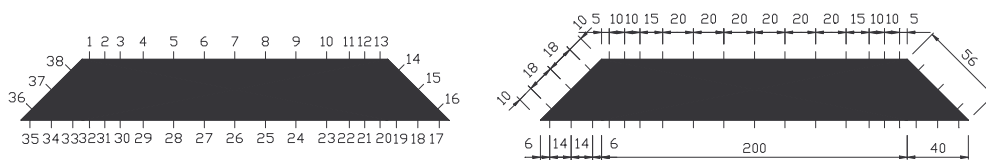


Fig. 3.14 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. IV (medidas em mm).

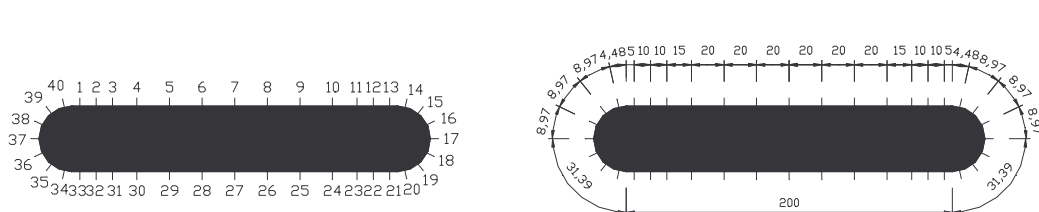


Fig. 3.15 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. V (medidas em mm).



Fig. 3.16 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. VI (medidas em mm).

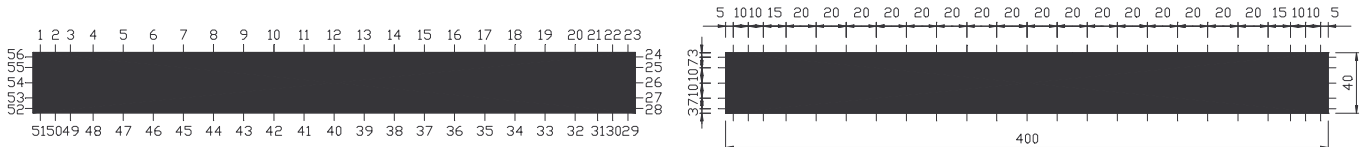


Fig. 3.17 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. VII (medidas em mm).

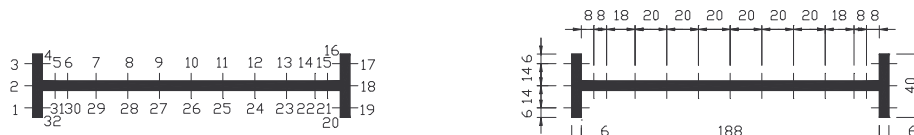


Fig. 3.18 – Numeração e localização das tomadas de pressão no Mod. VIII (medidas em mm).

Esta distribuição das tomadas permitiu o levantamento das pressões em toda a seção, girando-se o modelo entre -8° e $+8^\circ$, com intervalos de 1° , seguindo-se a convenção apresentada na Fig. (3.19) (foi usado como exemplo o Mod. I para mostrar a convenção, mas esta serve para os outros modelos também). Valores muito maiores da inclinação do vento têm maior importância para pontes situadas em um vale com montanhas muito inclinadas e o escoamento médio do vento inclinado devido às condições topográficas. Os modelos foram submetidos às velocidades mais altas, tanto para o escoamento turbulento, como para o suave; exceto para o Mod. V, que foi submetido à velocidade mais alta do turbulento e mais baixa do suave (suave tipo 1 que tem velocidade igual à mais alta do turbulento) e mais alta do suave (suave tipo 2). As pressões estáticas efetivas médias medidas resultam no montante de 11084 pontos de medida de pressões (Tab. (3.1)).

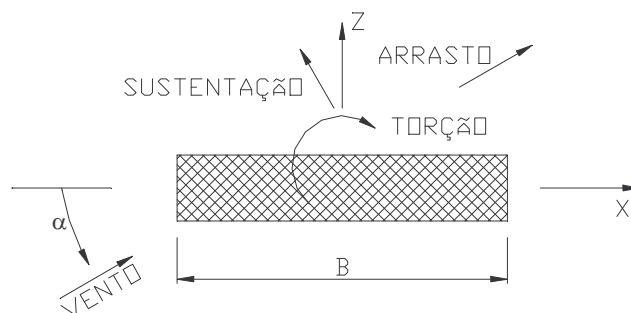


Fig. 3.19 – Referência para o ângulo de incidência do vento.

Tab. 3.1 – Montante medido das pressões estáticas efetivas médias.

Modelo	Pontos de medidas de pressões
I	1088
II	1292
III	1292
IV	1292
V	2040
VI	1088
VII	1904
VIII	1088
Σ	11084

3.7 Resultados obtidos

Para os oito modelos ensaiados foram obtidas 11084 medidas de pressões médias. Como é inviável a leitura do manômetro para cada tomada, registra-se através de fotografias as colunas de álcool para posterior leitura das pressões nas tomadas. Nas Figs. (3.20) e (3.21) pode-se ver as pressões medidas no multi-manômetro a álcool para os casos de incidência a 0° , para escoamento turbulento e suave respectivamente, correspondentes ao Mod. I.

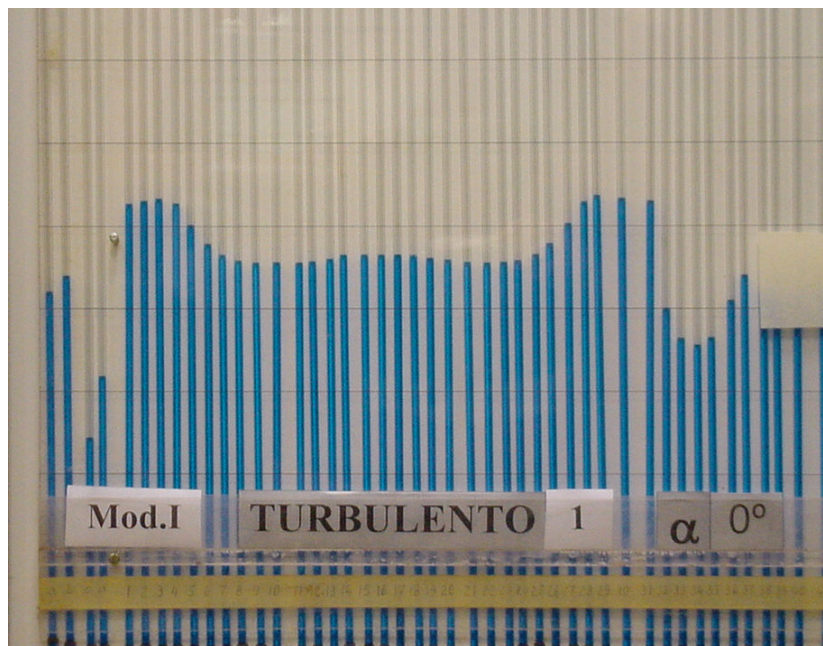


Fig. 3.20 – Pressões medidas para o escoamento turbulento.

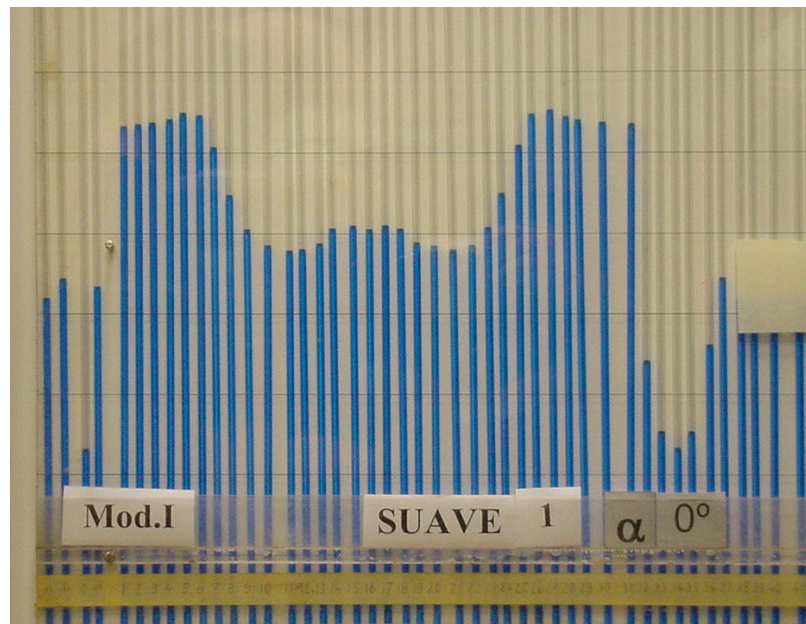


Fig. 3.21 – Pressões medidas para o escoamento suave.

Na Tab. (3.2), para o Mod. I, são mostrados os parâmetros de ensaio, os dados lidos durante os mesmos, as velocidades calculadas com base nestes dados através da Eq. (3.3) e os números de Reynolds Re calculados através da eq. (2.5), onde $v = (13 + 0,1 t (^{\circ}C)).10^{-6}$ [m²/s] e $D = 0,04$ m. O mesmo tipo de tabela foi usado para os ensaios dos outros modelos. A seqüência apresentada na tabela corresponde à seqüência realizada nos ensaios.

Tab. 3.2 – Planilha de parâmetros e leituras dos ensaios.

Dissertação de mestrado - Lisandra Limas						
Teste:	Modelo I					
Vento:	Turbulento			$k_T = 1,088$		
	Suave			$k_S = 1,011$		
Identificação	α	Δp_a	t	Pa	Vel.	Re
	[$^{\circ}$]	[mmH ₂ O]	[$^{\circ}$ C]	[mmHg]	[m/s]	[adimensional]
TURBULENTO	0	30,4	27,9	763	23,47	6×10^4
SUAVE	0	83,2	29,1	763	37,50	9×10^4
TURBULENTO	-1	31,8	29,4	763	24,06	6×10^4
SUAVE	-1	84,4	30,1	763	37,83	9×10^4
TURBULENTO	-2	32,2	30,4	763	24,25	6×10^4
SUAVE	-2	83,0	31,1	763	37,57	9×10^4
TURBULENTO	-3	31,8	31,2	763	24,13	6×10^4
SUAVE	-3	83,2	31,8	763	37,44	9×10^4
TURBULENTO	-4	32,0	31,9	763	24,23	6×10^4
SUAVE	-4	81,4	32,7	763	37,31	9×10^4
TURBULENTO	-5	32,1	32,4	763	24,29	6×10^4
SUAVE	-5	81,0	33,1	763	37,24	9×10^4

TURBULENTO	-6	31,8	33,2	763	24,21	6×10^4
SUAVE	-6	80,8	34,0	763	37,25	9×10^4
TURBULENTO	-7	30,8	34,3	763	23,87	6×10^4
SUAVE	-7	78,6	34,9	763	36,79	9×10^4
TURBULENTO	-8	31,8	33,6	763	24,23	6×10^4
SUAVE	-8	79,0	34,2	763	36,84	9×10^4
TURBULENTO	1	31,6	33,9	763	24,16	6×10^4
SUAVE	1	83,2	34,4	763	37,82	9×10^4
TURBULENTO	2	32,1	33,9	763	24,35	6×10^4
SUAVE	2	82,8	34,5	763	37,74	9×10^4
TURBULENTO	3	32,0	34,5	763	24,35	6×10^4
SUAVE	3	82,8	35,1	763	37,78	9×10^4
TURBULENTO	4	31,6	35,0	763	24,20	6×10^4
SUAVE	4	82,2	35,6	763	37,67	9×10^4
TURBULENTO	5	31,4	35,3	763	24,14	6×10^4
SUAVE	5	81,4	36,1	763	37,52	9×10^4
TURBULENTO	6	35,5	35,5	763	24,26	6×10^4
SUAVE	6	35,9	35,9	763	37,41	9×10^4
TURBULENTO	7	35,2	35,2	763	24,37	6×10^4
SUAVE	7	35,6	35,6	763	37,35	9×10^4
TURBULENTO	8	35,5	35,5	763	24,26	6×10^4
SUAVE	8	35,9	35,9	763	37,04	9×10^4

3.7.1 Comentários dos ensaios

A seguir são descritas observações feitas durante os ensaios, relativas ao comportamento dos modelos em túnel de vento e das colunas de álcool do manômetro.

Modelo I: o modelo oscilou levemente para alguns ângulos durante o ensaio e as colunas de álcool do manômetro estabilizavam-se quando se atingia e se mantinha a velocidade desejada. Salienta-se que para os $\alpha = +1^\circ$ (suave) e $\alpha = +2^\circ$ (turbulento) houve muito barulho no túnel durante o ensaio.

Modelo II: o modelo manteve-se inalterado durante o ensaio assim como as colunas de álcool do manômetro que se estabilizavam quando se atingia e se mantinha a velocidade desejada.

Modelo III: o modelo oscilou levemente para alguns ângulos durante o ensaio e as colunas de álcool do manômetro flutuaram um pouco na maioria dos ângulos em escoamento suave. Outro fato notado foi um ruído acústico acima do normal, muito intenso, que ocorreu durante o ensaio para os $\alpha = -1^\circ$ ao -3° e $+1^\circ$ ao $+6^\circ$ em escoamento suave. Alguns destes ruídos acústicos foram capturados para que se pudesse obter as suas frequências. Com isto,

através da Eq. (2.6) obtém-se o número de Strouhal St que indica a ocorrência de fenômenos dinâmicos. Os ângulos escolhidos foram -2° e $+3^\circ$ em escoamento suave como segue:

$$St = fD/V$$

$$f_{-2^\circ} = 195,5 \text{ Hz} \rightarrow St_{-2^\circ} = 195,5 \cdot 0,04 / 37,4 = \mathbf{0,21}$$

$$f_{+3^\circ} = 196,5 \text{ Hz} \rightarrow St_{+3^\circ} = 196,5 \cdot 0,04 / 38,03 = \mathbf{0,205}$$

Segundo Ito e Nakamura, 1982, os valores de St usualmente variam de 0,1 a 0,3, faixa de valores que se encontram os resultados acima. Isto indica que é possível que tenha ocorrido algum fenômeno dinâmico como desprendimento de vórtices. Contudo para os ângulos que ocorreram estes ruídos acústicos e possivelmente o desprendimento de vórtices, não foram observadas vibrações no modelo, isto é explicado pelo fato de a frequência natural do modelo não coincidir com a frequência do fenômeno.

Modelo IV: o modelo oscilou levemente para alguns ângulos durante o ensaio e as colunas de álcool do manômetro apresentaram flutuações.

Modelo V: notou-se um ruído acústico acima do normal, muito intenso, que ocorreu durante o ensaio para os $\alpha = 0^\circ$ ao -2° e $+1^\circ$ ao $+3^\circ$ no escoamento suave tipo 2 que se refere à velocidade mais alta. Este mesmo tipo de ruído acústico ocorreu no ensaio do Mod. III, onde foi verificada a ocorrência de um fenômeno dinâmico tipo desprendimento de vórtices. O modelo manteve-se inalterado durante o ensaio e as colunas de álcool apresentaram-se flutuantes nos $\alpha = -7^\circ, -8^\circ, +4^\circ$ e $+7^\circ$ (suave tipo 2).

Modelo VI: o modelo oscilou levemente para alguns ângulos durante o ensaio e as colunas de álcool do manômetro não apresentaram flutuações.

Modelo VII: o modelo oscilou levemente para alguns ângulos durante o ensaio. As colunas de álcool do manômetro flutuaram levemente para os ângulos $\alpha = -1^\circ, -5^\circ, -6^\circ, +6^\circ, +8^\circ$ (suave) e -8° (turbulento). Ruídos acústicos diferenciados foram ouvidos durante o início do ensaio de alguns ângulos ($\alpha = 0^\circ, -1^\circ, -2^\circ$ e $+1^\circ$ em escoamento suave), mas não foram ruídos acústicos semelhantes aos ocorridos nos modelos Mod. III e Mod. V.

Modelo VIII – para este modelo os ensaios foram feitos em duas fases. Na denominada fase (a), os pontos de tomadas estavam arranjados para se obter as pressões médias da face superior e faces laterais externas. Já na denominada fase (b), os pontos de tomadas estavam arranjados para se obter as pressões médias da face inferior e faces laterais internas. **Fase (a):** para o escoamento turbulento o modelo apresentou uma pequena oscilação em velocidades muito baixas que se remete ao fato de ser um modelo de forma rombuda,

podendo-se concluir então que o modelo oscilou devido à própria turbulência, pois com o túnel fechado o modelo já apresentava uma pequena oscilação. Em escoamento suave, o modelo também apresentou pequenas oscilações, só que em velocidades maiores. **Fase (b):** o comportamento do modelo observado durante esta fase foi similar ao observado na fase (a).

3.7.2 Coeficientes de pressão

Determinadas as diferenças de pressões para cada um dos ângulos de incidência do vento e regimes de escoamento dos registros do multi-manômetro a álcool, calculam-se os coeficientes de pressão associados às pressões medidas através da Eq. (3.4):

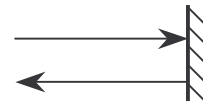
$$c_p = \frac{\Delta p}{k_o \cdot \Delta p_a} \quad (3.4)$$

onde Δp é a pressão diferencial na tomada na superfície do modelo; Δp_a é a diferença de pressão estática nos anéis piezométricos e k_o é a constante do túnel.

Foi adotada a seguinte convenção de sinais:

coeficientes positivos: sobrepessão (+)

coeficientes negativos: sucção (-)



A distribuição dos coeficientes de pressão média para o ângulo de incidência a 0° , para escoamento turbulento e suave, correspondentes ao Mod. I, está indicada nas Figs. (3.22) e (3.23). A distribuição para todos os modelos e parâmetros encontra-se no Anexo II.

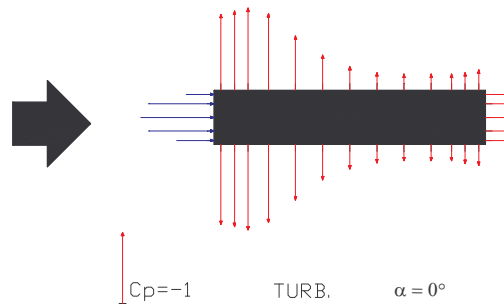


Fig. 3.22 – Mod. I: $\alpha = 0^\circ$, $V = 23,47\text{m/s}$ e escoamento turbulento.

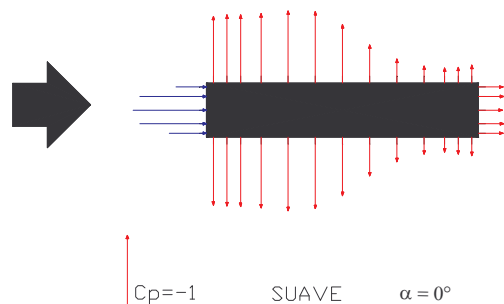


Fig. 3.23 – Mod. I: $\alpha = 0^\circ$, $V = 37,50\text{m/s}$ e escoamento suave.

4 RESPOSTA ESTÁTICA

4.1 Cálculo dos coeficientes aerodinâmicos

Os coeficientes aerodinâmicos são coeficientes adimensionais que dependem da forma da seção transversal e do ângulo α de incidência do escoamento. Eles dependem também das características da turbulência do escoamento e podem ainda variar com o número de Reynolds Re . Os coeficientes aerodinâmicos são definidos por:

$$C_{x,z,a,s} = \frac{\overline{F_{x,z,a,s}}}{qB} \quad (4.1)$$

$$C_t = \frac{\overline{M_t}}{qB^2} \quad (4.2)$$

Sendo:

$\overline{F_{x,z,a,s}}$ - força na direção x, na direção z, de arrasto e de sustentação média por unidade de comprimento respectivamente [N/m];

$\overline{M_t}$ - momento tursor médio por unidade de comprimento [Nm/m];

$q = 1/2\rho V^2$ - pressão dinâmica [N/m²] correspondente à velocidade média de referência medida no nível do topo do tabuleiro (ρ = massa específica do ar [Ns²/m⁴]);

V = velocidade média do vento ao nível do tabuleiro [m/s];

B - largura do tabuleiro da ponte [m].

Os coeficientes de força na direção x e na direção z, C_x e C_z , são relacionados aos coeficientes de arrasto e sustentação pelas seguintes equações:

$$C_a(\alpha) = C_x(\alpha)\cos\alpha + C_z(\alpha)\sin\alpha \quad (4.3)$$

$$C_s(\alpha) = -C_x(\alpha)\sin\alpha + C_z(\alpha)\cos\alpha \quad (4.4)$$

As larguras de tabuleiros de ponte utilizadas para determinação dos coeficientes aerodinâmicos foram referenciadas à dimensão padrão $B = 0,2\text{m}$. O centro de medição das forças coincide com o centro de gravidade do tabuleiro.

4.1.1 Resultados obtidos

Os coeficientes aerodinâmicos obtidos através de ensaio estático de modelo seccional reduzido correspondente a todos os modelos para os ângulos de incidência ($\alpha = -8^\circ$ ao $+8^\circ$) e regimes de escoamento (turbulento e suave) estão resumidos nas Tabs. (4.1) a (4.8) e detalhados em gráficos dos coeficientes versus os ângulos de ataque mostrados nas Figs. (4.1) a (4.40). Os resultados obtidos com o escoamento turbulento e com o escoamento suave são apresentados no mesmo gráfico para fins comparativos.

Tab. 4.1 – Mod. I: coeficientes aerodinâmicos.

α [°]	Cx suave	Cx turb	Ca suave	Ca turb	Cz suave	Cz turb	Cs suave	Cs turb	Ct suave	Ct turb
-8	0,32	0,26	0,41	0,37	-0,68	-0,79	-0,63	-0,74	0,03	-0,02
-7	0,30	0,25	0,38	0,34	-0,67	-0,78	-0,63	-0,75	0,04	-0,03
-6	0,30	0,25	0,36	0,32	-0,65	-0,77	-0,62	-0,74	0,05	-0,04
-5	0,28	0,24	0,34	0,30	-0,61	-0,71	-0,59	-0,69	0,05	-0,03
-4	0,27	0,23	0,31	0,27	-0,57	-0,65	-0,55	-0,63	0,06	-0,05
-3	0,26	0,22	0,28	0,25	-0,41	-0,53	-0,40	-0,52	0,05	-0,04
-2	0,24	0,22	0,25	0,24	-0,31	-0,39	-0,30	-0,38	0,05	-0,04
-1	0,22	0,23	0,23	0,23	-0,36	-0,28	-0,36	-0,28	0,02	-0,03
0	0,22	0,22	0,22	0,22	-0,01	-0,02	-0,01	-0,02	0,00	0,00
1	0,22	0,22	0,23	0,22	0,15	0,09	0,14	0,09	0,00	0,01
2	0,22	0,22	0,24	0,23	0,38	0,28	0,37	0,27	-0,02	0,03
3	0,24	0,22	0,26	0,24	0,31	0,41	0,29	0,40	-0,04	0,04
4	0,26	0,23	0,29	0,26	0,40	0,54	0,38	0,52	-0,06	0,05
5	0,28	0,23	0,32	0,28	0,51	0,62	0,49	0,60	-0,06	0,05
6	0,29	0,24	0,35	0,31	0,57	0,70	0,53	0,67	-0,06	0,04
7	0,30	0,24	0,37	0,33	0,61	0,75	0,56	0,72	-0,05	0,04
8	0,31	0,24	0,40	0,35	0,64	0,78	0,59	0,74	-0,04	0,02

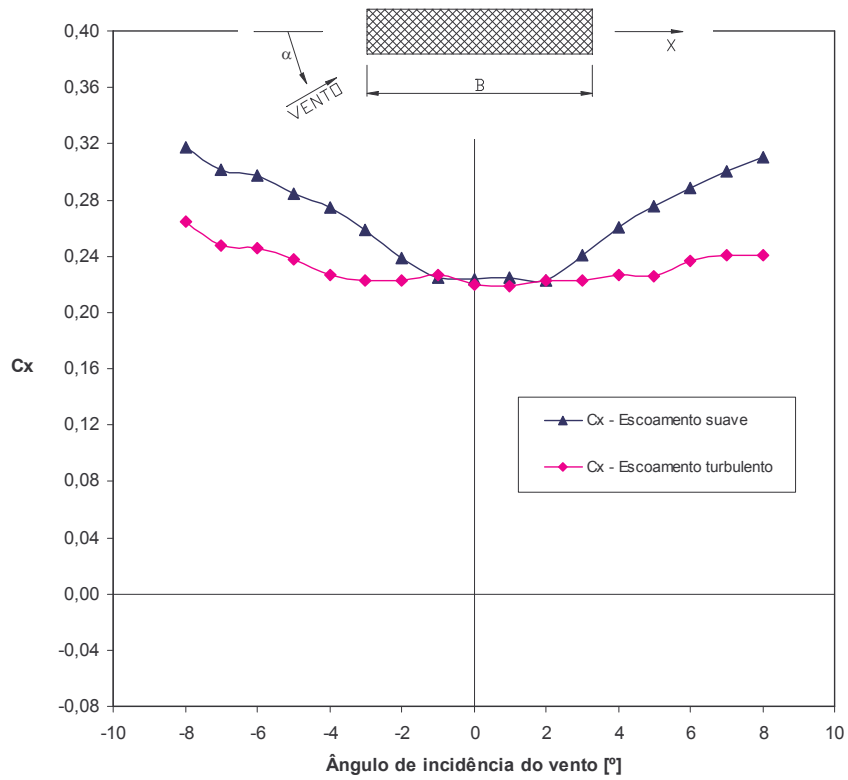


Fig. 4.1 - Mod. I: coeficiente de força na direção x - C_x .

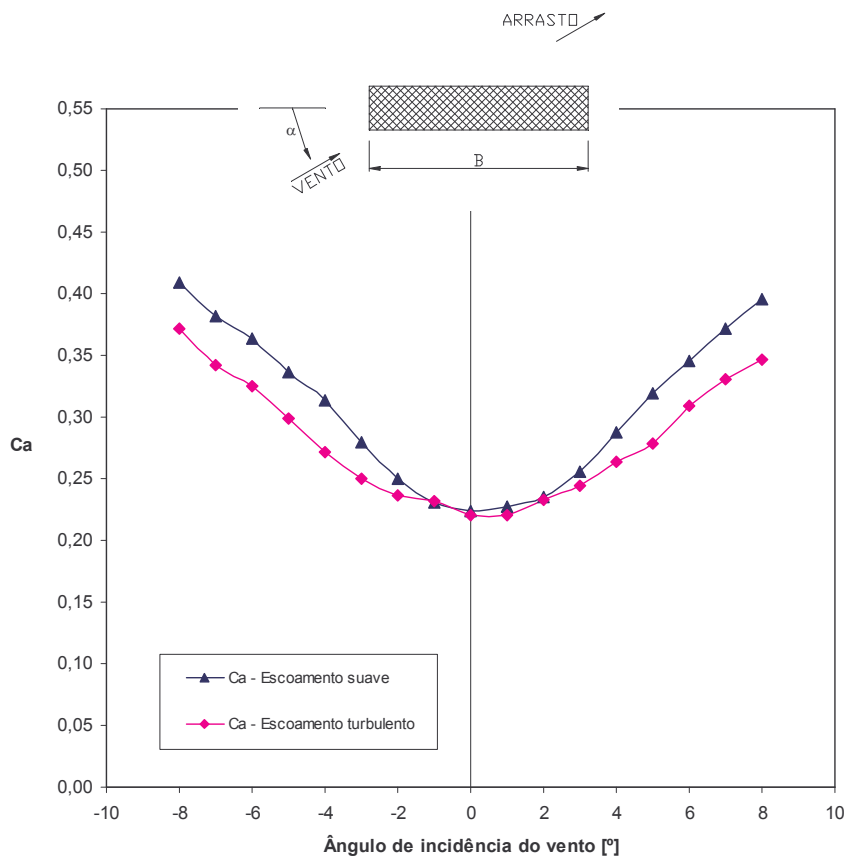


Fig. 4.2 - Mod. I: coeficiente de arrasto - C_a .

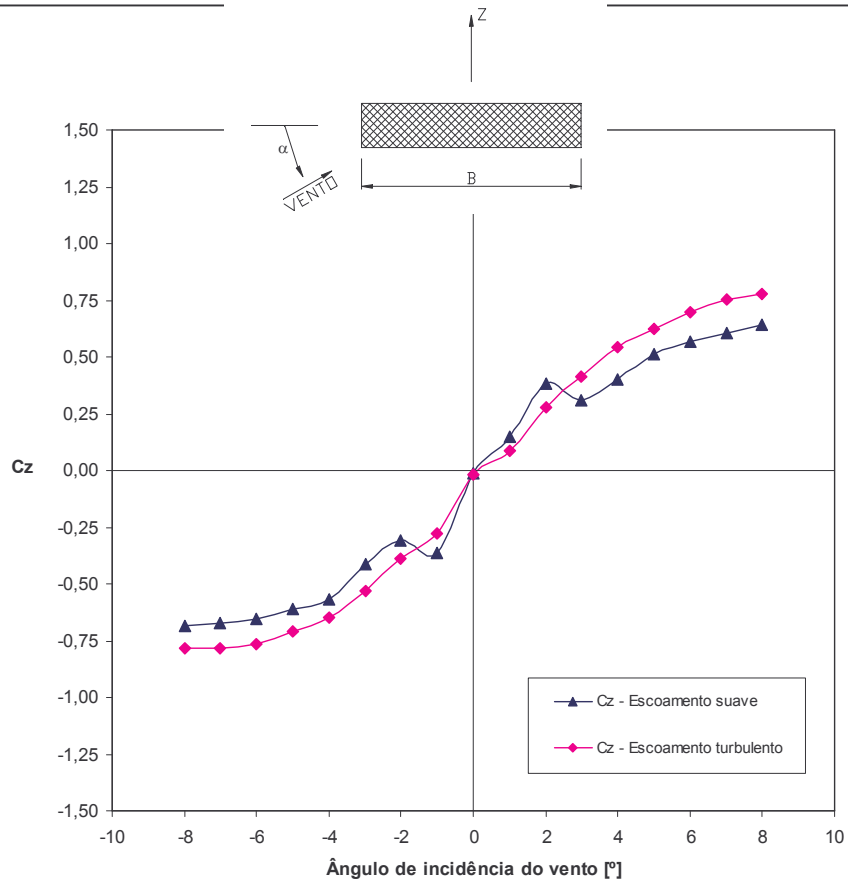


Fig. 4.3 - Mod. I: coeficiente de força na direção z - C_z .

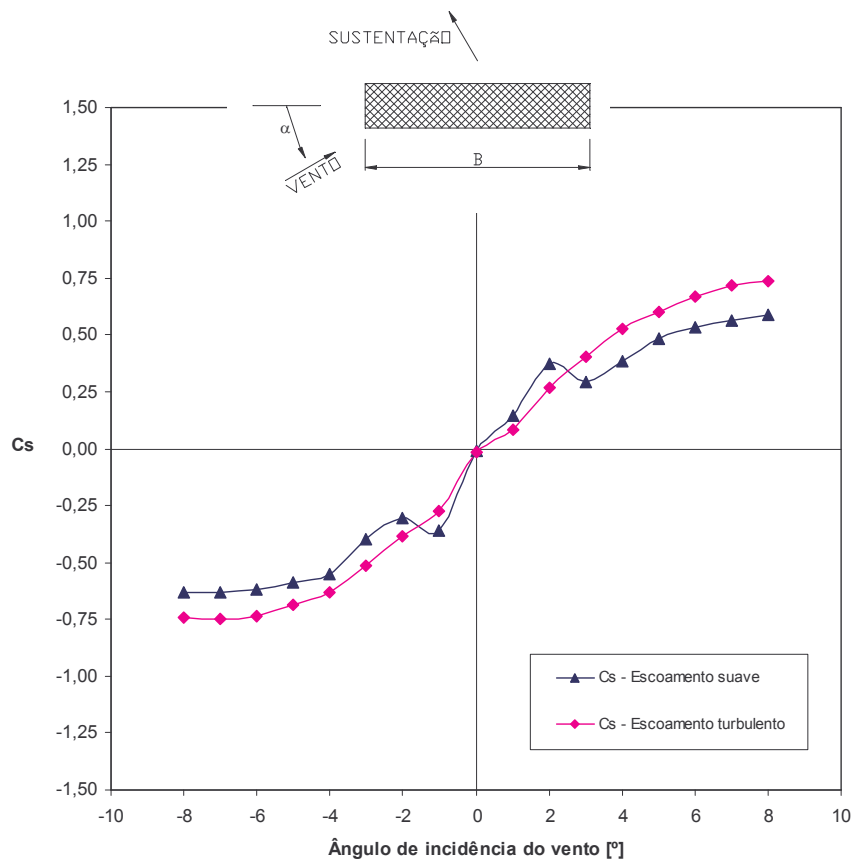


Fig. 4.4 - Mod. I: coeficiente de sustentação - C_s .

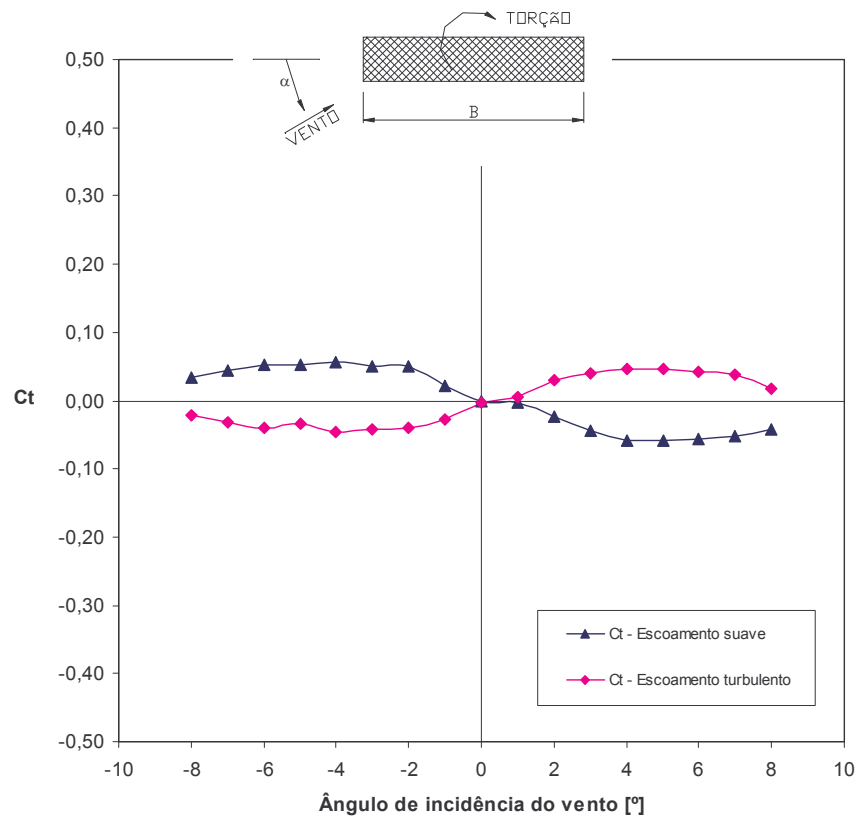


Fig. 4.5 - Mod. I: coeficiente de torção - C_t .

Tab. 4.2 – Mod. II: coeficientes aerodinâmicos.

α [°]	C_x suave	C_x turb	C_a suave	C_a turb	C_z suave	C_z turb	C_s suave	C_s turb	C_t suave	C_t turb
-8	-0,05	-0,02	0,05	0,07	-0,73	-0,63	-0,73	-0,63	-0,23	-0,20
-7	-0,03	0,00	0,05	0,06	-0,63	-0,55	-0,63	-0,54	-0,20	-0,17
-6	0,00	0,01	0,05	0,06	-0,52	-0,45	-0,51	-0,45	-0,17	-0,14
-5	0,02	0,02	0,05	0,06	-0,44	-0,42	-0,44	-0,41	-0,15	-0,13
-4	0,03	0,04	0,05	0,06	-0,28	-0,27	-0,28	-0,27	-0,10	-0,09
-3	0,05	0,05	0,06	0,06	-0,21	-0,20	-0,21	-0,20	-0,08	-0,07
-2	0,06	0,05	0,06	0,06	-0,08	-0,09	-0,08	-0,09	-0,05	-0,05
-1	0,05	0,06	0,05	0,06	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,04
0	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,05	0,06	0,05	-0,02	-0,02
1	0,06	0,06	0,06	0,06	0,23	0,16	0,23	0,16	0,02	0,02
2	0,05	0,06	0,06	0,07	0,31	0,25	0,31	0,25	0,04	0,02
3	0,05	0,05	0,07	0,07	0,37	0,30	0,36	0,29	0,05	0,05
4	0,07	0,05	0,11	0,08	0,50	0,40	0,49	0,40	0,05	0,07
5	0,04	0,05	0,09	0,09	0,57	0,50	0,57	0,49	0,09	0,09
6	0,03	0,03	0,10	0,10	0,67	0,59	0,66	0,58	0,13	0,12
7	0,01	0,02	0,11	0,10	0,77	0,66	0,76	0,65	0,16	0,15
8	-0,02	-0,01	0,10	0,11	0,85	0,81	0,85	0,80	0,20	0,19

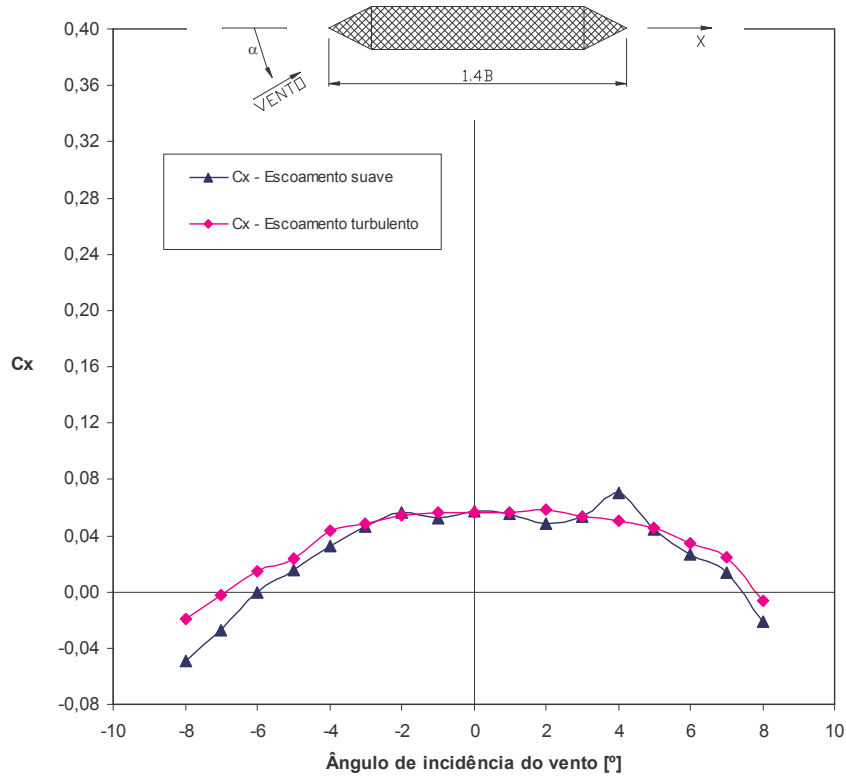


Fig. 4.6 - Mod. II: coeficiente de força na direção x - C_x .

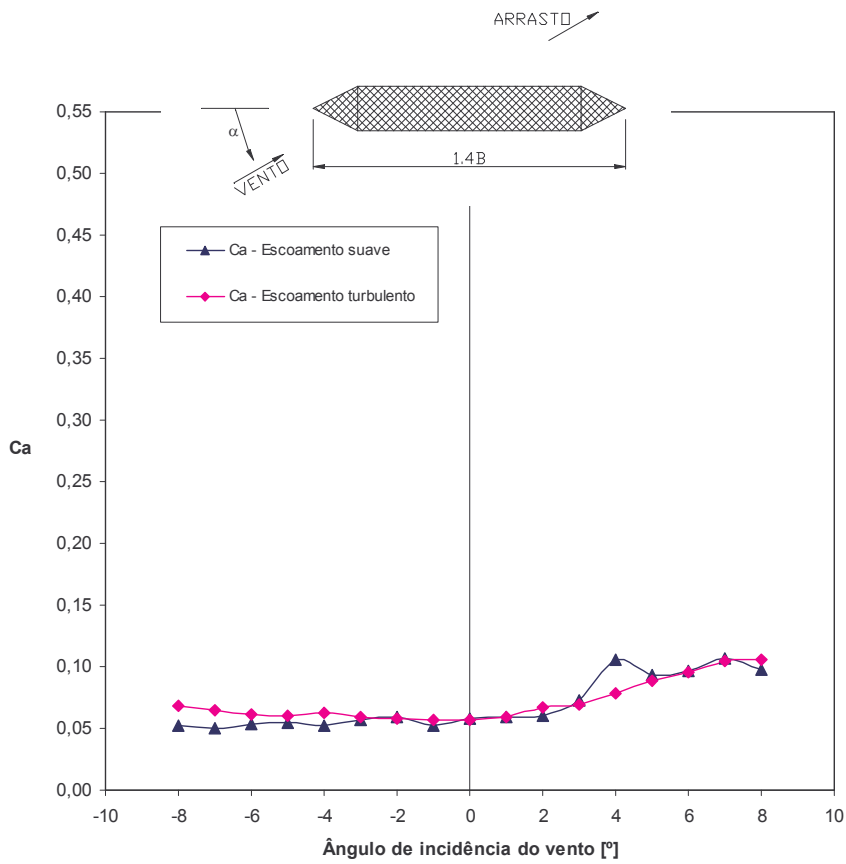


Fig. 4.7 - Mod. II: coeficiente de arrasto - C_a .

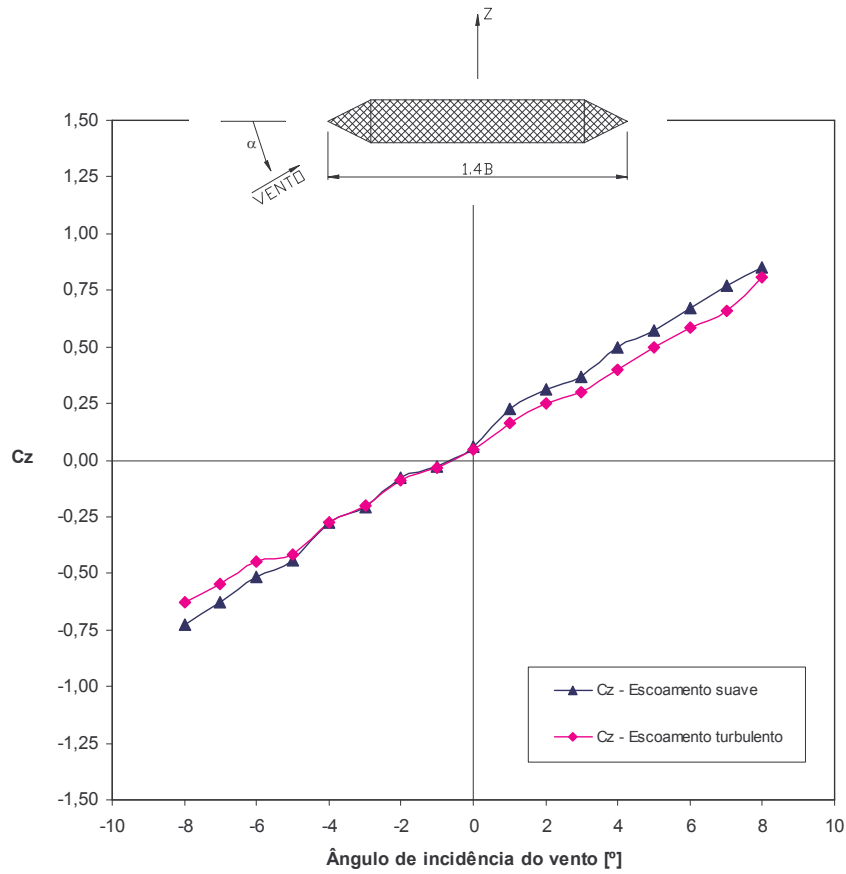


Fig. 4.8 - Mod. II: coeficiente de força na direção z - C_z .

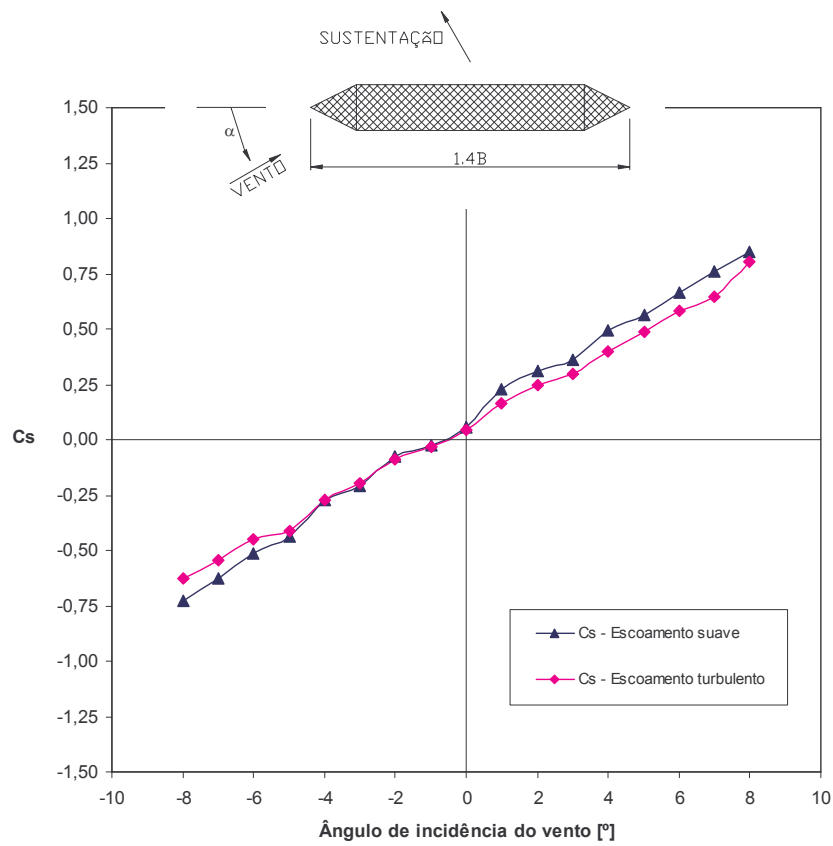
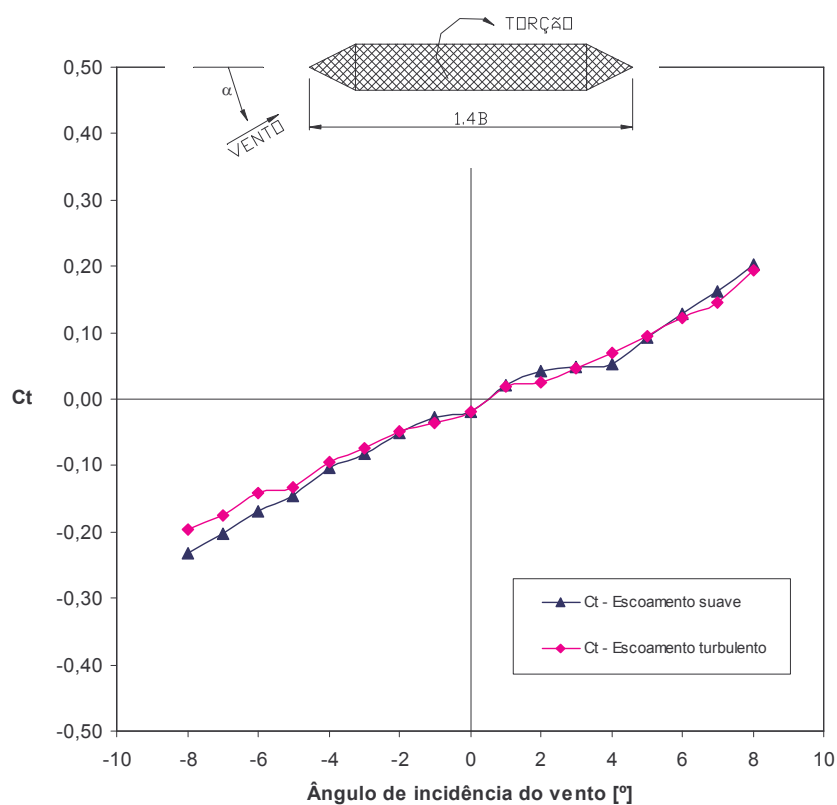


Fig. 4.9 - Mod. II: coeficiente de sustentação - C_s .

Fig. 4.10 - Mod. II: coeficiente de torção - C_t .

Tab. 4.3 – Mod. III: coeficientes aerodinâmicos.

α [°]	Cx suave	Cx turb	Ca suave	Ca turb	Cz suave	Cz turb	Cs suave	Cs turb	Ct suave	Ct turb
-8	0,10	0,04	0,21	0,17	-0,78	-0,89	-0,76	-0,88	-0,10	-0,17
-7	0,08	0,05	0,17	0,14	-0,79	-0,77	-0,77	-0,76	-0,12	-0,16
-6	0,07	0,06	0,15	0,13	-0,76	-0,67	-0,75	-0,66	-0,13	-0,14
-5	0,07	0,07	0,13	0,12	-0,73	-0,56	-0,72	-0,55	-0,14	-0,12
-4	0,09	0,08	0,13	0,10	-0,58	-0,41	-0,58	-0,40	-0,12	-0,09
-3	0,11	0,09	0,14	0,10	-0,43	-0,34	-0,42	-0,33	-0,09	-0,08
-2	0,12	0,08	0,13	0,09	-0,30	-0,18	-0,30	-0,18	-0,06	-0,04
-1	0,12	0,09	0,12	0,09	-0,09	-0,08	-0,09	-0,08	-0,03	-0,02
0	0,12	0,10	0,12	0,10	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,00
1	0,13	0,10	0,13	0,10	0,19	0,14	0,19	0,14	0,03	0,03
2	0,12	0,09	0,14	0,10	0,37	0,27	0,36	0,26	0,06	0,06
3	0,12	0,09	0,14	0,11	0,47	0,33	0,46	0,32	0,08	0,07
4	0,10	0,09	0,15	0,12	0,63	0,47	0,62	0,46	0,10	0,09
5	0,09	0,07	0,16	0,12	0,79	0,60	0,78	0,59	0,10	0,11
6	0,09	0,08	0,18	0,15	0,84	0,74	0,82	0,73	0,09	0,13
7	0,11	0,07	0,20	0,17	0,75	0,85	0,73	0,83	0,07	0,14
8	0,11	0,06	0,22	0,19	0,77	0,90	0,75	0,89	0,06	0,14

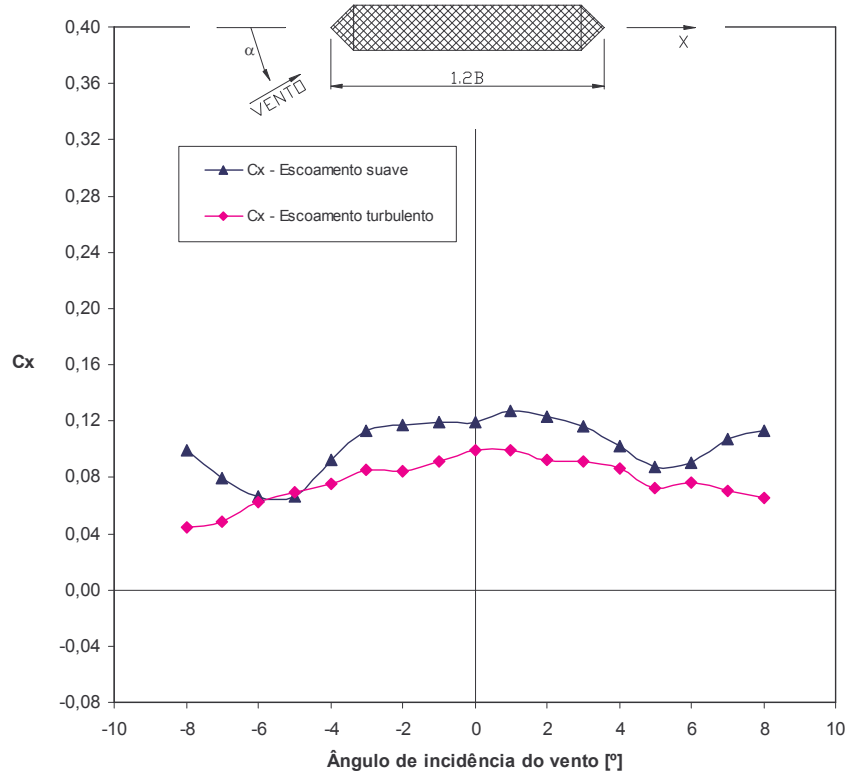


Fig. 4.11 - Mod. III: coeficiente de força na direção x - C_x .

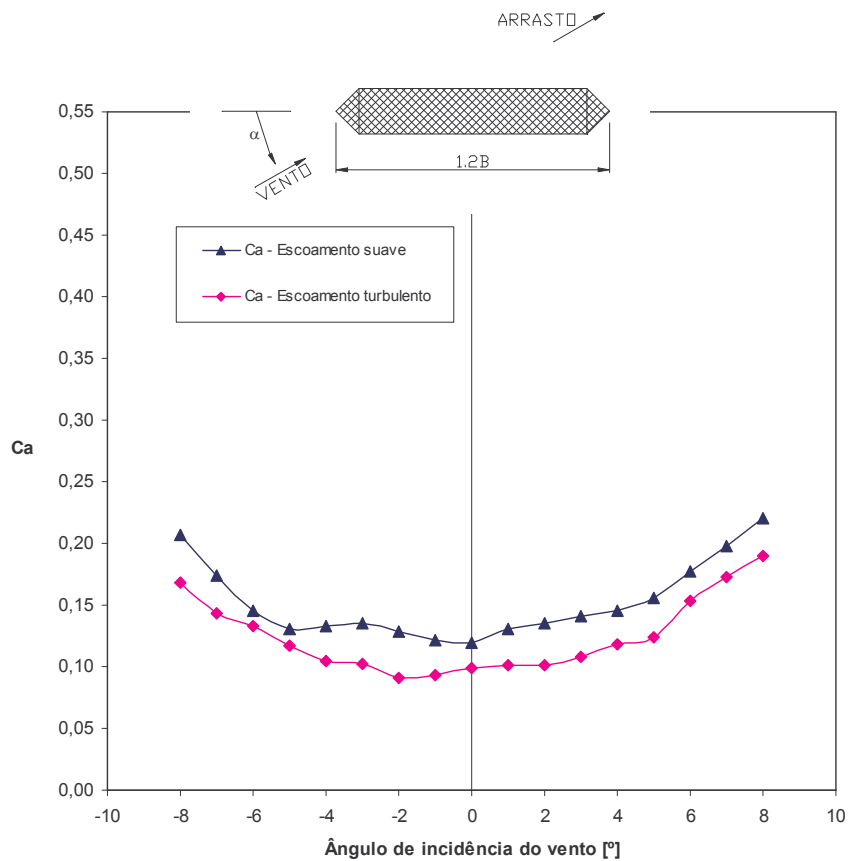


Fig. 4.12 - Mod. III: coeficiente de arrasto - C_a .

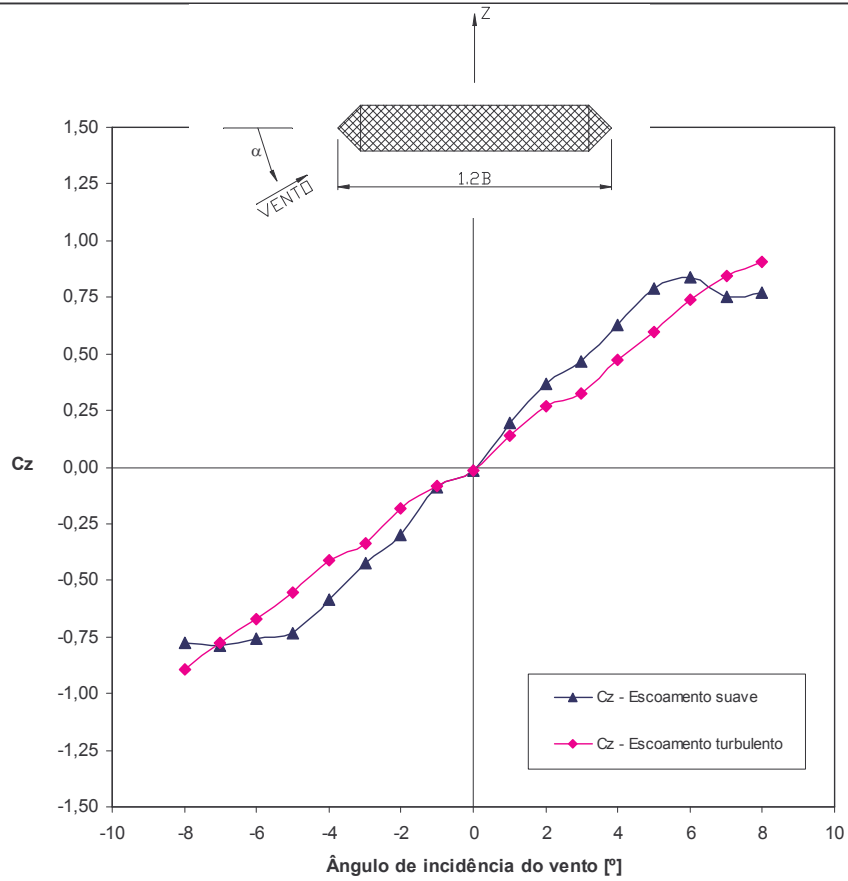


Fig. 4.13 - Mod. III: coeficiente de força na direção z - C_z .

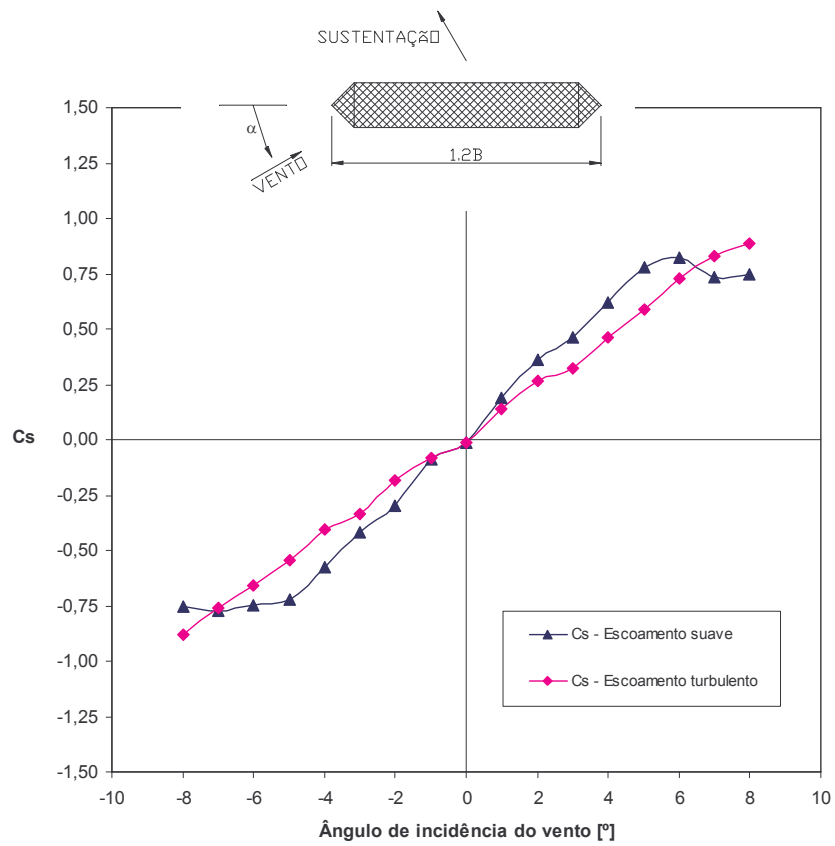
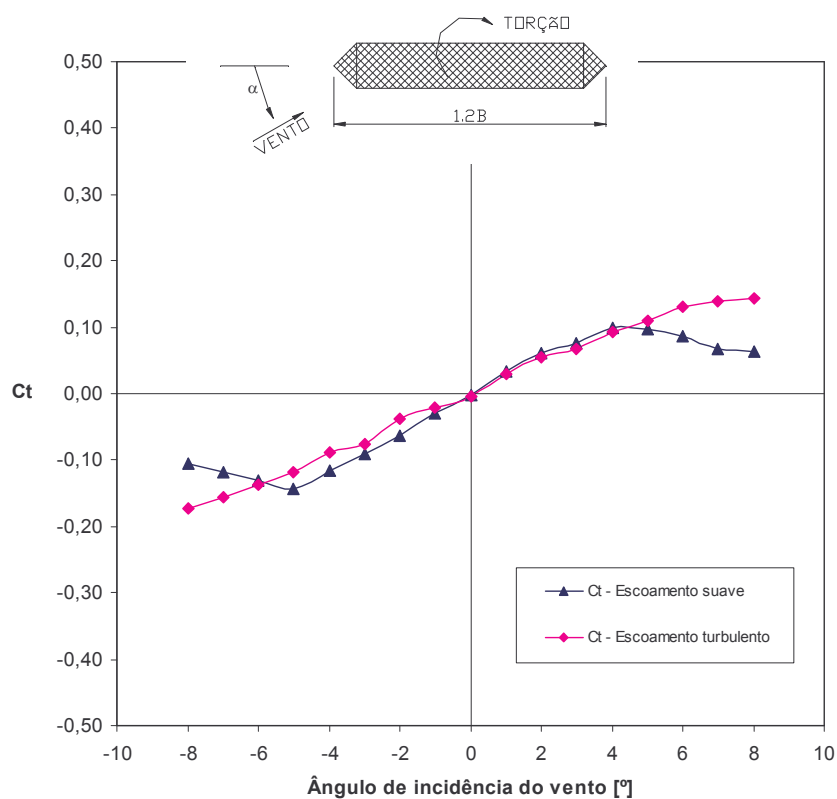


Fig. 4.14 - Mod. III: coeficiente de sustentação - C_s .

Fig. 4.15 - Mod. III: coeficiente de torção - C_t .

Tab. 4.4 – Mod. IV: coeficientes aerodinâmicos.

α [°]	C_x suave	C_x turb	C_a suave	C_a turb	C_z suave	C_z turb	C_s suave	C_s turb	C_t suave	C_t turb
-8	0,18	0,15	0,29	0,27	-0,75	-0,83	-0,72	-0,80	-0,08	-0,18
-7	0,17	0,15	0,26	0,24	-0,71	-0,77	-0,69	-0,74	-0,07	-0,18
-6	0,16	0,14	0,23	0,21	-0,69	-0,65	-0,67	-0,63	-0,08	-0,17
-5	0,14	0,14	0,20	0,18	-0,67	-0,56	-0,66	-0,55	-0,08	-0,17
-4	0,13	0,13	0,17	0,16	-0,62	-0,41	-0,61	-0,40	-0,10	-0,15
-3	0,13	0,13	0,15	0,14	-0,44	-0,28	-0,44	-0,27	-0,11	-0,12
-2	0,13	0,12	0,13	0,13	-0,25	-0,17	-0,24	-0,17	-0,11	-0,10
-1	0,12	0,12	0,12	0,12	-0,02	-0,04	-0,02	-0,04	-0,08	-0,07
0	0,11	0,11	0,11	0,11	0,03	0,02	0,03	0,02	-0,07	-0,06
1	0,10	0,10	0,10	0,10	0,32	0,20	0,32	0,20	-0,03	-0,02
2	0,09	0,09	0,10	0,10	0,44	0,32	0,44	0,31	-0,01	0,01
3	0,10	0,08	0,12	0,10	0,52	0,45	0,51	0,44	-0,01	0,03
4	0,11	0,07	0,14	0,11	0,51	0,54	0,50	0,53	-0,02	0,04
5	0,11	0,07	0,16	0,12	0,51	0,63	0,49	0,62	-0,02	0,05
6	0,13	0,06	0,17	0,14	0,42	0,73	0,40	0,72	-0,03	0,06
7	0,14	0,07	0,18	0,16	0,39	0,77	0,37	0,75	-0,03	0,05
8	0,14	0,07	0,20	0,18	0,42	0,77	0,39	0,76	-0,03	0,04

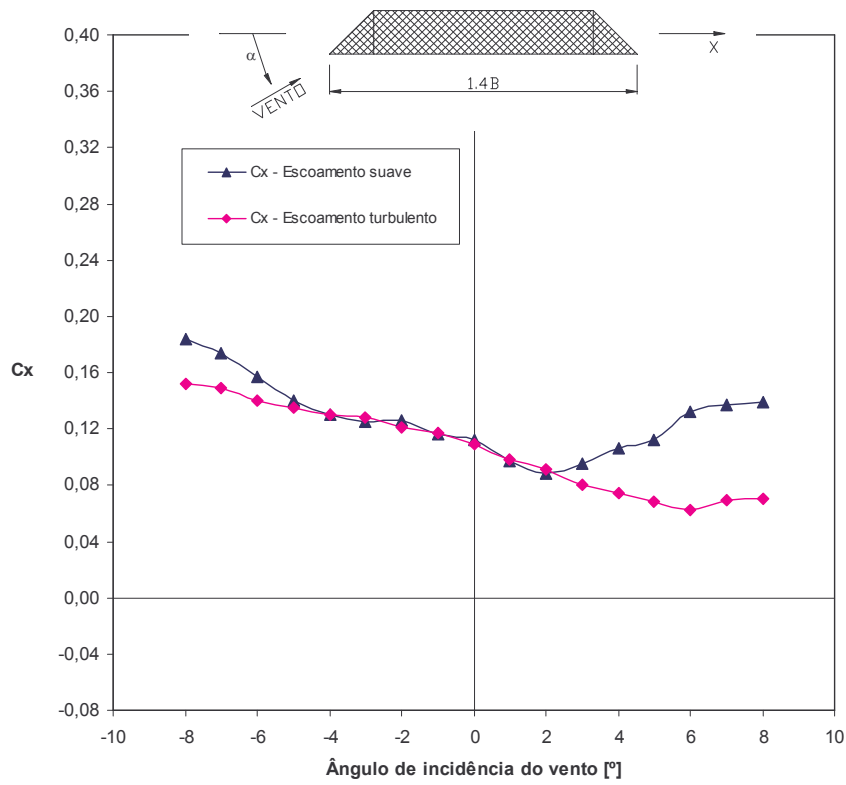


Fig. 4.16 - Mod. IV: coeficiente de força na direção x - C_x .

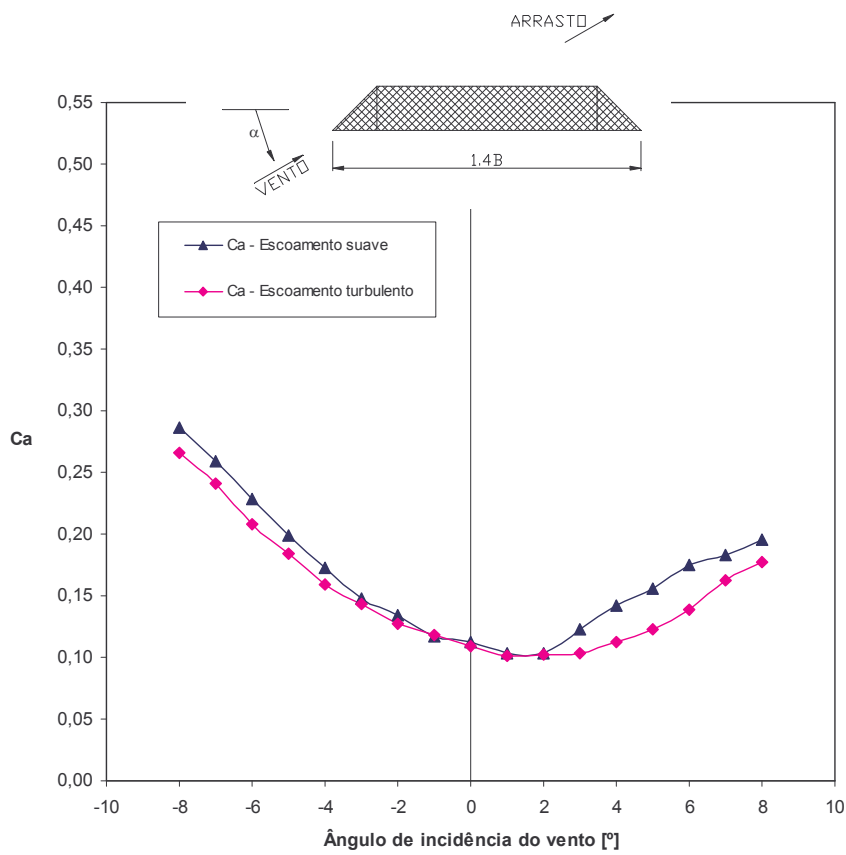


Fig. 4.17 - Mod. IV: coeficiente de arrasto - C_a .

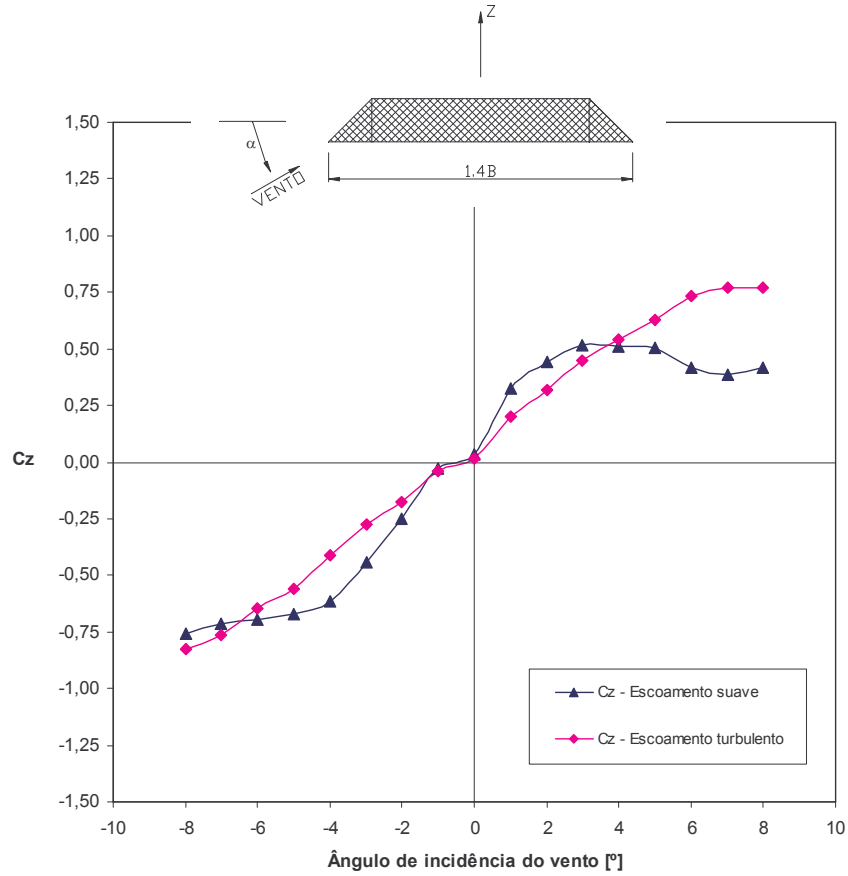


Fig. 4.18 - Mod. IV: coeficiente de força na direção z - C_z .

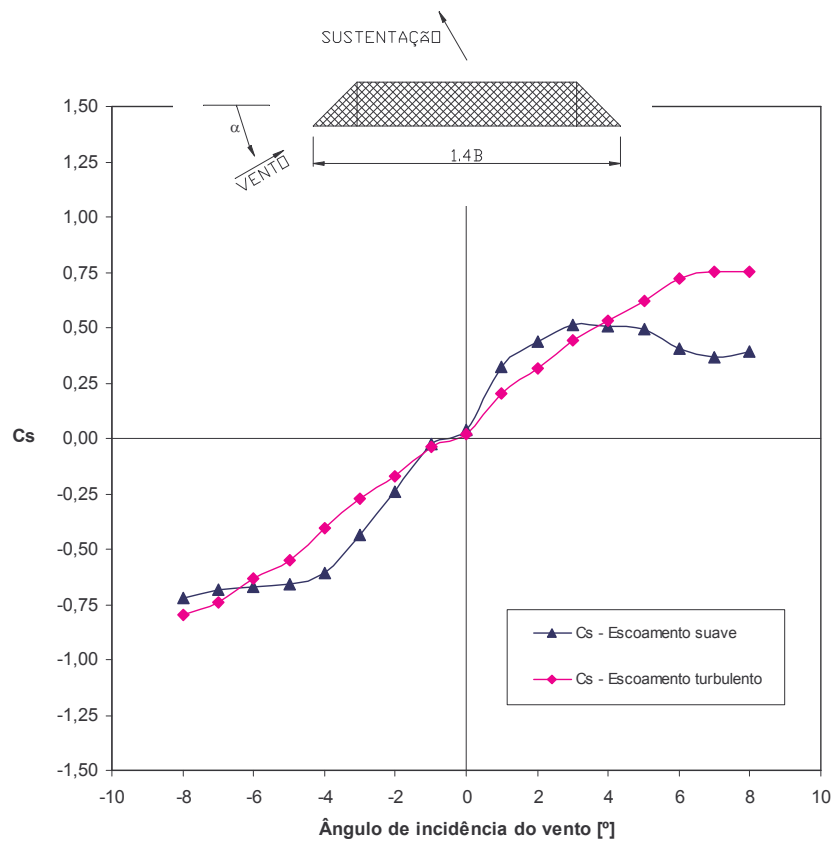


Fig. 4.19 - Mod. IV: coeficiente de sustentação - C_s .

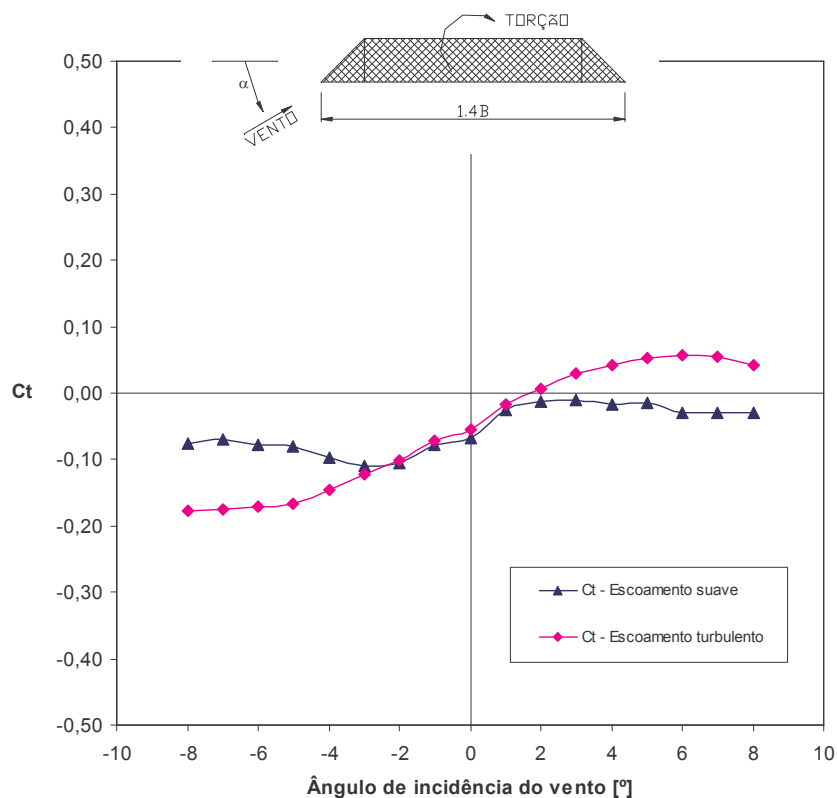


Fig. 4.20 - Mod. IV: coeficiente de torção - C_t .

Tab. 4.5 – Mod. V: coeficientes aerodinâmicos.

α [°]	Cx suave tipo 2	Cx suave tipo 1	Cx turb	Ca suave tipo 2	Ca suave tipo 1	Ca turb	Cz suave tipo 2	Cz suave tipo 1	Cz turb	Cs suave tipo 2	Cs suave tipo 1	Cs turb	Ct suave tipo 2	Ct suave tipo 1	Ct turb
-8	0,04	0,13	-0,02	0,17	0,22	0,10	-0,92	-0,70	-0,86	-0,91	-0,67	-0,85	-0,20	-0,06	-0,21
-7	0,03	0,10	0,00	0,13	0,20	0,09	-0,86	-0,78	-0,74	-0,85	-0,76	-0,74	-0,19	-0,08	-0,19
-6	0,03	0,09	0,02	0,11	0,17	0,09	-0,77	-0,78	-0,63	-0,76	-0,77	-0,63	-0,18	-0,09	-0,16
-5	0,04	0,07	0,04	0,09	0,14	0,09	-0,59	-0,77	-0,52	-0,59	-0,76	-0,51	-0,17	-0,11	-0,14
-4	0,08	0,07	0,06	0,11	0,12	0,09	-0,54	-0,67	-0,45	-0,54	-0,67	-0,44	-0,13	-0,11	-0,12
-3	0,11	0,08	0,08	0,13	0,10	0,09	-0,36	-0,40	-0,28	-0,35	-0,40	-0,28	-0,09	-0,09	-0,08
-2	0,09	0,10	0,08	0,10	0,11	0,09	-0,26	-0,28	-0,20	-0,26	-0,28	-0,19	-0,07	-0,07	-0,06
-1	0,13	0,11	0,09	0,13	0,11	0,09	-0,10	-0,11	-0,09	-0,10	-0,11	-0,09	-0,03	-0,04	-0,04
0	0,14	0,11	0,09	0,14	0,11	0,09	0,07	0,07	0,05	0,07	0,07	0,05	0,00	0,00	-0,01
1	0,14	0,11	0,09	0,14	0,11	0,09	0,21	0,21	0,16	0,21	0,21	0,15	0,03	0,02	0,02
2	0,12	0,09	0,08	0,13	0,10	0,10	0,45	0,45	0,33	0,44	0,45	0,33	0,07	0,07	0,06
3	0,10	0,08	0,08	0,13	0,11	0,10	0,56	0,56	0,41	0,55	0,56	0,41	0,09	0,08	0,08
4	0,08	0,08	0,07	0,12	0,13	0,10	0,64	0,72	0,52	0,63	0,72	0,52	0,11	0,09	0,11
5	0,07	0,09	0,05	0,14	0,16	0,11	0,75	0,80	0,62	0,74	0,79	0,62	0,13	0,08	0,13
6	0,07	0,09	0,04	0,16	0,18	0,12	0,87	0,81	0,73	0,86	0,80	0,72	0,14	0,08	0,15
7	0,06	0,08	0,03	0,18	0,19	0,13	0,92	0,89	0,81	0,90	0,87	0,80	0,14	0,12	0,17
8	0,07	0,08	0,03	0,21	0,21	0,15	0,98	0,93	0,90	0,96	0,91	0,89	0,15	0,12	0,19

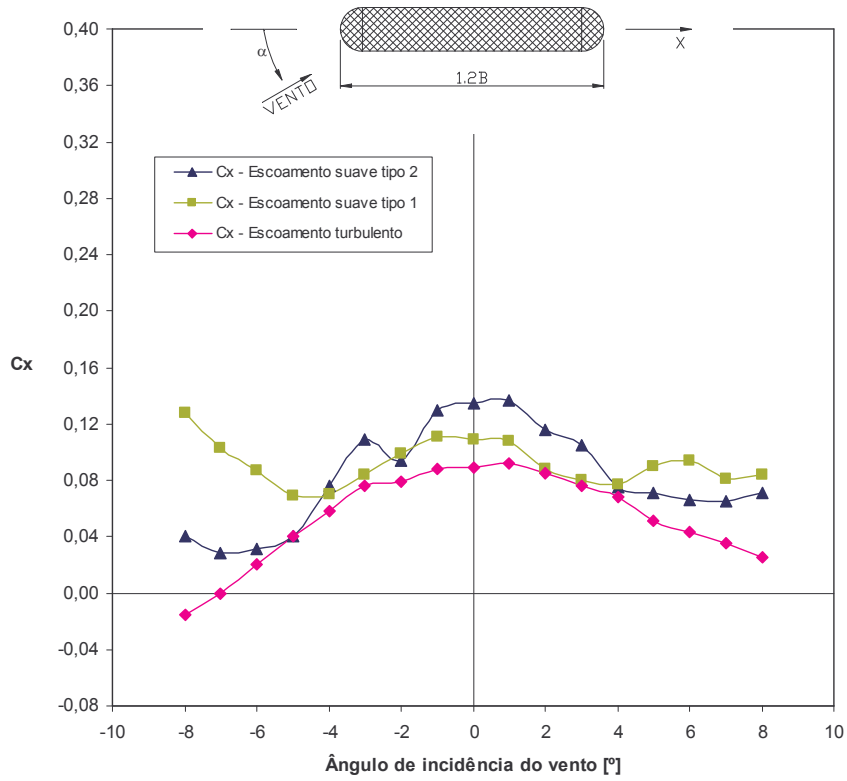


Fig. 4.21 - Mod. V: coeficiente de força na direção x - C_x .

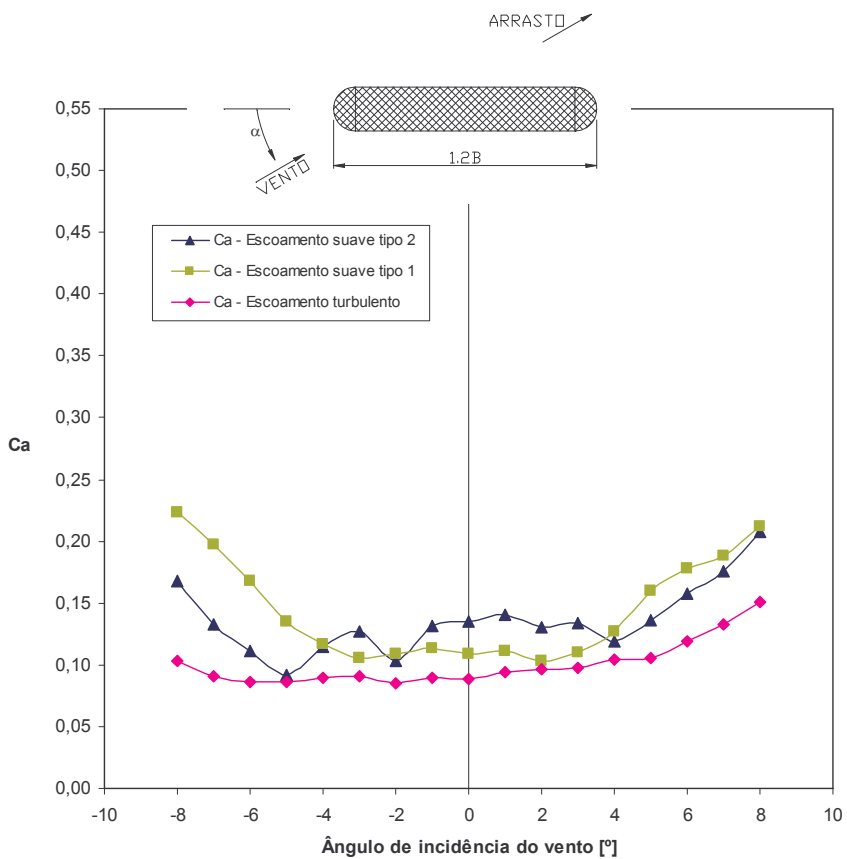


Fig. 4.22 - Mod. V: coeficiente de arrasto - C_a .

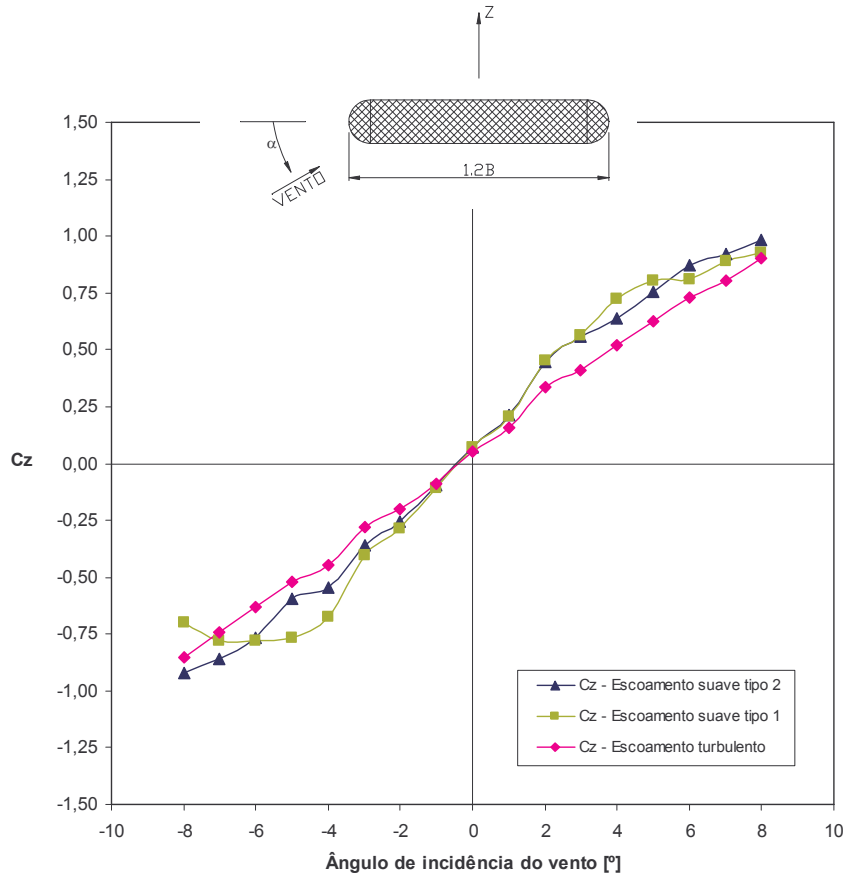


Fig. 4.23 - Mod. V: coeficiente de força na direção z - C_z .

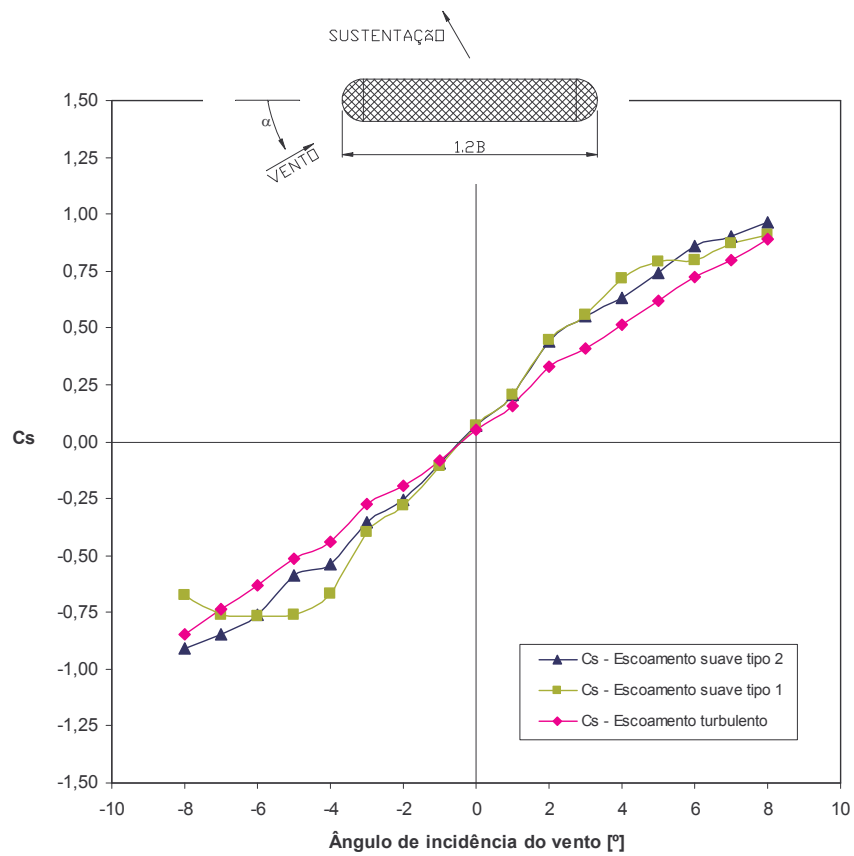
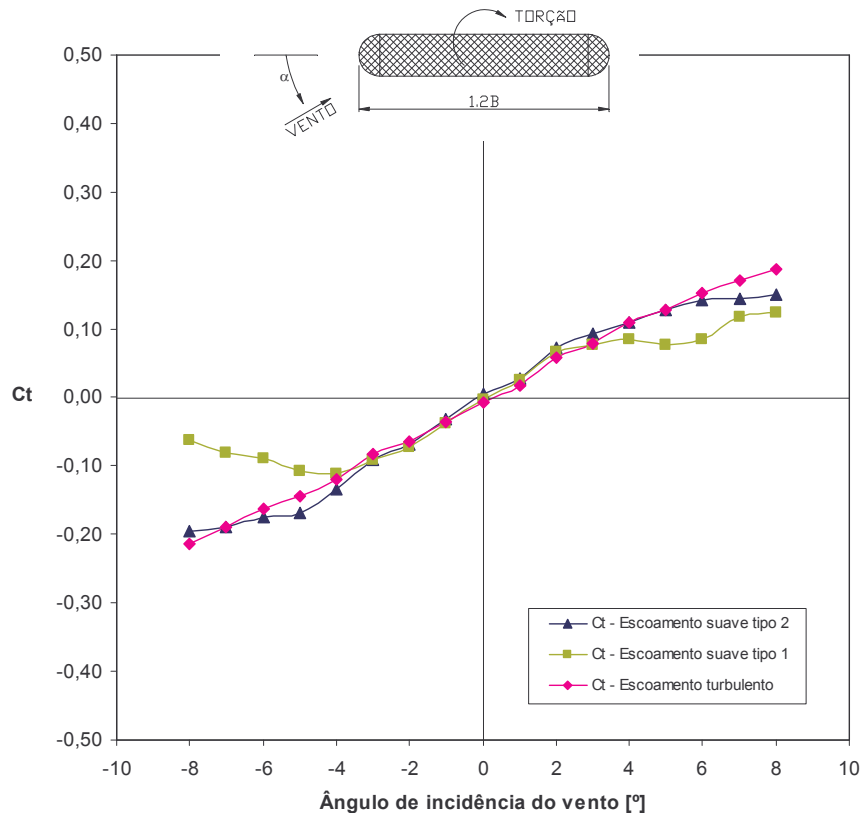


Fig. 4.24 - Mod. V: coeficiente de sustentação - C_s .

Fig. 4.25 - Mod. V: coeficiente de torção - C_t

Tab. 4.6 – Mod. VI: coeficientes aerodinâmicos.

α [°]	Cx suave	Cx turb	Ca suave	Ca turb	Cz suave	Cz turb	Cs suave	Cs turb	Ct suave	Ct turb
-8	0,15	0,12	0,22	0,25	-0,58	-0,94	-0,55	-0,91	-0,01	-0,10
-7	0,14	0,11	0,20	0,21	-0,55	-0,82	-0,53	-0,80	0,00	-0,11
-6	0,13	0,11	0,19	0,19	-0,57	-0,77	-0,55	-0,76	0,00	-0,12
-5	0,13	0,11	0,18	0,18	-0,61	-0,72	-0,60	-0,71	-0,01	-0,12
-4	0,12	0,11	0,16	0,15	-0,63	-0,57	-0,62	-0,56	-0,02	-0,11
-3	0,11	0,11	0,15	0,14	-0,62	-0,45	-0,61	-0,44	-0,03	-0,09
-2	0,11	0,12	0,13	0,13	-0,48	-0,30	-0,47	-0,30	-0,04	-0,07
-1	0,12	0,12	0,12	0,12	-0,24	-0,15	-0,24	-0,15	-0,03	-0,03
0	0,11	0,12	0,11	0,12	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00
1	0,12	0,12	0,12	0,12	0,17	0,10	0,17	0,09	0,02	0,02
2	0,11	0,11	0,13	0,12	0,41	0,25	0,41	0,25	0,04	0,05
3	0,11	0,12	0,14	0,13	0,55	0,36	0,55	0,36	0,04	0,07
4	0,13	0,11	0,17	0,15	0,63	0,53	0,62	0,52	0,03	0,10
5	0,12	0,11	0,18	0,17	0,63	0,65	0,62	0,64	0,02	0,11
6	0,13	0,11	0,19	0,19	0,58	0,76	0,57	0,74	0,01	0,12
7	0,14	0,11	0,20	0,21	0,56	0,81	0,54	0,79	0,00	0,12
8	0,14	0,12	0,22	0,25	0,56	0,92	0,54	0,90	0,01	0,12

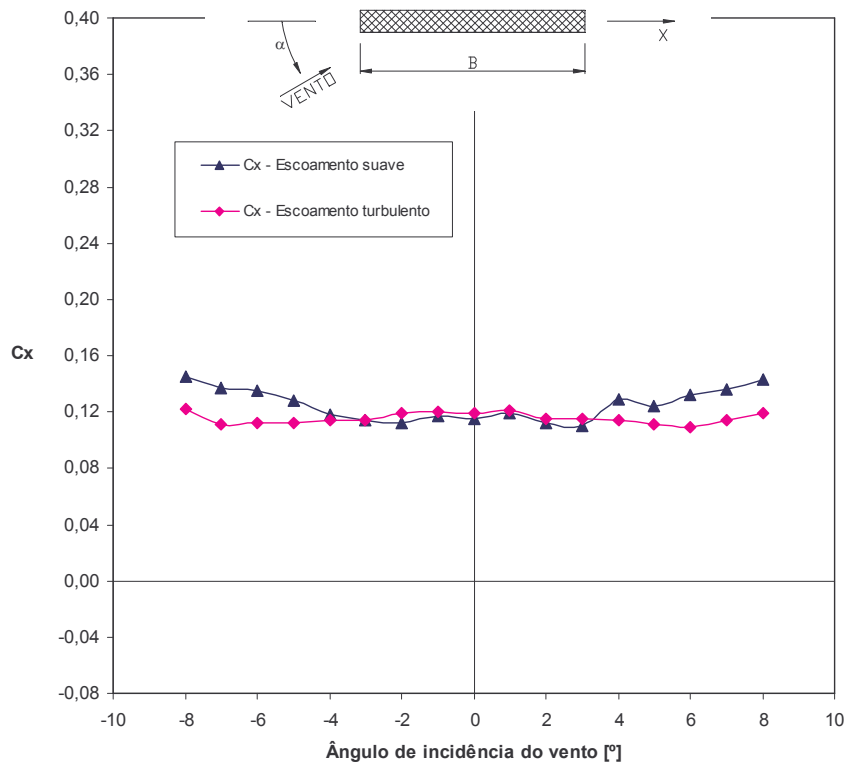


Fig. 4.26 - Mod. VI: coeficiente de força na direção x - C_x .

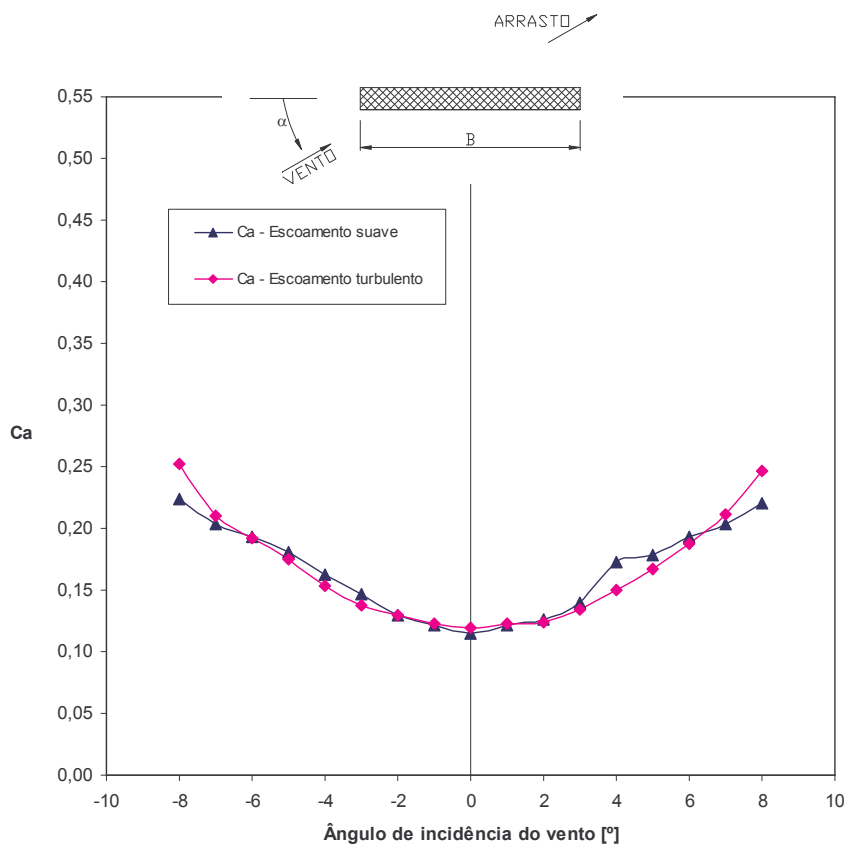


Fig. 4.27 - Mod. VI: coeficiente de arrasto - C_a .

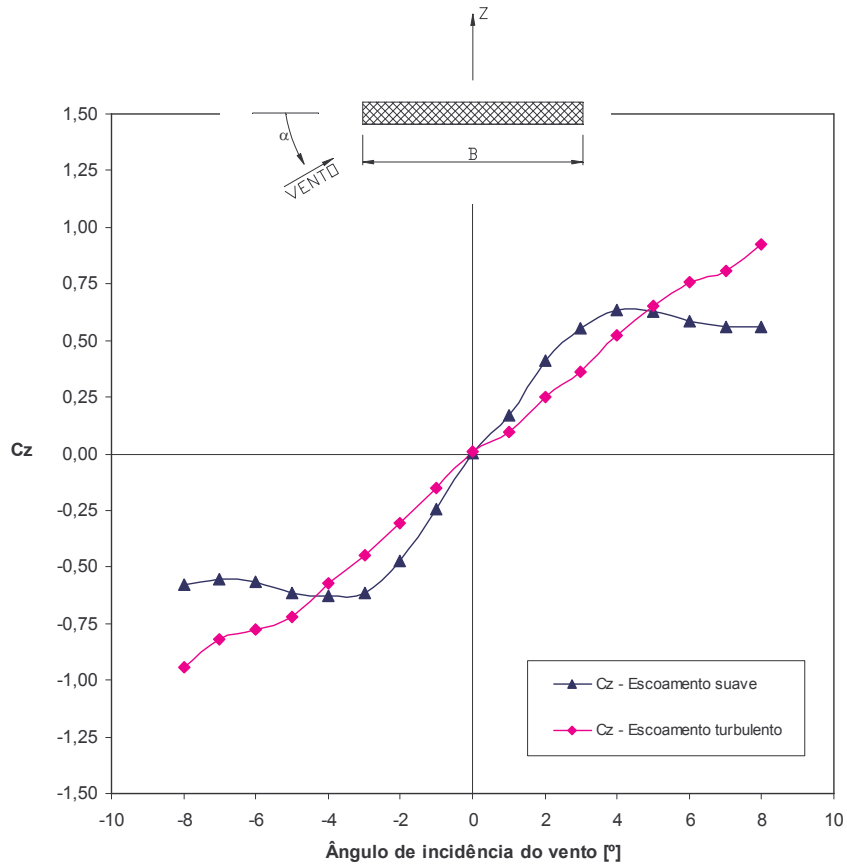


Fig. 4.28 - Mod. VI: coeficiente de força na direção z - C_z .

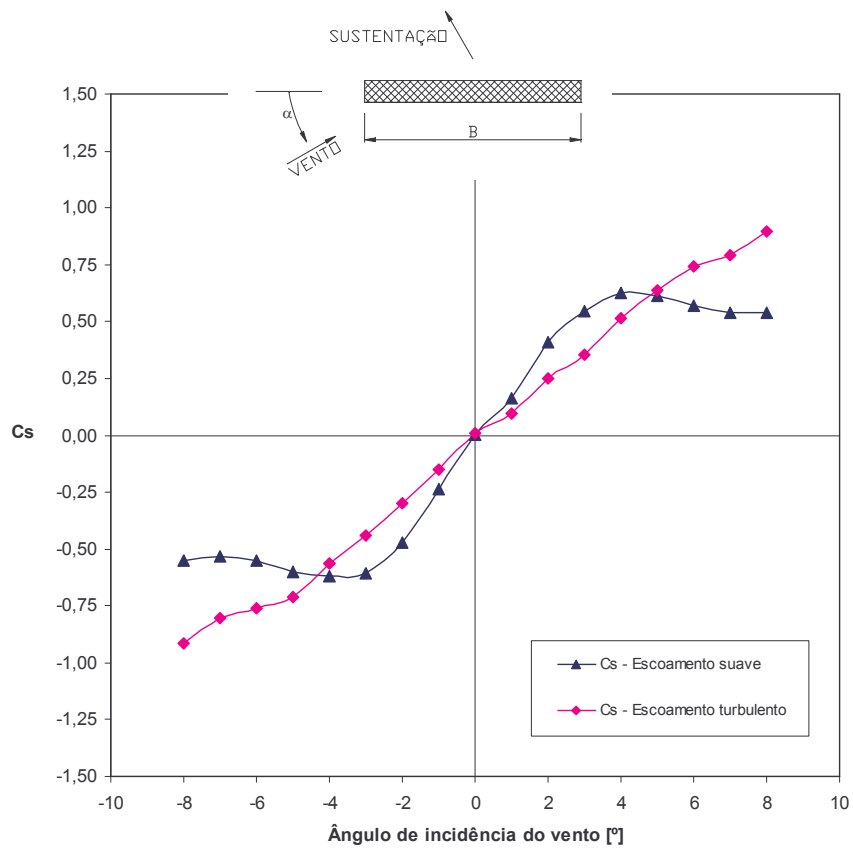
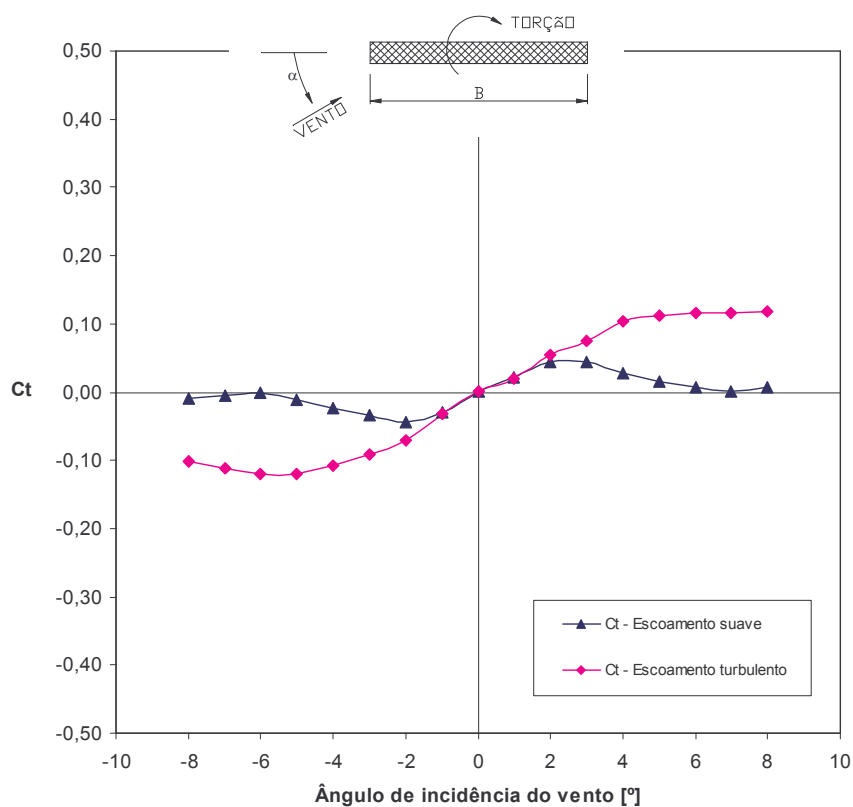


Fig. 4.29 - Mod. VI: coeficiente de sustentação - C_s .

Fig. 4.30 - Mod. VI: coeficiente de torção - C_t .

Tab. 4.7 – Mod. VII: coeficientes aerodinâmicos.

α [°]	Cx suave	Cx turb	Ca suave	Ca turb	Cz suave	Cz turb	Cs suave	Cs turb	Ct suave	Ct turb
-8	0,15	0,11	0,24	0,24	-0,64	-0,89	-0,62	-0,86	-0,01	-0,10
-7	0,14	0,11	0,22	0,21	-0,63	-0,83	-0,60	-0,81	0,00	-0,11
-6	0,13	0,11	0,20	0,19	-0,66	-0,78	-0,64	-0,76	-0,01	-0,12
-5	0,12	0,11	0,18	0,16	-0,68	-0,65	-0,66	-0,64	-0,01	-0,11
-4	0,12	0,11	0,16	0,15	-0,66	-0,54	-0,65	-0,53	-0,02	-0,10
-3	0,11	0,11	0,14	0,13	-0,58	-0,43	-0,58	-0,42	-0,03	-0,08
-2	0,11	0,12	0,12	0,13	-0,41	-0,24	-0,41	-0,23	-0,03	-0,05
-1	0,12	0,12	0,13	0,12	-0,14	-0,09	-0,14	-0,09	-0,02	-0,02
0	0,13	0,12	0,13	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,12	0,11	0,12	0,11	0,22	0,17	0,22	0,17	0,02	0,04
2	0,11	0,12	0,12	0,13	0,39	0,27	0,39	0,27	0,03	0,06
3	0,11	0,11	0,14	0,13	0,55	0,39	0,54	0,39	0,03	0,08
4	0,11	0,11	0,16	0,14	0,66	0,51	0,65	0,50	0,03	0,10
5	0,12	0,11	0,18	0,17	0,72	0,72	0,71	0,71	0,02	0,12
6	0,13	0,11	0,20	0,19	0,70	0,79	0,68	0,77	0,01	0,12
7	0,14	0,11	0,22	0,22	0,67	0,91	0,65	0,89	0,00	0,12
8	0,14	0,12	0,23	0,26	0,65	1,00	0,62	0,97	0,01	0,12

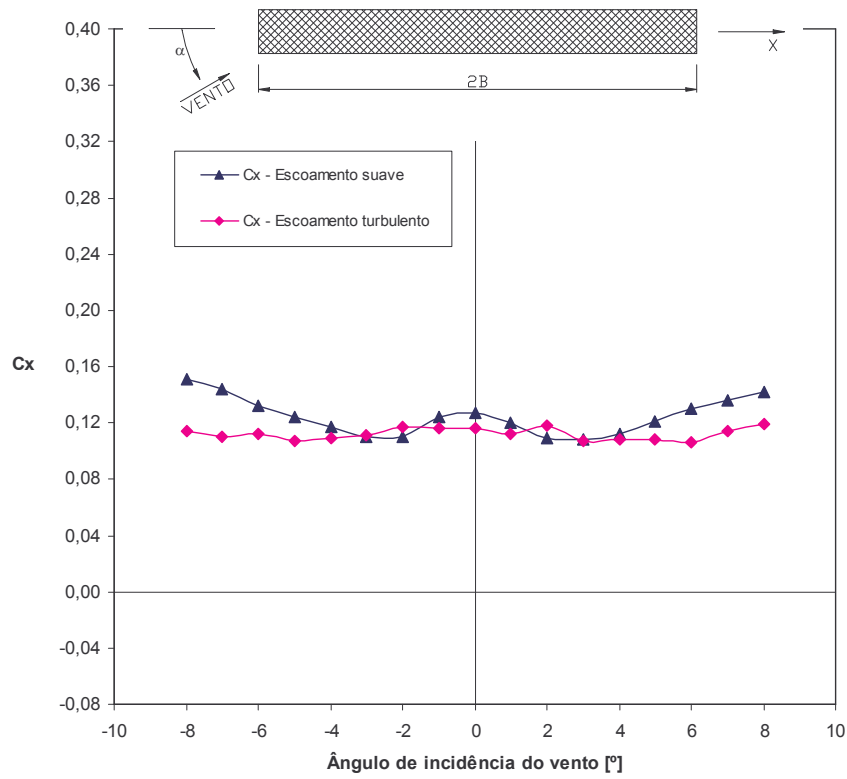


Fig. 4.31 - Mod. VII: coeficiente de força na direção x - C_x .

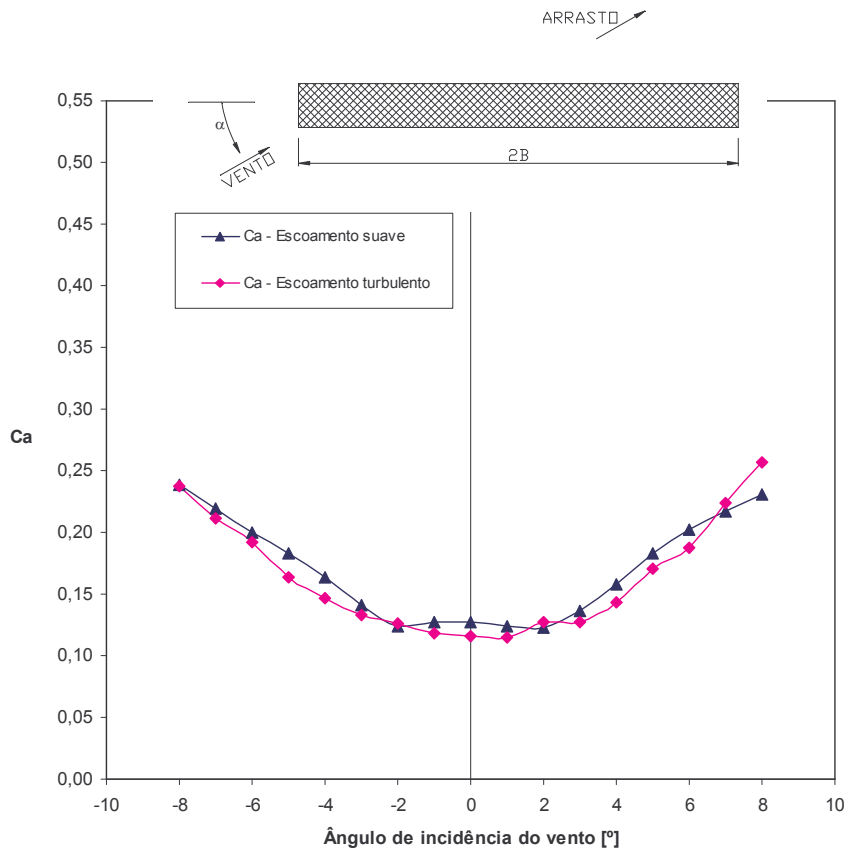


Fig. 4.32 - Mod. VII: coeficiente de arrasto - C_a .

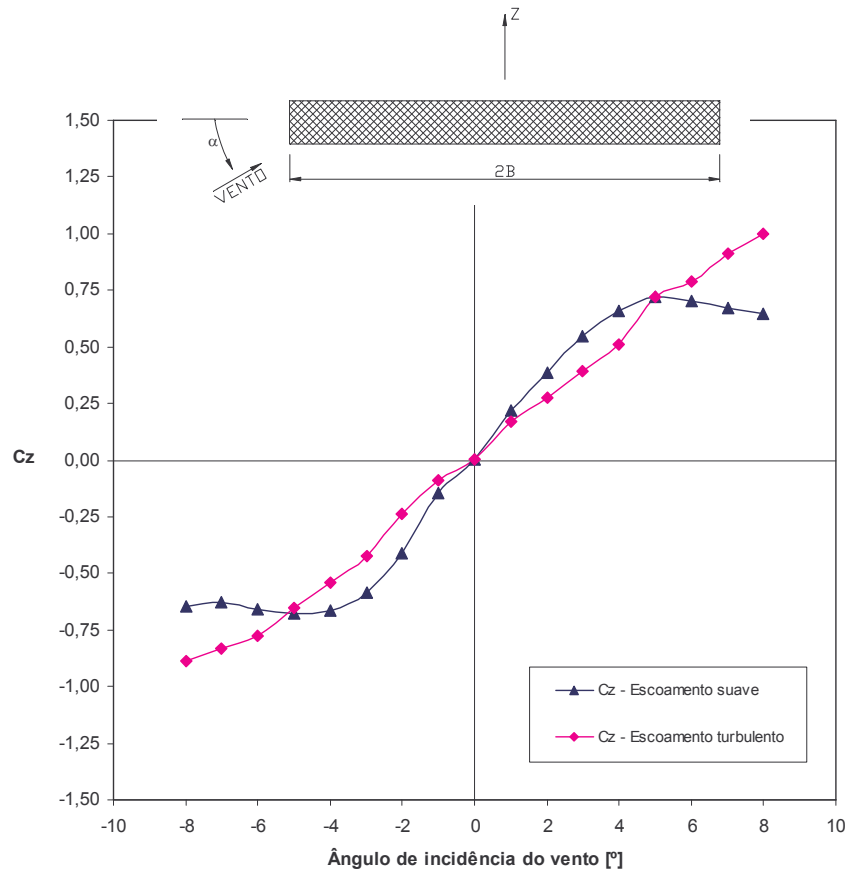


Fig. 4.33 - Mod. VII: coeficiente de força na direção z - C_z .

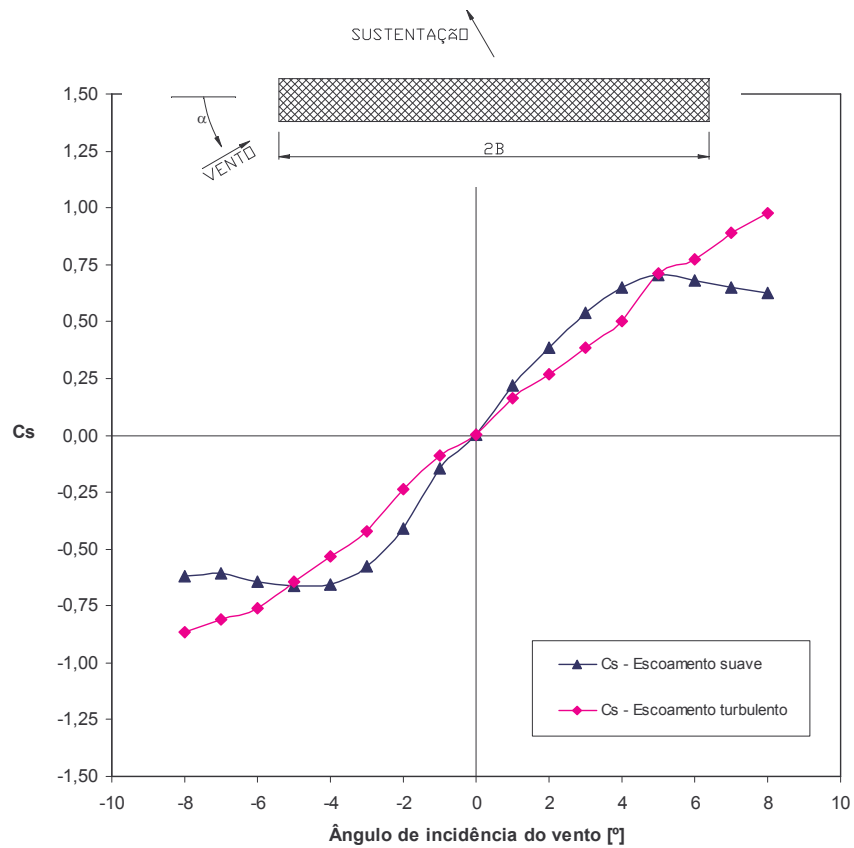
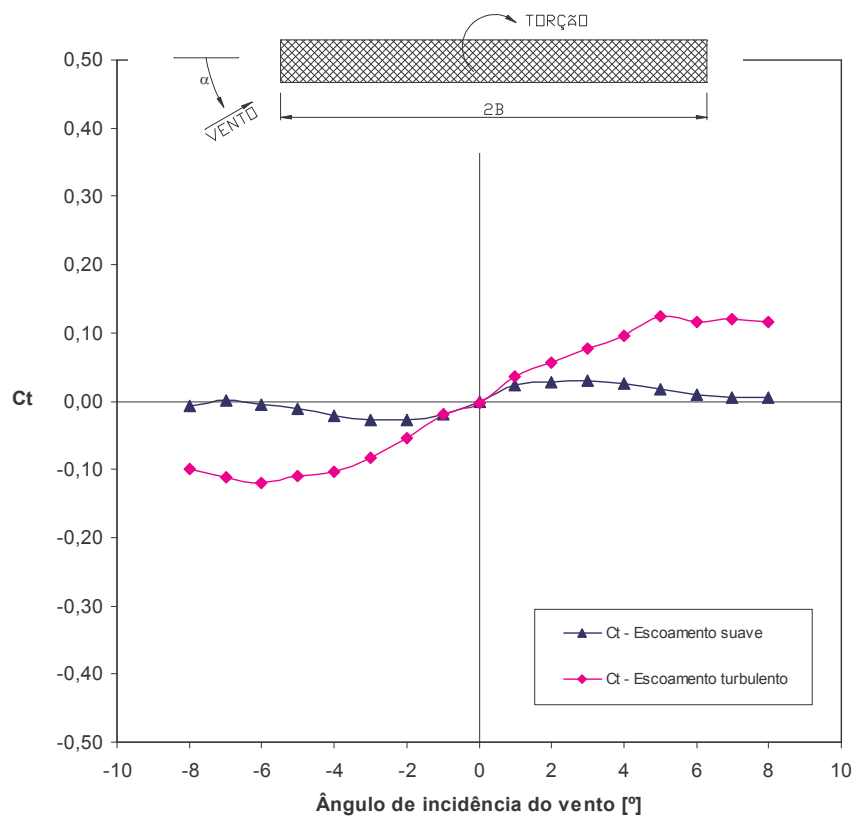


Fig. 4.34 - Mod. VII: coeficiente de sustentação - C_s .

Fig. 4.35 - Mod. VII: coeficiente de torção - C_t .

Tab. 4.8 – Mod. VIII: coeficientes aerodinâmicos.

α [°]	C_x suave	C_x turb	C_a suave	C_a turb	C_z suave	C_z turb	C_s suave	C_s turb	C_t suave	C_t turb
-8	0,35	0,34	0,44	0,46	-0,71	-0,91	-0,66	-0,85	0,05	0,07
-7	0,34	0,34	0,42	0,44	-0,65	-0,84	-0,61	-0,79	0,04	0,07
-6	0,34	0,35	0,40	0,43	-0,63	-0,74	-0,59	-0,70	0,03	0,07
-5	0,30	0,33	0,34	0,39	-0,46	-0,67	-0,44	-0,63	0,03	0,07
-4	0,30	0,32	0,33	0,36	-0,40	-0,59	-0,38	-0,57	0,02	0,06
-3	0,28	0,32	0,30	0,35	-0,35	-0,50	-0,33	-0,48	0,01	0,04
-2	0,27	0,31	0,28	0,33	-0,27	-0,36	-0,26	-0,35	0,01	0,02
-1	0,29	0,32	0,29	0,32	-0,04	-0,02	-0,04	-0,02	0,00	0,00
0	0,28	0,34	0,28	0,34	-0,04	-0,03	-0,04	-0,03	0,01	0,00
1	0,30	0,33	0,30	0,33	0,10	0,14	0,09	0,14	0,00	-0,01
2	0,30	0,35	0,31	0,36	0,22	0,33	0,20	0,32	-0,01	-0,01
3	0,32	0,34	0,34	0,36	0,36	0,42	0,34	0,41	-0,02	-0,04
4	0,31	0,36	0,34	0,40	0,46	0,69	0,44	0,66	-0,04	-0,05
5	0,32	0,34	0,36	0,40	0,44	0,68	0,41	0,65	-0,03	-0,05
6	0,33	0,36	0,39	0,44	0,55	0,79	0,51	0,75	-0,04	-0,06
7	0,35	0,37	0,44	0,48	0,75	0,87	0,70	0,82	-0,05	-0,06
8	0,37	0,37	0,49	0,49	0,85	0,89	0,79	0,83	-0,04	-0,08

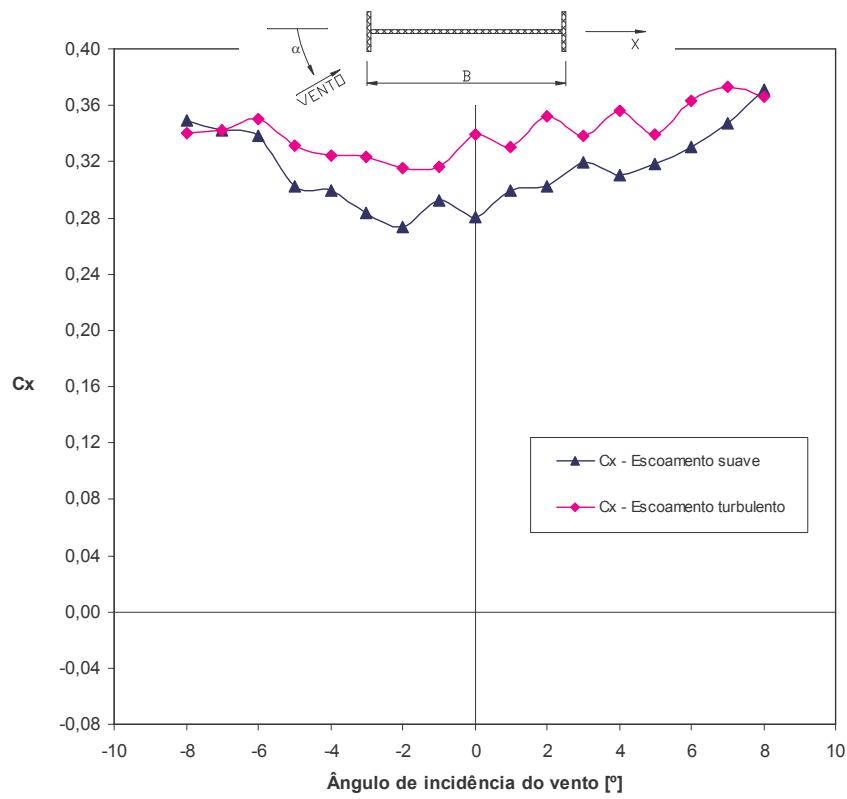


Fig. 4.36 - Mod. VIII: coeficiente de força na direção x - C_x .

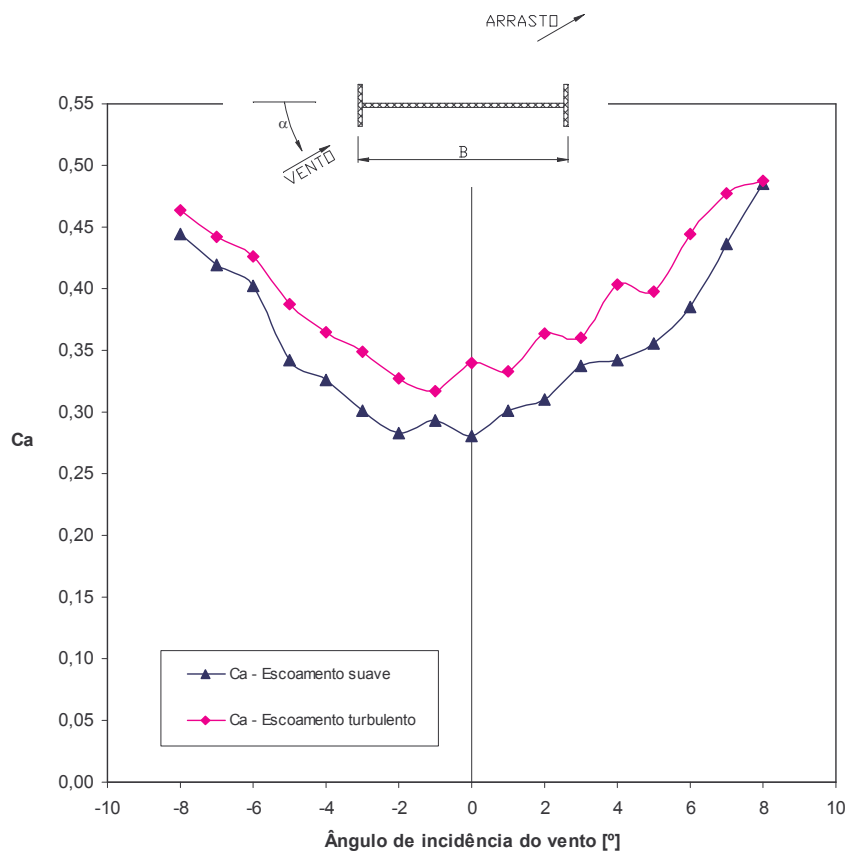


Fig. 4.37 - Mod. VIII: coeficiente de arrasto - C_a .

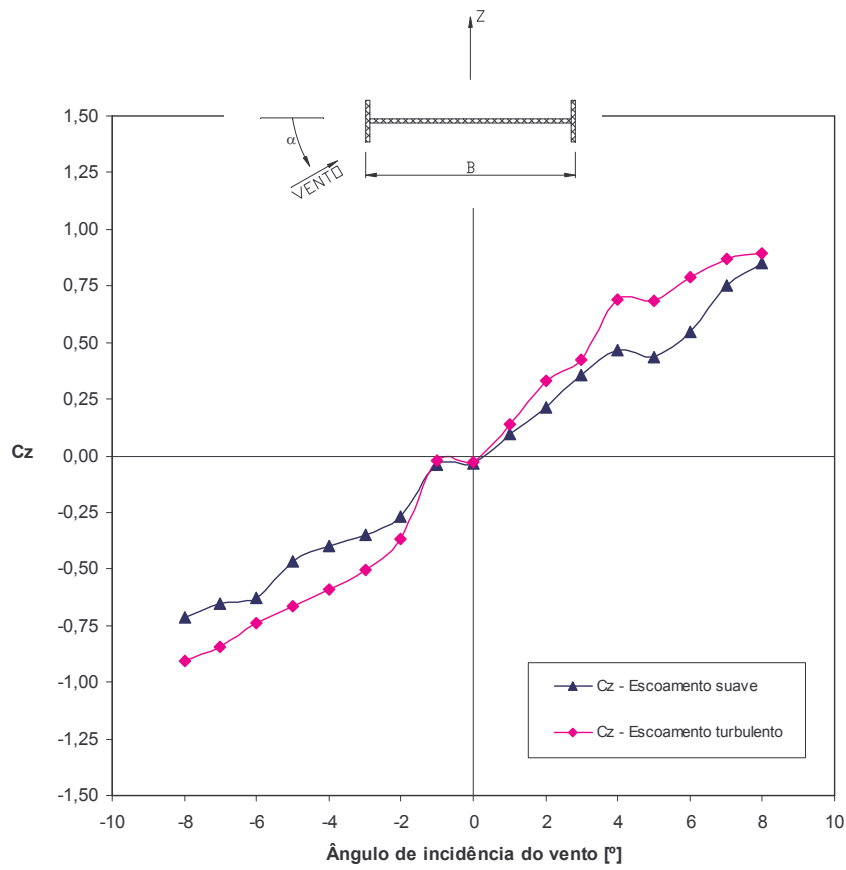


Fig. 4.38 - Mod. VIII: coeficiente de força na direção z - C_z .

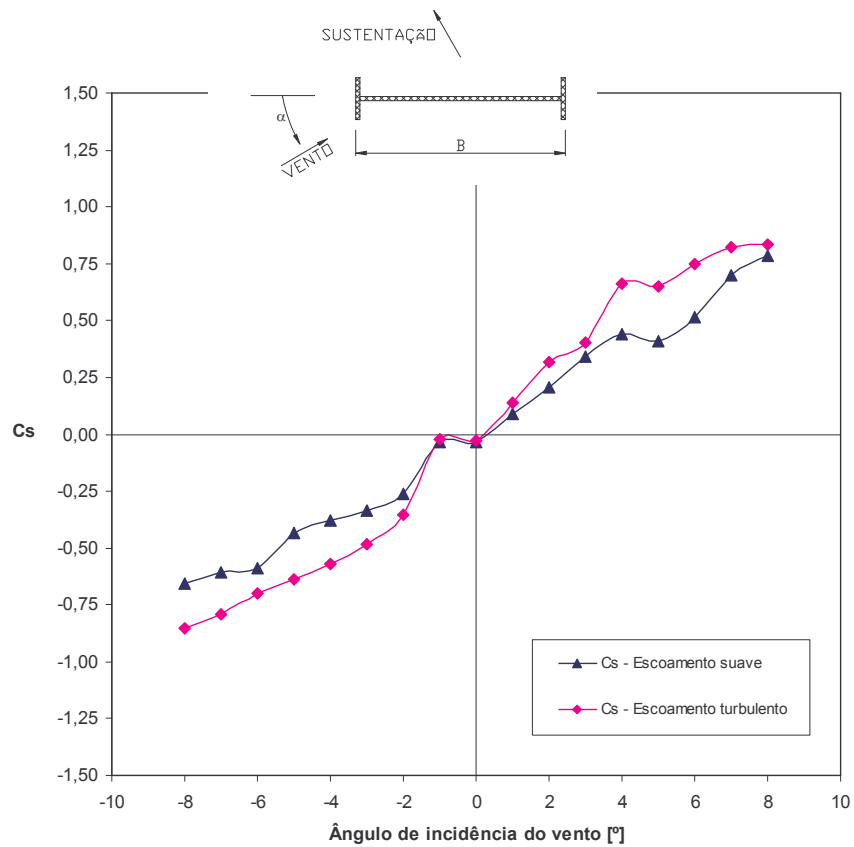


Fig. 4.39 - Mod. VIII: coeficiente de sustentação - C_s .

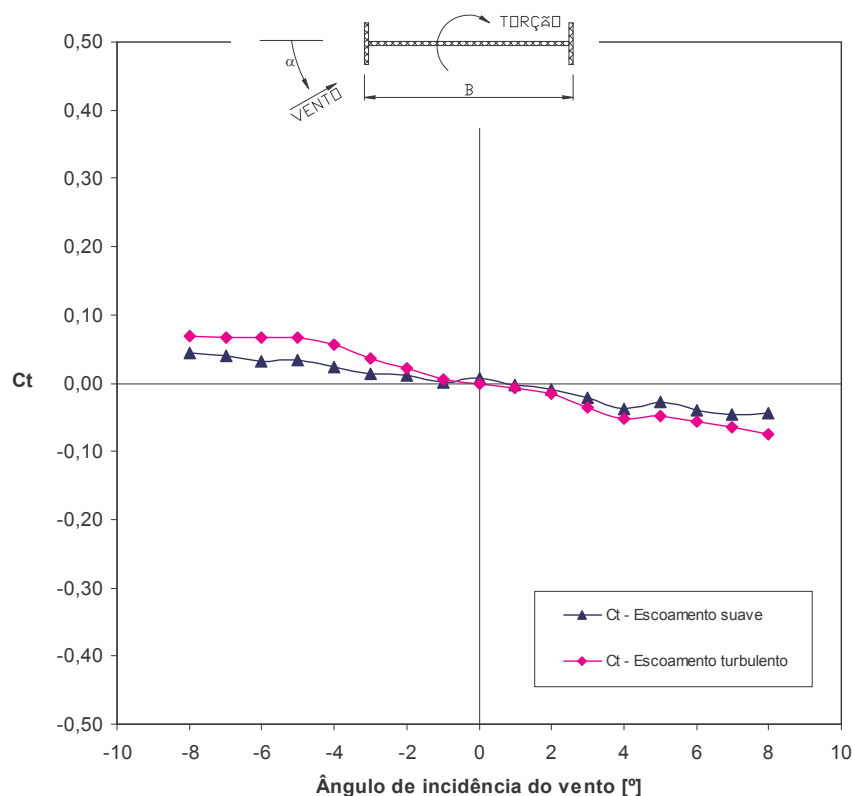


Fig. 4.40 - Mod. VIII: coeficiente de torção - C_t

4.1.2 Análise dos resultados

Primeiramente é feita uma análise para cada modelo estudado de acordo com as tabelas e gráficos de resultados apresentados neste mesmo capítulo e na pesquisa bibliográfica. Esta análise é seguida de comentários gerais sobre a performance dos modelos em relação aos resultados dos coeficientes. Os números de Reynolds dos modelos ensaiados situaram-se entre 10^4 e 10^5 .

Modelo I: os resultados são coerentes do ponto de vista aerodinâmico, tendo curvas dos coeficientes aerodinâmicos formas e valores compatíveis com resultados de estruturas similares, como os da **Seção Genérica R** (ver Tab. (2.10)). São notadas pequenas diferenças entre os valores dos resultados obtidos em escoamento turbulento e em escoamento suave, mas ambos apresentam traçados similares. Entretanto, a curva do coeficiente de torção em escoamento turbulento apresentou inclinação positiva, que indica a tendência instabilizadora desta forma de seção para esta situação, sugerindo a possibilidade de ocorrência de divergência torsional analisada no final deste capítulo.

Modelo II: os resultados são coerentes do ponto de vista aerodinâmico, tendo as curvas dos coeficientes aerodinâmicos formas compatíveis com resultados de estruturas

similares, como a **Ponte Great Belt East de vãos suspensos** e o **Gibraltar APP** (ver Tab. (2.10)). Quanto aos valores dos coeficientes, são notadas pequenas diferenças que podem estar relacionadas ao fato de as seções comparadas terem formas similares, mas não necessariamente dimensões proporcionais, e também, devido ao tipo de modelagem e parâmetros experimentais utilizados. Os resultados obtidos em escoamento turbulento e em escoamento suave apresentam pequenas diferenças, porém os traçados das curvas dos coeficientes são similares. Uma ressalva é feita para os coeficientes C_x e C_a , para os quais os traçados não apresentaram a simetria esperada, já que o modelo em questão é totalmente simétrico. Embora, em teoria, as curvas de C_x e C_a devessem apresentar perfeita simetria, devido às condições experimentais, fixação dos ângulos, imperfeições dos modelos e flutuações das colunas de álcool que refletem na leitura, esta simetria pode não ocorrer na prática. Quanto ao traçado da curva do coeficiente de torção, tanto para escoamento suave como para turbulento, apresentou inclinação positiva, que indica a tendência instabilizadora deste tipo de seção no que se refere à ocorrência de divergência torsional.

Modelo III: os resultados são coerentes do ponto de vista aerodinâmico, tendo valores concordantes com os de estruturas similares, como a **Seção Genérica B** (ver Tab. (2.10)). As curvas dos coeficientes apresentam traçado intermediário às correspondentes curvas do **Modelo I** e **Modelo II**, o que é coerente, pois a forma da seção do **Modelo III** é uma transição entre estes dois modelos. São notadas pequenas diferenças entre os valores dos resultados obtidos em escoamento turbulento e em escoamento suave. As curvas dos coeficientes para estes escoamentos têm tendências um pouco divergentes, exceto a curva de C_a , que para o escoamento suave apresentou valores sempre maiores, que os correspondentes coeficientes em escoamento turbulento. Quanto à curva de C_t , foi notado que para a maioria dos ângulos em ambos escoamentos, a curva apresentou inclinação positiva, sugerindo a ocorrência de instabilidade estática. Foi neste mesmo modelo que durante os ensaios foram observados ruídos estranhos (comentado no Capítulo (3)), que se chegou à conclusão da possibilidade da ocorrência de desprendimento de vórtices.

Modelo IV: os resultados são coerentes do ponto de vista aerodinâmico, tendo as curvas dos coeficientes aerodinâmicos formas compatíveis com os de estruturas similares, analogamente aos das **Pontes Great Belt East de vãos suspensos e vãos de acesso** (ver Tab. (2.10)). Analogamente, porque o **Modelo IV** em uma análise superficial, tem a geometria similar, porém rebatida em relação ao eixo horizontal. A curva de C_x apresenta um traçado

mais côncavo do que o apresentado pela **Ponte Great Belt East de vãos suspensos** (ver Fig (2.17)). Em termos de valores, os resultados são relativamente próximos dependendo da origem dos resultados, no que se refere à **Ponte Great Belt East de vãos suspensos**; porém para a **Ponte Great Belt East - vãos de acesso** os valores apresentam grandes diferenças, que se remete ao fato de esta ser bem mais rombuda do que o **Modelo IV**. São notadas pequenas diferenças entre os valores dos resultados obtidos em escoamento turbulento e em escoamento suave. As curvas dos coeficientes para estes escoamentos não apresentam tendências muito similares, exceto a curva de C_a , que para o escoamento suave apresentou a maioria dos valores superiores aos correspondentes coeficientes em escoamento turbulento. Os coeficientes de sustentação apresentaram sensíveis diferenças de comportamento entre os escoamentos para os ângulos positivos extremos testados. Quanto à curva de C_t , foi notado que para a maioria dos ângulos em ambos escoamentos, a curva apresentou inclinação positiva, sugerindo a possibilidade de ocorrência de instabilidade estática.

Modelo V: os resultados são coerentes do ponto de vista aerodinâmico. As curvas dos coeficientes aerodinâmicos têm formas similares às correspondentes do **Modelo III**, o que é coerente, pois a seção do **Modelo V**, apesar da diferença geométrica entre os dispositivos aerodinâmicos incorporados a cada modelo, tem a mesma relação de esbeltez ($0,2B/1,2B \cong 0,17$). São notadas pequenas diferenças entre os valores dos resultados obtidos em escoamentos turbulento ($Re = 6 \times 10^4$), suave tipo 1 ($Re = 6 \times 10^4$) e suave tipo 2 ($Re = 9,1 \times 10^4$). As curvas dos coeficientes para estes escoamentos têm tendências um pouco divergentes, exceto as curvas de C_z e C_s , que para o escoamento turbulento apresentou valores quase sempre menores. Quanto às curvas de C_x e C_a , foi notado que elas não apresentam a simetria esperada para um modelo totalmente simétrico, e que para o escoamento turbulento apresentou sempre os menores valores. Quanto à curva de C_t , foi notado que para a maioria dos ângulos em ambos escoamentos, a curva apresentou inclinação positiva, sugerindo a possibilidade de ocorrência de instabilidade estática.

Modelo VI e VII: como se trata de modelos semelhantes, tanto na forma como na proporcionalidade das dimensões, os resultados são similares como esperado, verificando o efeito de escala. Os resultados são coerentes do ponto de vista aerodinâmico. As curvas dos coeficientes aerodinâmicos têm formas e valores compatíveis com o de estruturas similares, como a **Seção Genérica R** (ver Tab. (2.10)) e também o modelo padrão **Modelo I**. São notadas diferenças entre os valores dos resultados obtidos em escoamento turbulento e em

escoamento suave, e também no traçado das curvas dos coeficientes, exceto para o arrasto. Quanto à curva do coeficiente de torção em ambos escoamentos, esta apresentou inclinação positiva, o que indica a tendência instabilizadora deste tipo de seção, sugerindo a possibilidade de ocorrência de divergência torsional, e os valores dos coeficientes de torção em escoamento turbulento sempre superiores, que os correspondentes coeficientes em escoamento suave.

Modelo VIII: os resultados são coerentes do ponto de vista aerodinâmico, tendo as curvas dos coeficientes aerodinâmicos formas e valores compatíveis com resultados de estruturas similares encontrados na bibliografia, como a **1ª Ponte Tacoma Narrows** e a **Seção Genérica H** (ver Tab. (2.10)). São notadas algumas diferenças entre os valores dos resultados obtidos em escoamento turbulento e em escoamento suave. As curvas de C_x e C_a apresentaram muitas oscilações nos ângulos positivos. Os resultados de todos os coeficientes obtidos para o escoamento turbulento apresentaram a maioria dos valores superiores, que os correspondentes coeficientes em escoamento suave. Quanto à curva de C_t , foi notado que tanto para o escoamento suave como para o turbulento a inclinação da curva é negativa, que indica a tendência estabilizadora deste tipo de seção no que concerne a possibilidade de ocorrência de instabilidade estática denominada divergência torsional.

Comentários gerais: quanto ao coeficiente de arrasto C_a , a seção de forma H, como já divulgado na literatura, apresenta valores de arrasto elevado devido a sua forma rombuda (não aerodinâmica), o que conseqüentemente também foi observado no **Modelo VIII**, seguido do **Modelo I** que também apresenta forma rombuda. Os demais modelos (**Modelos III, IV, V, VI e VII**) apresentaram em média a metade dos valores de coeficiente de arrasto dos **Modelos I e VIII**. Esta diminuição no coeficiente de arrasto era esperada, pois são modelos que receberam melhorias aerodinâmicas na forma de seção básica original pela incorporação de dispositivos aerodinâmicos (**Modelos III, IV e V**), ou tiveram alterado suas dimensões seccionais, sem alterar a forma original, conferindo-lhes maior esbeltez (**Modelos VI e VII**), que reflete diretamente no arrasto pois diminui a área de obstrução. Entretanto, o modelo que apresentou os melhores resultados, isto é, os valores mais baixos de coeficiente de arrasto, foi o **Modelo II**, que tem uma forma de seção altamente aerodinâmica, seção caixão trapezoidal, que foi obtida pela adição de dispositivos de extremidade triangulares a seção padrão, conferindo-lhe também maior esbeltez. Os valores de coeficiente de arrasto encontrados para o **Modelo II** foram em média 75% menores do que os valores máximos (**Modelos I e VIII**).

No que se refere aos coeficientes de sustentação C_s , os valores obtidos para os modelos propostos neste trabalho apresentaram variações significativas entre si conforme o ângulo de incidência e regime do escoamento, sendo que o **Modelo II** apresentou os menores valores de C_s .

Quanto ao coeficiente de torção C_t , os valores obtidos para os **Modelos III, IV, VI e VII**, apresentam-se relativamente próximos. O **Modelo I** em escoamento suave, e o **Modelo VIII** em ambos os escoamentos, apresentam valores de torção positivos nos ângulos negativos e vice-versa, indicando a tendência estabilizadora destas seções no que se refere à ocorrência de divergência torsional. Os **Modelos II e V** apresentaram valores de coeficiente de torção relativamente altos se comparados aos valores encontrados para os outros modelos, principalmente em escoamento suave.

Associando os resultados à forma da seção dos modelos, pode-se dizer que a forma do **Modelo II** apresentou a melhor performance em termos de valores de coeficientes aerodinâmicos. Devido ao fato de o **Modelo II** ter apresentado os resultados mais satisfatórios, ratifica-se a eficiência das seções transversais de pontes com forma altamente aerodinâmica.

4.2 Divergência torsional

Divergência torsional é um tipo de instabilidade estática que foi descrita na Seção (2.2.1.2). A análise deste fenômeno foi feita para os oito modelos de seção transversal de tabuleiro de ponte propostos neste trabalho. Foi verificada a tendência destes apresentarem divergência torsional, e confirmada esta tendência, calculou-se a velocidade crítica de ocorrência deste fenômeno.

Os aspectos analíticos para análise da divergência torsional são mostrados a seguir. O momento tórsor por unidade de comprimento devido ao vento é dado pela seguinte equação:

$$\overline{M}_t = \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 C_t(\alpha) \quad (4.5)$$

O momento resistente por unidade de comprimento é dado por:

$$\overline{M}_r = k\alpha \quad (4.6)$$

Igualando as Eqs. (4.5) e (4.6) obtém-se uma relação pela qual determina-se a velocidade crítica (V_{cr}) como segue:

$$\frac{1}{2} \rho V^2 B^2 C_t(\alpha) = k\alpha \quad \rightarrow \quad V_{cr} \quad (4.7)$$

Como os modelos deste trabalho foram modelados para ensaio estático, preocupando-se com as formas de seção e não levando em conta as propriedades dos materiais e parâmetros estruturais, foram necessários alguns algebrismos que possibilitaram obter uma velocidade reduzida (V_r) independente destes valores como segue:

$$k = \omega^2 I = (2\pi f)^2 I \quad (4.8)$$

$$V_r^2 = \left(\frac{V}{(2\pi f)B} \right)^2 \quad \rightarrow \quad V^2 = V_r^2 [(2\pi f)B]^2 \quad (4.9)$$

Substituindo as Eqs. (4.8) e (4.9) na (4.7) obtém-se a velocidade crítica reduzida (V_{crr}):

$$\frac{1}{2} \rho V_r^2 B^4 C_i(\alpha) = I \alpha \quad \rightarrow \quad V_{crr} \quad (4.10)$$

$$V_{crr} = \left(\frac{2I\alpha}{\rho B^4 C_i(\alpha)} \right)^{1/2} \quad (4.11)$$

sendo I dado por:

$$I = r^2 m = r^2 \rho_M A = r^2 \rho_M k_A B^2 \quad (4.12)$$

Substituindo a Eq. (4.12) na (4.11) tem-se a forma final para velocidade crítica reduzida (V_{crr}):

$$V_{crr} = \left(\frac{r}{B} \right) \left(\frac{2\rho_M / \rho k_A}{C_i(\alpha) / \alpha} \right)^{1/2} \quad (4.13)$$

onde: r = raio de giração do tabuleiro;

ρ_M = massa específica do material do tabuleiro;

k_A = coeficiente de forma;

$C_i(\alpha) / \alpha$ = função que relaciona a curva de momento com o ângulo de ataque α .

O critério para analisar a tendência da seção transversal do tabuleiro de ponte apresentar ou não divergência torsional é o seguinte:

- se $C_i(\alpha) / \alpha > 0$, o tabuleiro tem uma forma de seção instabilizadora, que indica a possibilidade teórica de ocorrência de divergência torsional;

• se $C_t(\alpha)/\alpha < 0$, o tabuleiro tem uma forma de seção estabilizadora, excluindo a possibilidade teórica de ocorrência de divergência torsional.

Os dados admitidos para uma análise investigativa são fornecidos a seguir:

- $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;
- $\rho_M \rightarrow$ para o aço = 7850 kg/m^3 ;
 \rightarrow para o concreto = 2500 kg/m^3 ;
- $r/B = 0,1$ a $0,5$ (este intervalo de valores de r/B contempla os valores encontrados na literatura para as formas mais usuais de seção transversal de tabuleiro de ponte).

Os demais dados que são referentes a cada modelo encontram-se na Tab. (4.9). Para o Mod. V na Tab. (4.10).

Tab. 4.9 – Dados para análise da divergência torsional.

		Mod. I	Mod. II	Mod. III	Mod. IV	Mod. VI	Mod. VII	Mod. VIII
k_A		0,20	0,28	0,24	0,28	0,10	0,40	0,04
$C_t(\alpha)/\alpha$	<i>Suave</i>	-0,57	1,47	1,53	1,43	1,15	0,86	-0,35
	<i>Turbulento</i>	0,92	1,39	1,22	1,49	1,72	1,60	-0,57

Tab. 4.10 – Dados para análise da divergência torsional do Mod. V.

		Mod. V
k_A		0,24
$C_t(\alpha)/\alpha$	<i>Suave tipo 2</i>	1,95
	<i>Suave tipo 1</i>	2,01
	<i>Turbulento</i>	1,43

Como pode ser observado nas tabelas acima, o **Mod. I** em escoamento suave e o **Mod. VIII** em ambos escoamentos, não sugerem a possibilidade de ocorrência de divergência torsional segundo o critério estabelecido anteriormente.

As velocidades críticas reduzidas (V_{crr}) para os demais casos foram calculadas segundo a Eq. (4.13) e estão resumidas nas Tabs. (4.11) a (4.17) e detalhadas em gráficos de velocidade crítica reduzida versus r/B mostrados nas Figs. (4.41) a (4.47). Os valores de velocidade obtidos tanto para o tabuleiro de aço como de concreto em ambos escoamentos estão mostrados no mesmo gráfico para fins comparativos.

Tab. 4.11 – Mod. I: velocidade crítica reduzida.

r/B	V_{cr}	
	Aço	Concreto
	Turbulento	Turbulento
0,10	5,23	2,95
0,15	7,84	4,42
0,20	10,45	5,90
0,25	13,06	7,37
0,30	15,68	8,85
0,35	18,29	10,32
0,40	20,90	11,80
0,45	23,51	13,27
0,50	26,13	14,74

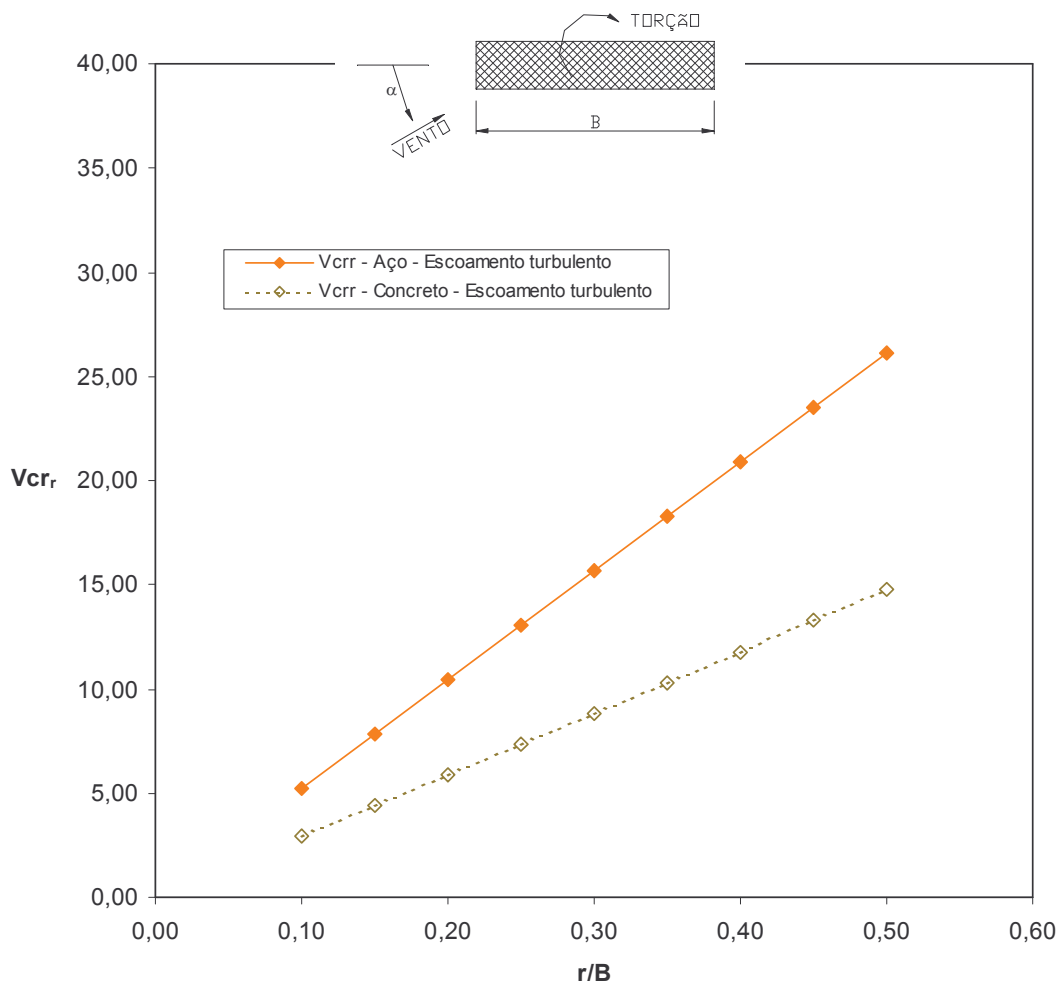


Fig. 4.41 – Mod. I: velocidade crítica reduzida.

Tab. 4.12 – Mod. II: velocidade crítica reduzida.

r/B	V_{cr}			
	Aço		Concreto	
	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento
0,10	4,89	5,03	2,76	2,84
0,15	7,34	7,54	4,14	4,26
0,20	9,78	10,06	5,52	5,68
0,25	12,23	12,57	6,90	7,10
0,30	14,67	15,09	8,28	8,52
0,35	17,12	17,60	9,66	9,94
0,40	19,56	20,12	11,04	11,35
0,45	22,01	22,63	12,42	12,77
0,50	24,46	25,15	13,80	14,19

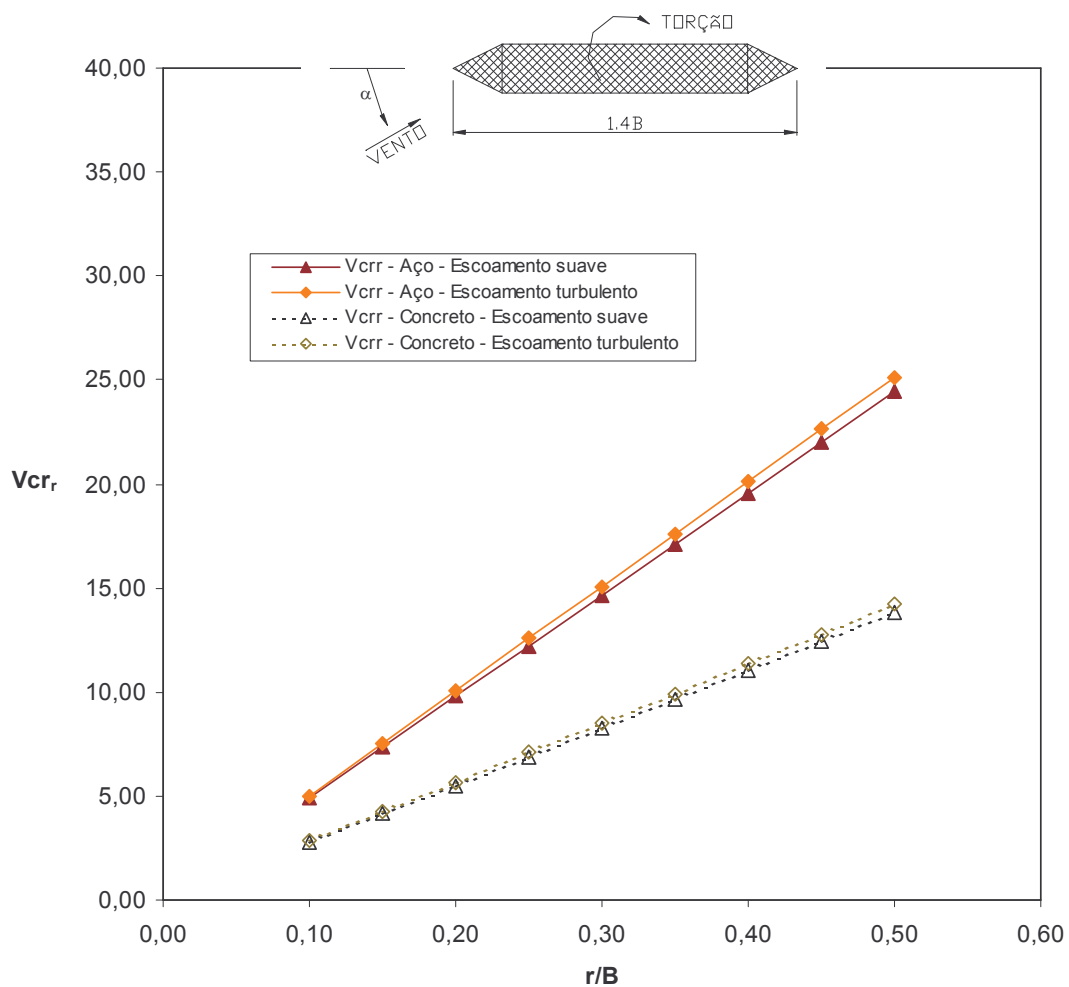


Fig. 4.42 – Mod. II: velocidade crítica reduzida.

Tab. 4.13 – Mod. III: velocidade crítica reduzida.

r/B	V_{cr}			
	Aço		Concreto	
	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento
0,10	4,44	4,97	2,50	2,81
0,15	6,66	7,46	3,76	4,21
0,20	8,88	9,94	5,01	5,61
0,25	11,10	12,43	6,26	7,01
0,30	13,32	14,91	7,51	8,42
0,35	15,54	17,40	8,77	9,82
0,40	17,75	19,88	10,02	11,22
0,45	19,97	22,37	11,27	12,62
0,50	22,19	24,85	12,52	14,03

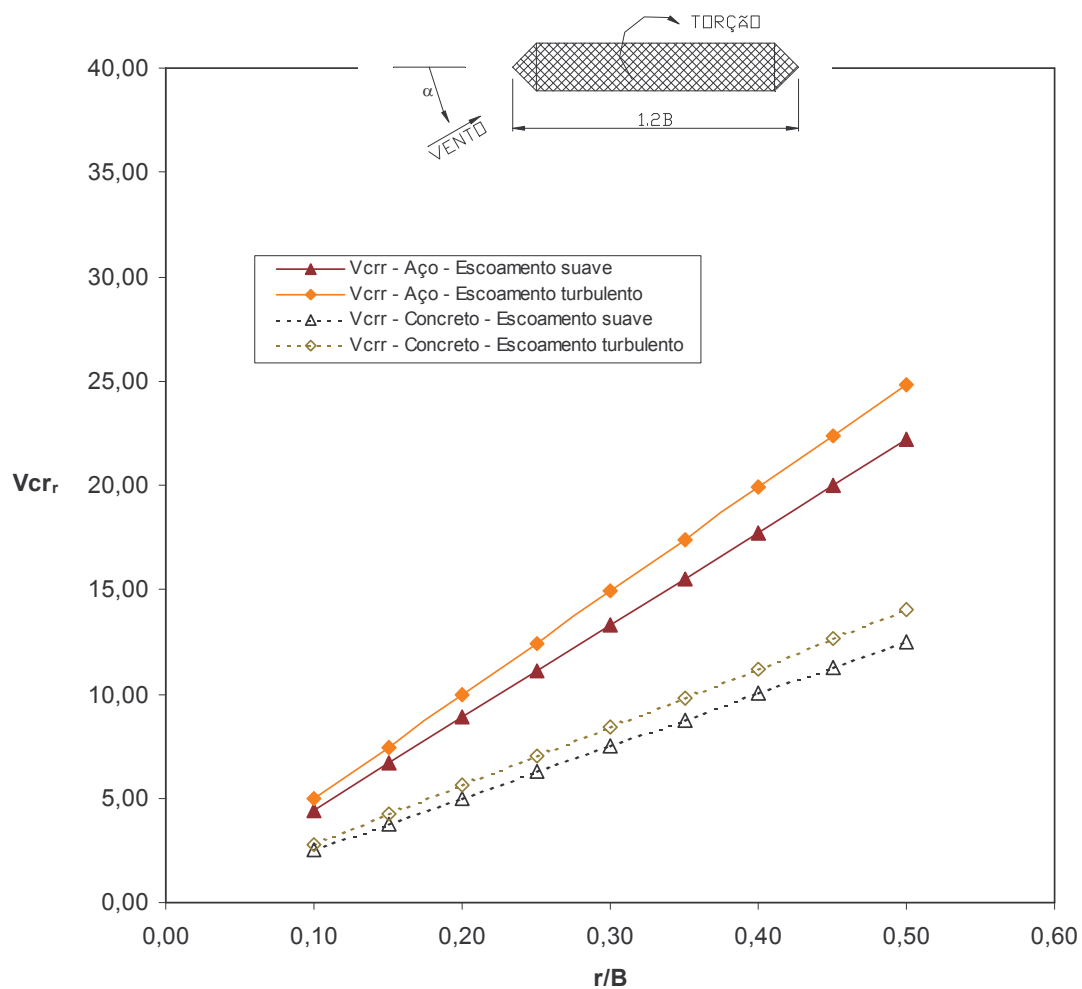


Fig. 4.43– Mod. III: velocidade crítica reduzida.

Tab. 4.14 – Mod. IV: velocidade crítica reduzida.

r/B	V_{cr}			
	Aço		Concreto	
	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento
0,10	4,96	4,86	2,80	2,74
0,15	7,44	7,29	4,20	4,11
0,20	9,92	9,72	5,60	5,48
0,25	12,40	12,15	7,00	6,85
0,30	14,88	14,57	8,40	8,23
0,35	17,36	17,00	9,80	9,60
0,40	19,84	19,43	11,19	10,97
0,45	22,32	21,86	12,59	12,34
0,50	24,80	24,29	13,99	13,71

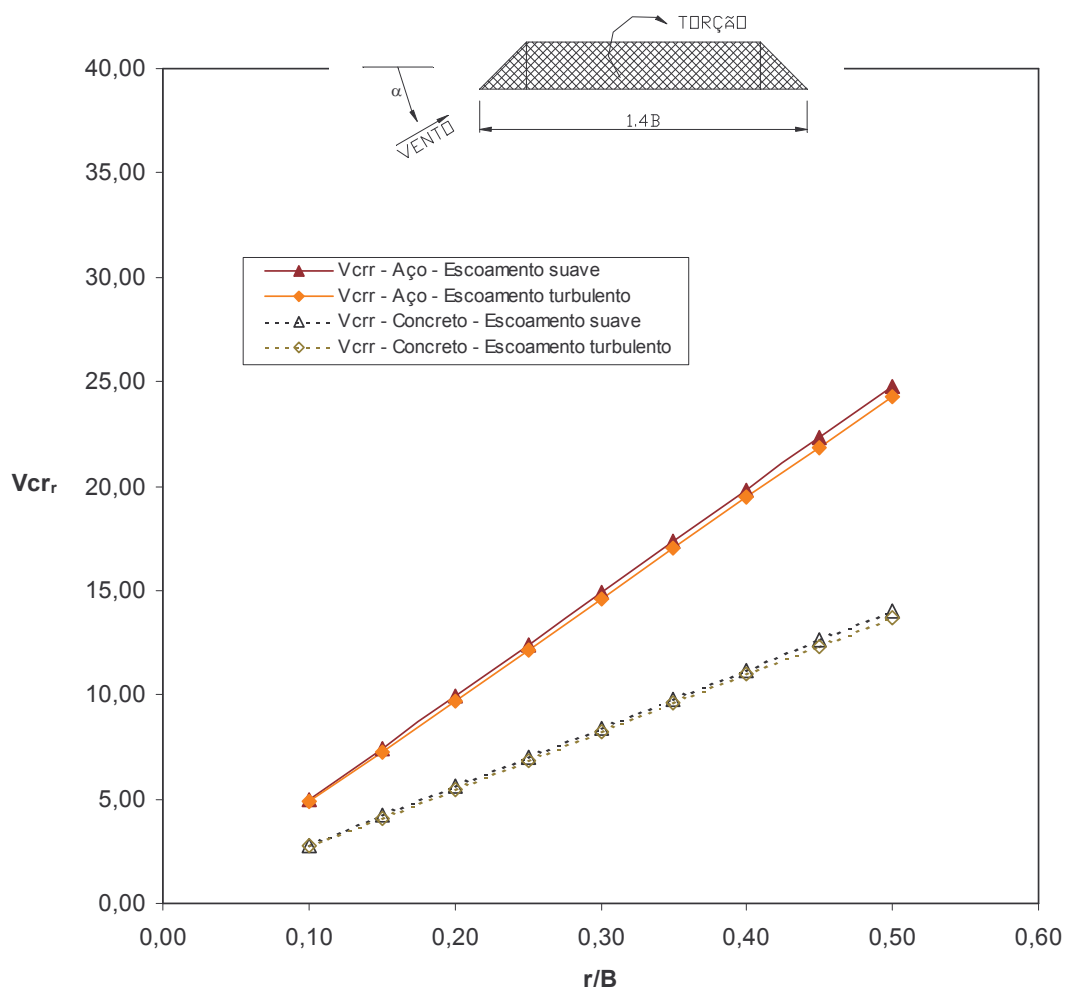


Fig. 4.44– Mod. IV: velocidade crítica reduzida.

Tab. 4.15 – Mod. V: velocidade crítica reduzida.

r/B	V_{cr}					
	Aço			Concreto		
	Suave tipo 2	Suave tipo 1	Turbulento	Suave tipo 2	Suave tipo 1	Turbulento
0,10	3,93	3,87	4,59	2,22	2,19	2,59
0,15	5,90	5,81	6,89	3,33	3,28	3,89
0,20	7,86	7,75	9,18	4,44	4,37	5,18
0,25	9,83	9,68	11,48	5,55	5,46	6,48
0,30	11,80	11,62	13,77	6,66	6,56	7,77
0,35	13,76	13,55	16,07	7,77	7,65	9,07
0,40	15,73	15,49	18,37	8,88	8,74	10,36
0,45	17,69	17,43	20,66	9,98	9,83	11,66
0,50	19,66	19,36	22,96	11,09	10,93	12,96

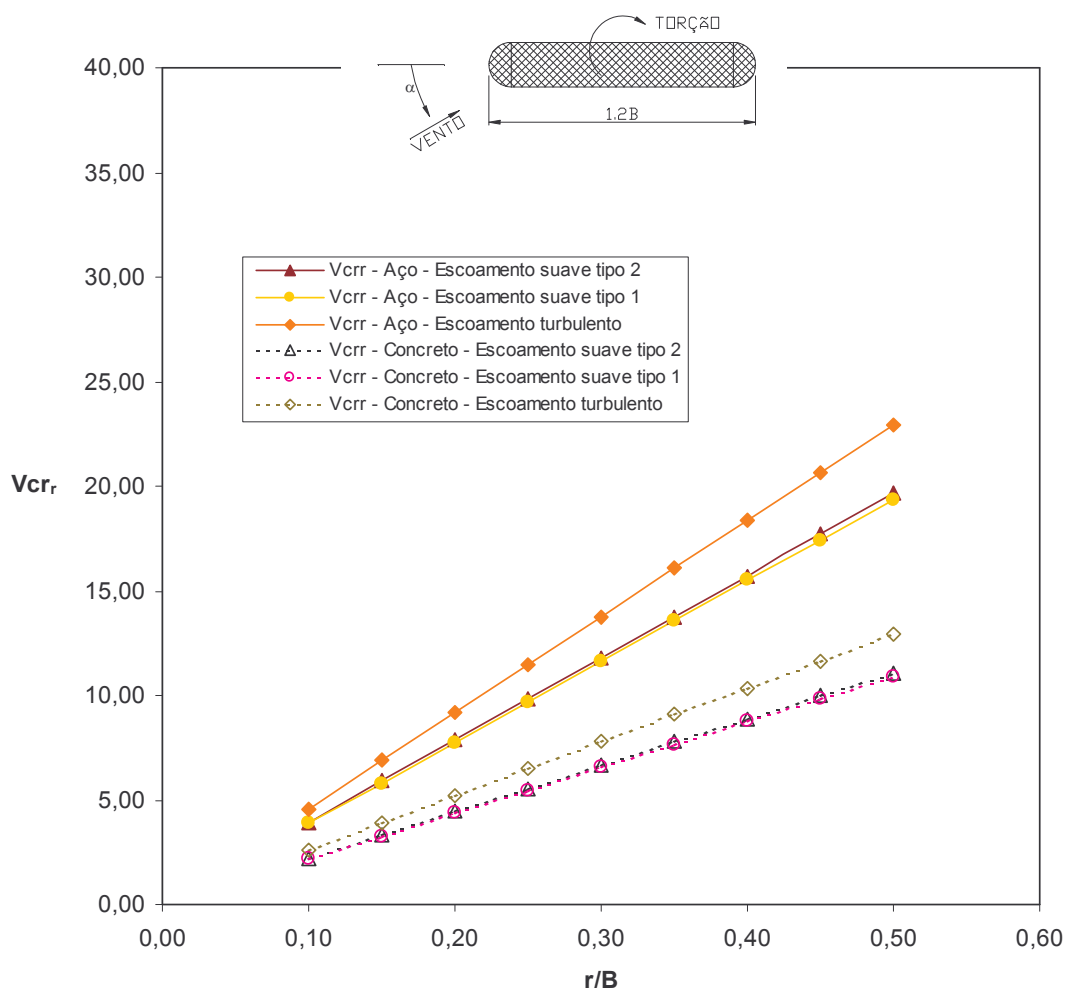


Fig. 4.45– Mod. V: velocidade crítica reduzida.

Tab. 4.16 – Mod. VI: velocidade crítica reduzida.

r/B	V_{cr}			
	Aço		Concreto	
	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento
0,10	3,30	2,70	1,87	1,52
0,15	4,96	4,05	2,80	2,29
0,20	6,61	5,40	3,73	3,05
0,25	8,26	6,76	4,66	3,81
0,30	9,91	8,11	5,60	4,57
0,35	11,57	9,46	6,53	5,34
0,40	13,22	10,81	7,46	6,10
0,45	14,87	12,16	8,39	6,86
0,50	16,52	13,51	9,33	7,62

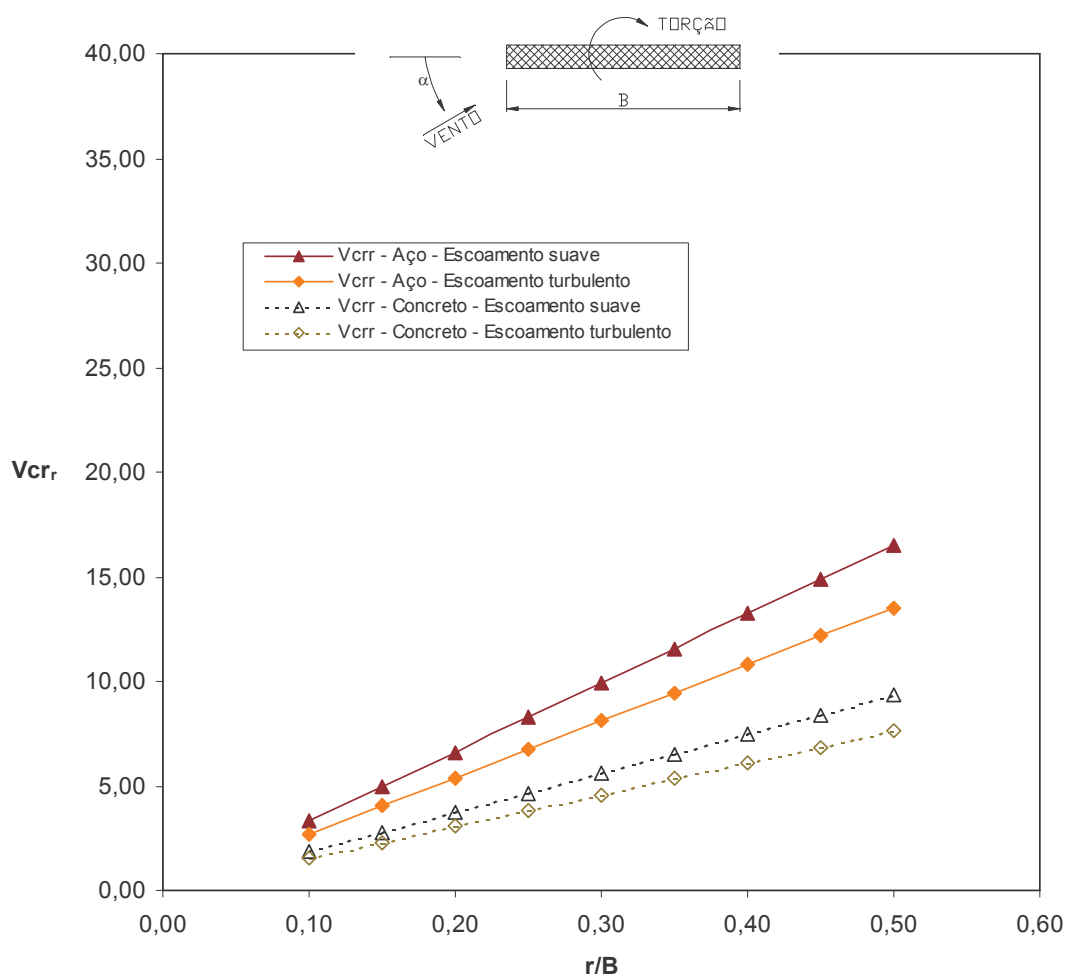


Fig. 4.46– Mod. VI: velocidade crítica reduzida.

Tab. 4.17 – Mod. VII: velocidade crítica reduzida.

r/B	V_{cr}			
	Aço		Concreto	
	Suave	Turbulento	Suave	Turbulento
0,10	7,64	5,60	4,31	3,16
0,15	11,46	8,41	6,47	4,74
0,20	15,29	11,21	8,63	6,32
0,25	19,11	14,01	10,78	7,91
0,30	22,93	16,81	12,94	9,49
0,35	26,75	19,61	15,10	11,07
0,40	30,57	22,41	17,25	12,65
0,45	34,39	25,22	19,41	14,23
0,50	38,22	28,02	21,57	15,81

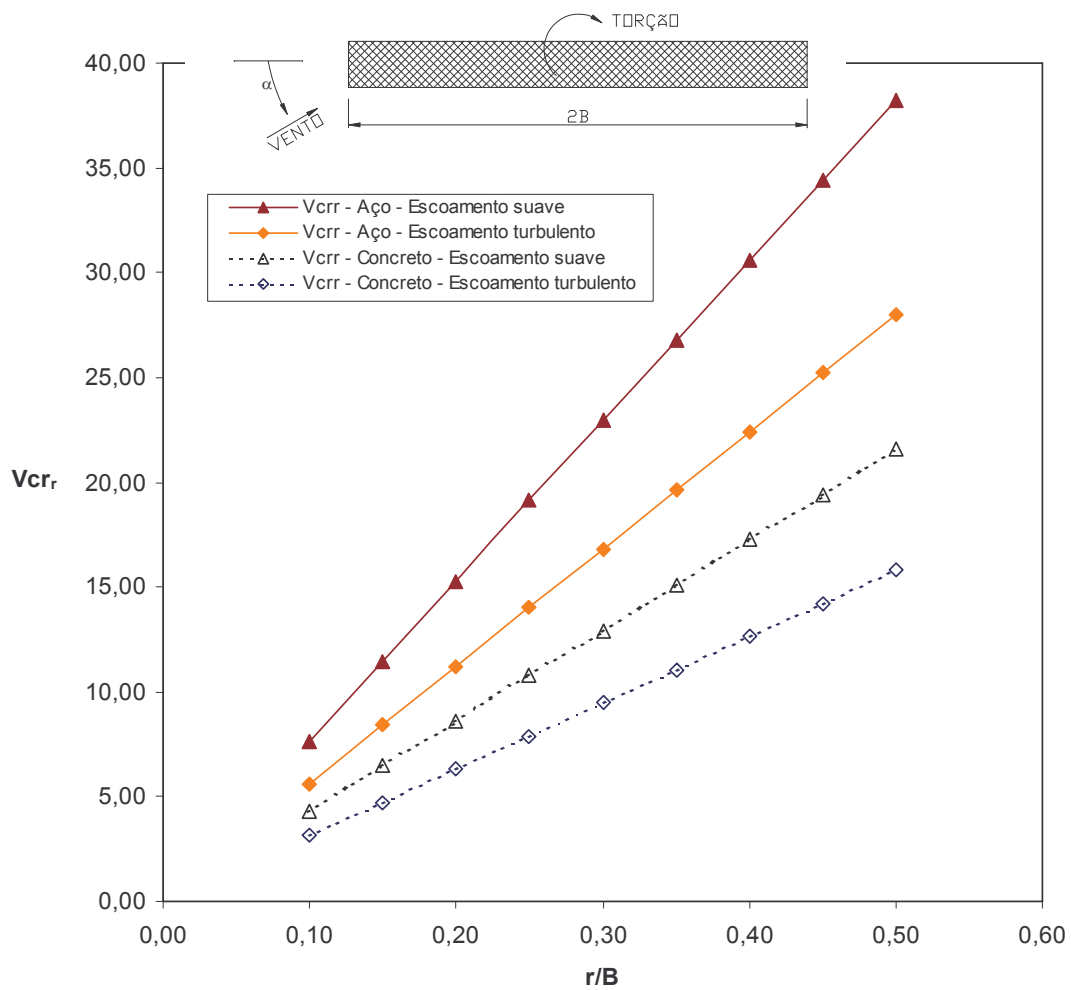


Fig. 4.47– Mod. VII: velocidade crítica reduzida.

Com o intuito de verificar a escala real das velocidades críticas para ocorrência da divergência torsional, pegou-se parâmetros estruturais existentes na literatura de seções transversais de tabuleiros de pontes e substituiu-se em alguns modelos deste trabalho, usando como critério para escolha destes dados alguma similaridade do modelo com a respectiva seção transversal.

Para o **Modelo I**, foram usados os parâmetros estruturais da **Ponte Tacoma** (Tab. (2.4)). São eles:

- $r/B = 0,54 \rightarrow$ substituiu-se na Eq. (4.13) e obtém-se V_{crr} ;
- $f = 0,20\text{Hz}$ e $B = 12\text{m} \rightarrow$ substituiu-se na Eq. (4.9) junto com a V_{crr} calculada anteriormente e obtém-se V_{cr} [m/s].

Tab. 4.18 – Mod. I: velocidade crítica [m/s].

	<i>Aço</i>	<i>Concreto</i>
	<i>Turbulento</i>	<i>Turbulento</i>
V_{crr} [adimensional]	27,16	15,33
V_{cr} [m/s]	410	231

Para o **Modelo II**, foram usados os parâmetros estruturais da **Ponte Great Belt East de vãos suspensos** (Tab. (2.4)). São eles:

- $r/B = 0,34 \rightarrow$ substituiu-se na Eq. (4.13) e obtém-se V_{crr} ;
- $f = 0,272\text{Hz}$ e $B = 31\text{m} \rightarrow$ substituiu-se na Eq. (4.9) junto com a V_{crr} calculada anteriormente e obtém-se V_{cr} [m/s].

Tab. 4.19 – Mod. II: velocidade crítica [m/s].

	<i>Aço</i>		<i>Concreto</i>	
	<i>Suave</i>	<i>Turbulento</i>	<i>Suave</i>	<i>Turbulento</i>
V_{crr} [adimensional]	16,63	17,10	9,38	9,65
V_{cr} [m/s]	881	906	497	511

Para o **Modelo VI**, foram usados os parâmetros estruturais do **Gibraltar APP** (Tab. (2.4)). São eles:

- $r/B = 0,4 \rightarrow$ substituiu-se na Eq. (4.13) e obtém-se V_{crr} ;
- $f = 0,093\text{Hz}$ e $B = 65\text{m} \rightarrow$ substituiu-se na Eq. (4.9) junto com a V_{crr} calculada anteriormente e obtém-se V_{cr} [m/s].

Tab. 4.20 – Mod. VI: velocidade crítica [m/s].

	<i>Aço</i>		<i>Concreto</i>	
	<i>Suave</i>	<i>Turbulento</i>	<i>Suave</i>	<i>Turbulento</i>
V_{cr} [adimensional]	13,22	10,81	7,46	6,10
V_{cr} [m/s]	502	411	283	232

4.2.1 Análise dos resultados

O modelo que apresentou os melhores resultados, isto é, os maiores valores de velocidade crítica reduzida foi o **Modelo VII**, o que é coerente, pois é o modelo que apresenta a maior área de seção transversal entre os modelos, fator que contribui diretamente no momento de inércia de massa da seção tornando-a mais estável no que concerne ao fenômeno de divergência torsional. O modelo crítico foi o **Modelo VI**, que apresentou os menores valores de velocidade crítica reduzida. Resultado coerente, pois este modelo apresenta uma área de seção transversal relativamente pequena e sua forma de seção tipo placa também favorece a instabilidade estática tipo divergência torsional. Os demais modelos apresentaram valores intermediários aos correspondentes valores de velocidade crítica reduzida dos **Modelos VI e VII**.

Em termos de materiais, o aço apresentou as velocidades críticas reduzidas mais altas, conseqüentemente o concreto apresentou as velocidades críticas reduzidas mais baixas. Resultado esperado, pois o aço tem maior massa específica que o concreto, propriedade esta que contribui diretamente no aumento do momento de inércia de massa que é um dos parâmetros estruturais responsáveis pela estabilidade de estruturas de seções de tabuleiros de pontes.

Quanto ao escoamento, o **Modelo I** foi suscetível a divergência torsional apenas em escoamento turbulento. Os **Modelos II e III** apresentaram velocidades mais baixas em escoamento suave, sendo estes resultados os que devem ser adotados para projeto. No **Modelo V**, o escoamento que apresentou o valor mais crítico de velocidade foi o suave tipo 1. Já os **Modelos IV, VI e VII**, apresentaram os resultados mais críticos de velocidade em escoamento turbulento.

Os comentários acima se referem a uma velocidade crítica reduzida de divergência torsional, que consiste em uma velocidade adimensional. Quando estas velocidades foram dimensionalizadas, pode-se observar que mesmo para o **Modelo VI**, que apresentou o resultado mais crítico entre os modelos, a faixa de velocidades que ocorre a divergência torsional está muito acima dos valores de velocidades reais. Logo, conclui-se que a divergência torsional não é um problema para estruturas de seções de tabuleiros de pontes.

5 CONCLUSÃO

A compreensão do comportamento induzido pelo vento em pontes vem percorrendo um longo caminho, sendo este problema uma das principais dificuldades que os engenheiros tiveram até chegarem às modernas pontes suspensas e estaiadas. A construção destes tipos de pontes tornou-se mais freqüente, inclusive no Brasil, sendo necessário obter-se cada vez mais informações no que concerne à interação do vento com este tipo de estrutura. A forma da seção transversal do tabuleiro de pontes é fundamental na obtenção de uma boa performance aerodinâmica. Devido a isto, o estudo da resposta à ação do vento para diferentes formas de seção transversal é importante.

As conclusões extraídas deste trabalho no que se refere à influência da forma seção transversal, nas características aerodinâmicas estáticas são descritas a seguir.

Das seções transversais com formas mais rombudas (**Modelos I e VIII**) até as que receberam melhorias aerodinâmicas através da incorporação de dispositivos aerodinâmicos (**Modelos II, III, IV e V**) ou tiveram alteradas suas dimensões seccionais (**Modelos VI e VII**) referentes ao modelo padrão (**Modelo I**), foi observado melhoria nos resultados dos coeficientes aerodinâmicos de modo geral, principalmente nos coeficientes de arrasto, que para o **Modelo II** chegou a ser em média 75% menor que os valores máximos obtidos nos modelos de forma mais rombuda. Este mesmo **Modelo II** apresentou os menores valores de coeficientes de sustentação. Quanto à forma das curvas do coeficiente de torção, o **Modelo I** (em escoamento suave) e o **Modelo VIII** (em ambos escoamentos), não sugerem a possibilidade de ocorrência de divergência torsional no âmbito do programa de ensaios

realizados. Para os demais modelos, apesar de apresentarem a possibilidade da ocorrência de divergência torsional, a faixa de velocidades em que esta ocorre está muito acima da faixa de velocidades reais.

De acordo com os resultados apresentados ao longo deste trabalho, a eficiência das seções transversais de pontes com forma altamente aerodinâmica é comprovada, tanto em termos de coeficientes aerodinâmicos como no que se refere à divergência torsional (na qual apresentou os valores mais altos de velocidade crítica). Isto justifica o estudo para melhoria das formas das seções de tabuleiros de pontes, seja através da incorporação de dispositivos aerodinâmicos ou mesmo por simples alterações nas características geométricas da seção. Muitas vezes devido a estas medidas de melhoria na forma original da seção transversal do tabuleiro da ponte, são resolvidos os problemas de origem aerodinâmica, sem que seja preciso soluções mais elaboradas, obtendo-se uma estrutura final da ponte mais simples, o que reflete diretamente no custo final da obra.

Concluindo, seções transversais de tabuleiros de pontes com formas altamente aerodinâmicas, por exemplo tipo seção caixão trapezoidal, devem ser preferidas para se obter uma melhor performance aerodinâmica.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para trabalhos futuros, pode-se citar:

- Analisar a influência das formas das seções transversais de tabuleiros de pontes apresentadas neste trabalho no que concerne aos efeitos dinâmicos de vento;
- Estudar o mecanismo de distribuição de pressões flutuantes causadas pelo vento para os modelos reduzidos dos tabuleiros apresentados neste trabalho, determinando-se os coeficientes de pressão médios e valores quadráticos médios (RMS);
- Estudar outras formas de seções transversais de tabuleiros de pontes tanto para resposta estática como dinâmica de vento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças Devidas ao Vento em Edificações**: NBR 6123, 1988, 110p.

ASSOCIATE COMMITTEE ON THE NATIONAL BUILDING CODE. **Supplement to the National Building of Canada**. National Research Council of Canada Ottawa, 1995.

AZEVEDO, Luciana do Val de. **Análise da Aplicação do Método da Decomposição Modal para a Representação do Campo de Pressões de Modelo Flexível em Túnel de Vento**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1999.

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* 84 (2000) 273-288.

BLESSMANN, J. **Aerodinâmica das Construções**. Porto Alegre: Editora Sagra, 1990.

BLESSMANN, J. **Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1998.

BLESSMANN, J. **O Vento na Engenharia Estrutural**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

BRITO, J. L. V. **Formulação dos Efeitos de Interação Fluido-estrutura em Elementos Prismáticos, Visando a Determinação da Instabilidade Dinâmica Devida à Ação do Vento**. Tese de Doutorado – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, UFRGS. Porto Alegre, 1995.

CERMAK, J. E. **Wind-Tunnel Testing of Structures**. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, New York, ASCE, vol. 103 (1977), n° 5, pp. 737-756.

DAMSGAARD, A.; HJORTH-HANSEN, E. “**Wind Tunnel Tests on the Storebaelt East Bridge, Tender Design Tests**”, DMI/SINTEF Document N° 90039.10.01, Rev. 0, May 1990.

DAVENPORT, A. G. **The Relationship of Wind Structure to Wind Loading**. In: International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, 1963, Teddington. Proceedings... London: Her Majesty's Stationery Office, 1965. V. 1, p. 53-102.

DAVENPORT, A. G.; ISYUMOV, N. **The Application of the Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading**. International Research Seminar on Wind Effects on Buildings and Structures, 1967, Ottawa. Proceedings... Toronto: Toronto University Press, 1968. V. 1, p. 201-230.

DISCHINGER, F. **Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten (Suspension Bridges for Heaviest Live Loads)**. *Der Bauingenieur* 24 (1949).

DMI Report N° 92194.01. **Detailed Design, Approach Bridges, Section Model Tests III, Storebaelt East Bridge**, March 1993, Restricted.

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*, Parts I to V, (1949-54).

HAGEMANN, C. A. **Utilização de Transdutores de Pressão e de Força na Aquisição de Registros**. Porto Alegre, Agosto/1992 – Relatório Técnico n° 12 – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, UFRGS.

HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY; MUKAISHIMA CONSTRUCTION OFFICE. **Pamphlet Tataru Bridge**, April 1991.

IRWIN, H. P. A. H.; WARDLAW, R. L. **Sectional Model Experiments on Lion's Gate Bridge**, Vancouver, National Research Council of Canada, NAE LTR-LA-205, 1976.

ITO, M.; NAKAMURA, Y. **Aerodynamic Stability of Structures in Wind**. *IABSE Surveys*, Zürich, v. 20, p. 33-55, 1982.

KÁRMÁN, T. von. “**Aerodynamic**”. Genebra, Interavia, 1956.

KOLOUSEK, V. et al. **Wind Effects on Civil Engineering Structures**. New York, Elsevier, 1984.

KOVÁCS, I.; SVENSSON, H. S.; JORDET, E. **Analytical Aerodynamic Investigation of the Cable-Stayed Helgeland Bridge**. ASCE, *Journal of Structural Engineering* 1991.

LAROSE, L. G. **The Response of a Suspension Bridge Deck to Turbulent Wind: The Taut Strip Model Approach**. Degree of Master – Faculty of Engineering Science, Faculty of Graduate Studies The University of Western Ontario London. Ontario, March 1992.

LARSEN, A. **Aerodynamic Aspects of the Final Design of the 1624m Suspension Bridge Across the Great Belt**, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 48 (1993) 261-285.

LARSEN, A.; OSTENFELD, K. H.; ASTIZ, M. **Aeroelastic Stability Study for the Gibraltar Bridge Feasibility Phase**, *IV Int. Coll. Gibraltar Fixed Link*, Seville 1995, pp. 273-278.

LARSEN, A.; WALTHER, J. H. **Discrete Vortex Simulation of Flow Around Five Generic Bridge Deck Sections**, *Paper Presented at 8th US National Conf. Wind Eng.* Johns Hopkins University, 1997.

LARSEN, Allan. **Advances in Aeroelastic Analyses of Suspension and Cable-Stayed Bridges**. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 74-76 (1998) 73-90.

LARSEN, Allan; WALTHER, Jens H. **Aeroelastic Analysis of Bridge Girder Sections Based on Discrete Vortex Simulations**. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 67&68 (1997) 253-265.

LEONHARDT, F.; ZELLNER, W. **Past, Present and Future of Cable-Stayed Bridges**. *Cable-Stayed Bridges – Recent Developments and their Future*. M. Ito et al. (Editors), 1991.

LOREDO-SOUZA, A. M.; DAVENPORT, A. G. **The Effects of High Winds on Transmission Lines**. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 74-76, 1998 – pp. 987-994.

MIRANDA, Mario de; BARTOLI, Gianni. **Aerodynamic Optimization of Decks of Cable-Stayed Bridges**.

OLIVEIRA, Tatiana Thomé de. **Estudo da Instabilidade de Feixes de Condutores em Linhas Aéreas de Transmissão**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.

PFEIL, W. **Pontes – Curso Básico**. Rio de Janeiro: Editora Campus, 1983.

PITTA, João Alfredo Azzi. **Ações Devidas ao Vento em Edifícios de Andares Múltiplos, Edifícios com Coberturas do Tipo Shed e do Tipo Duas Águas com Lanternim**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Carlos, 1988.

PODOLNY JR., W.; SCALZI, J. B. **Construction and Design of Cable-Stayed Bridges**. New York: John Wiley, 1986.

RIPPEL, L. I.; ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M. **Influência da Forma da Seção Transversal na Resposta de Pontes Estaiadas à Ação do Vento**. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. UFRGS.

ROCHA, M. M.; LOREDO-SOUZA, A. M.; PALUCH, M. J. **Estudo da Ação do Vento sobre um Modelo Seccional Reduzido da Ponte Estaiada sobre o Rio Guamá, no Estado do Pará, Brasil**. Laboratório de Aerodinâmica das Construções. UFRGS, 2001.

SABZEVARI, A.; SCANLAN, R. H. **Aerodynamic Instability of Suspension Bridges**. *Journal of the Engineering Mechanics Division*. Vol. 94, nº 2, p. 489-519, 1968.

SARKAR, P. P.; JONES, N. P.; SCANLAN, R. H. **System Identification for Estimation of Flutter Derivatives**. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 42, nº 1-3, 1992 – pp. 1243-1254.

SAUL, R.; SVENSSON, H. S.; A. O. **Die Sunshine Skyway Brücke in Florida, USA (The Sunshine Skyway Bridge in the State of Florida)**. Bautechnik 61, 1984.

SCANLAN, R. H. **On Flutter and Buffeting Mechanisms in Long-Span Bridges**, *J. Probabilistic Engineering Mechanics*, 3 (1) (1988), 371-385.

SCANLAN, R. H.; TOMKO, J. J. **Airfoil and Bridge Decks Flutter Derivatives**. *Journal of Engineering Mechanics Division*, vol. 97, nº 6, Dec./1971 – pp. 1717-1737.

SCHEWE, G. **Nonlinear Flow-Induced Resonances of an H-Shaped Section**, *J. Fluids Struct.* 3 (1989) 327-348.

SHAMES, I. H. **Mecânica dos Fluidos. Vol. 1 Princípios Básicos.** São Paulo, Ed. Edgard Blücher Ltda, 1973.

SIMIU, E.; SCANLAN, R. H. **Wind Effects on Structures: An Introduction to Wind Engineering.** New York: John Wiley, 1978.

SIMIU, E.; SCANLAN, R. H. **Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design.** New York: John Wiley, 1996.

SVENSSON, H.; LOVETT, T. G. **The Twin Cable-Stayed Composite Bridge at Baytown, Texas.** *LABSE Symposium Brussels 1990, Mixed Structures*, p. 317.

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.

TAYLOR, P. **Hybrid Bridge Design for the World's Longest Span Cable-Stayed Bridge.** *LABSE Congress Report 1984.*

THEODORSEN, T. **General Theory of Aerodynamic Instability and the Mechanism of Flutter,** *NACA Rep. 496*, (1935).

VINCENT, G. S. **Golden Gate Bridge Vibration Studies,** ASCE, *J. Structural Div.*, Paper 1817, (1958).

VIRLOGEUX, M. **Normandy Cable-stayed Bridge.** Lecutre at the CEEC Short Course on Cable-Stayed Bridges. Madrid, May 19 to June 1, 1990.

WALTHER, J. H. **Discrete Vortex Method for Two-Dimensional Flow Past Bodies of Arbitrary Shape Undergoing Prescribed Rotary and Translatory Motion,** AFM-94-11, Ph.D. Thesis, Dept. of Fluid Mechanics, Technical University of Denmark, 1994.

WALTHER, J. H.; LARSEN, A. **2D Discrete Vortex Method for Application to Bluff Body Aerodynamics,** These Proceedings, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 67&68 (1997) 183-193.

WARDLAW, R. L. **Flutter and Torsional Instability.** Wind-excited vibrations of structures. CISM Courses and Lectures No. 335. Springer – Verlag, 1994.

ANEXO I – DETALHES DOS MODELOS EM FOTOGRAFIAS

A seguir, são mostradas as fotografias com detalhes dos modelos. Detalhes estes que já foram descritos no Capítulo (3), Seção (3.4).

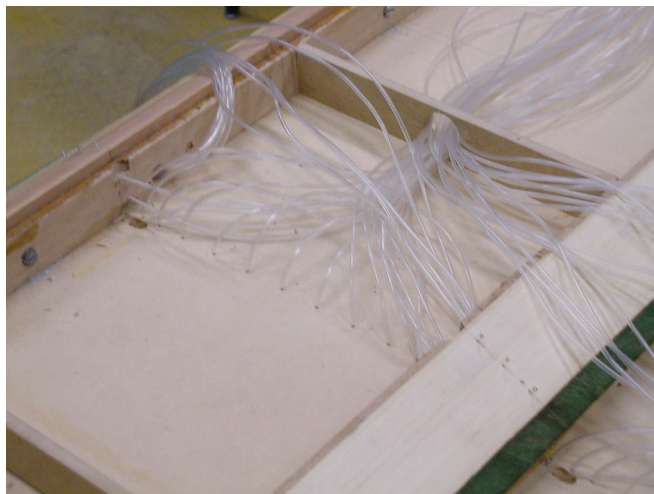


Fig. I.1 – Modelo II: foto do modelo aberto mostrando o seu interior com as tomadas de pressão. Em cada extremidade lateral o dispositivo aerodinâmico já colocado caracterizando o Mod. II.



Fig. I.2 – Modelo III: detalhe dá extremidade do modelo com o disco terminal e o tubo de alumínio, este que fixa o modelo ao pórtico de sustentação.



Fig. I.3 – Modelo IV: vista interna do túnel de vento. Acima: modelo visto de cima. Abaixo: modelo visto de baixo.



Fig. I.4 – Modelo V: vista do modelo no interior do túnel de vento.



Fig. I.5 – Modelo VII: vista interna do túnel de vento e o modelo posicionado na mesa M-I com a grelha G-I (que simula turbulência) ao fundo.

ANEXO II – COEFICIENTES DE PRESSÃO DOS MODELOS

Nesta seção, estão indicadas todas as distribuições dos coeficientes de pressão média a partir das leituras do manômetro a álcool para todos os modelos e parâmetros. As distribuições estão agrupadas por modelo. O ângulo de incidência e o regime do escoamento correspondente estão indicados em cada figura.

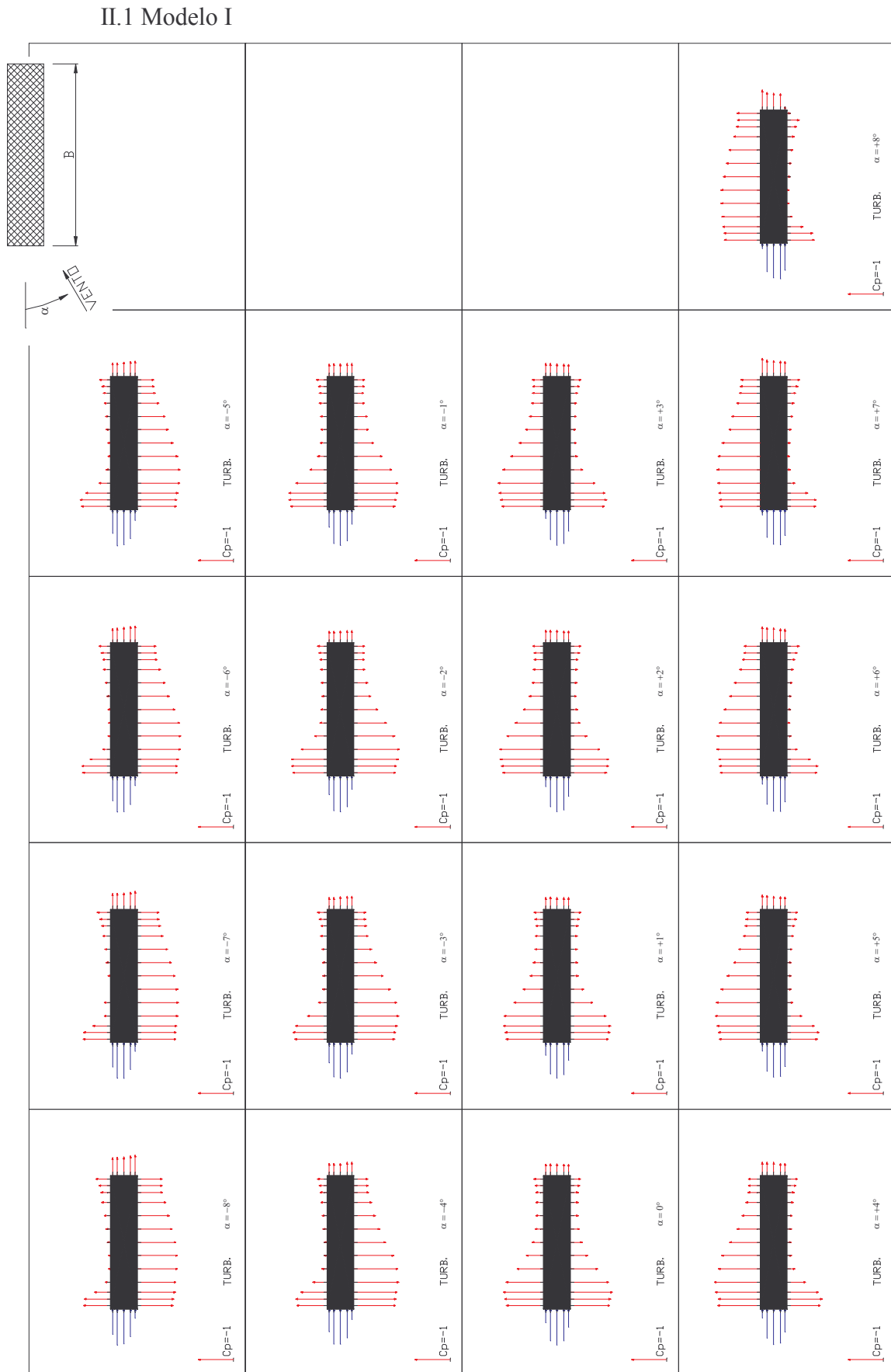


Fig. II.1 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento.

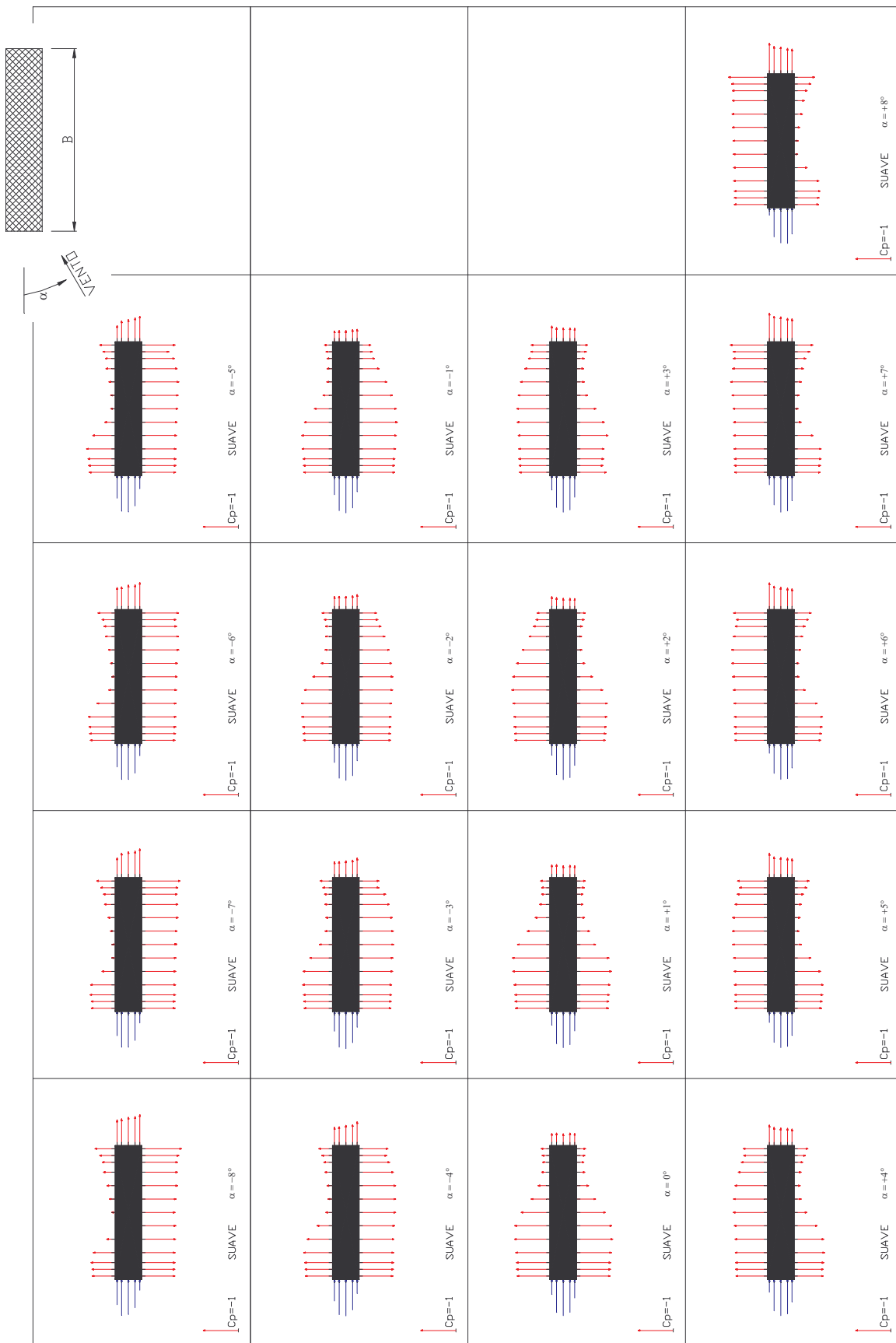


Fig. II.2 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave.

II.2 Modelo II

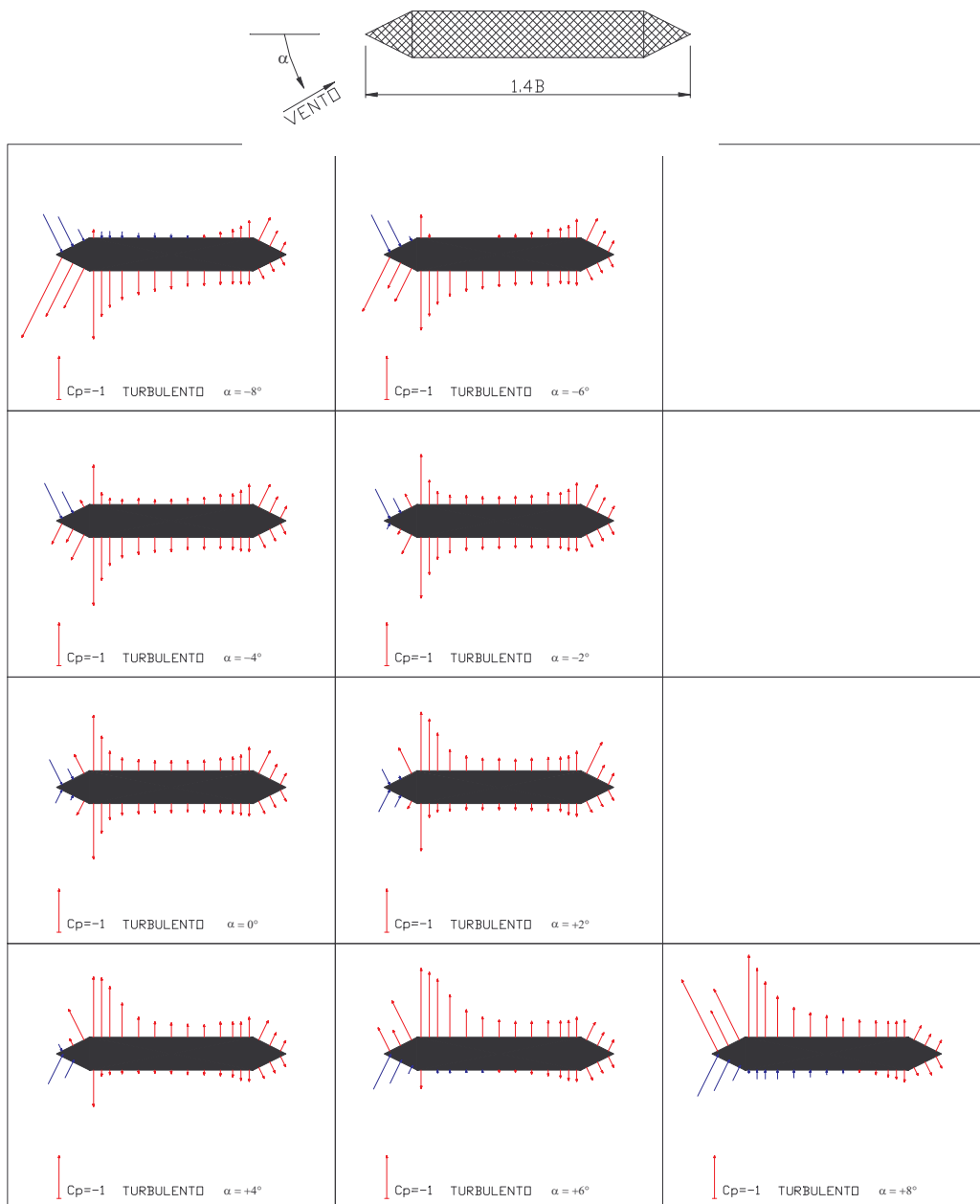


Fig. II.3 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento.

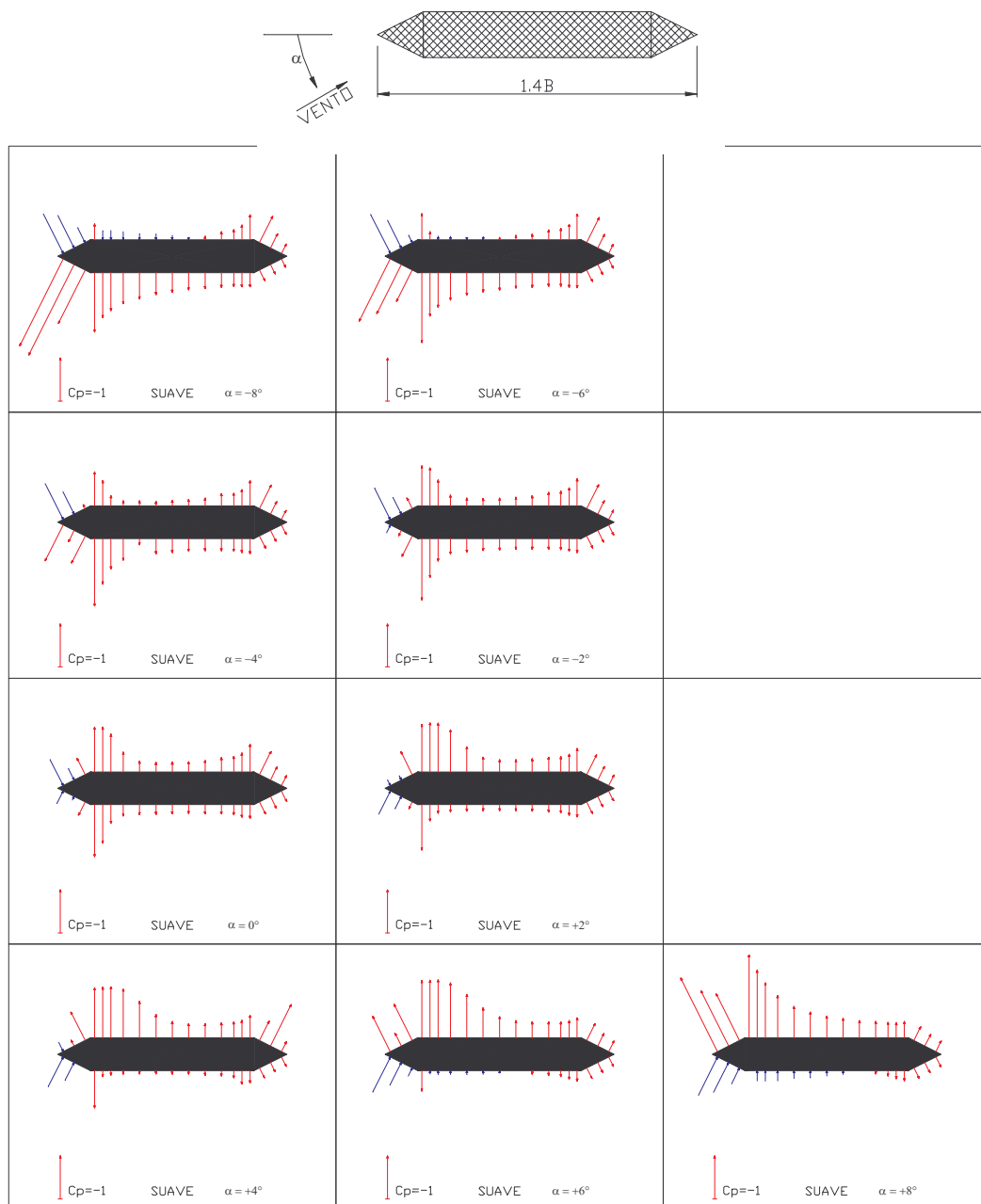


Fig. II.4 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave.

II.3 Modelo III

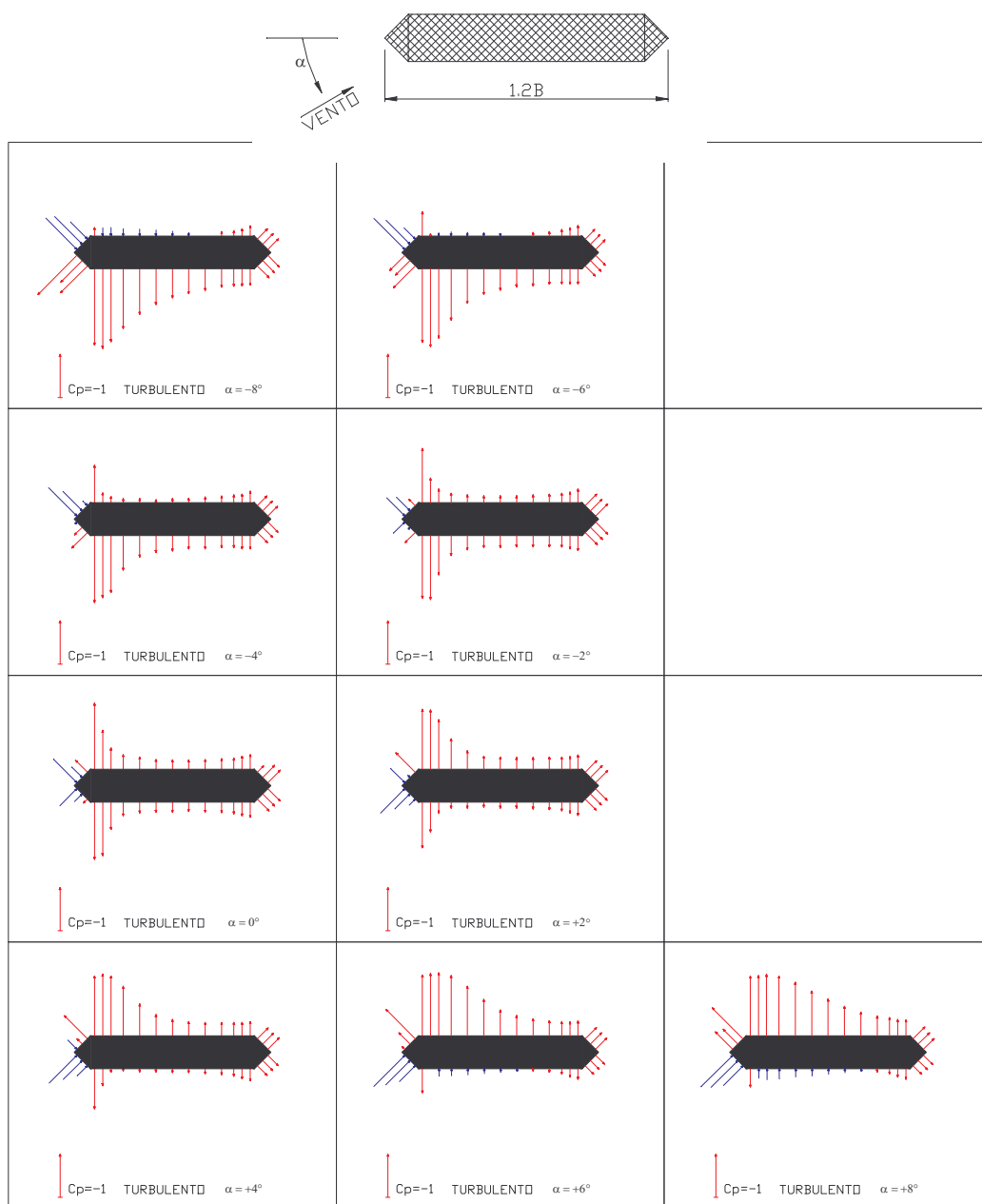


Fig. II.5 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento.

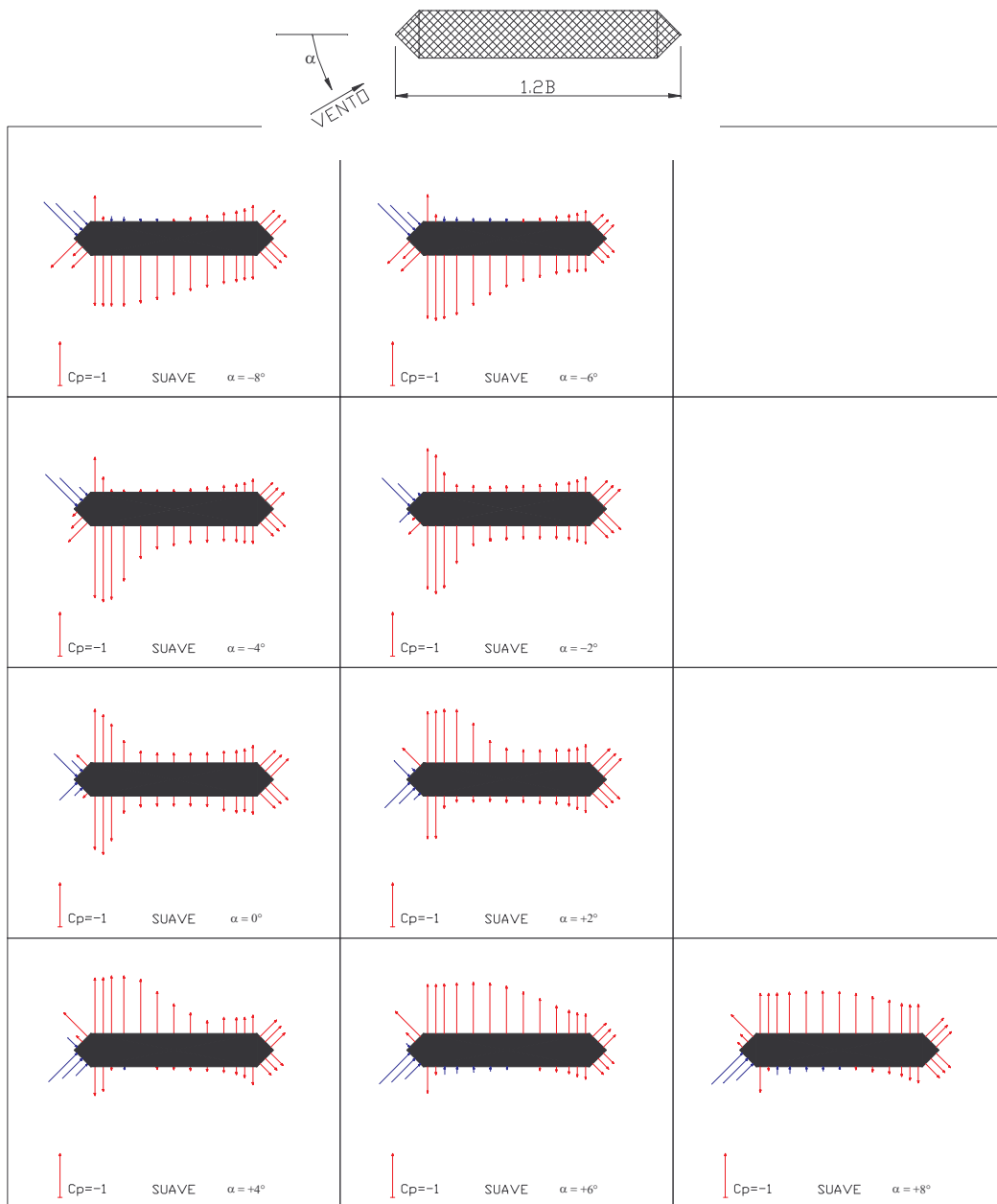


Fig. II.6 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave.

II.4 Modelo IV

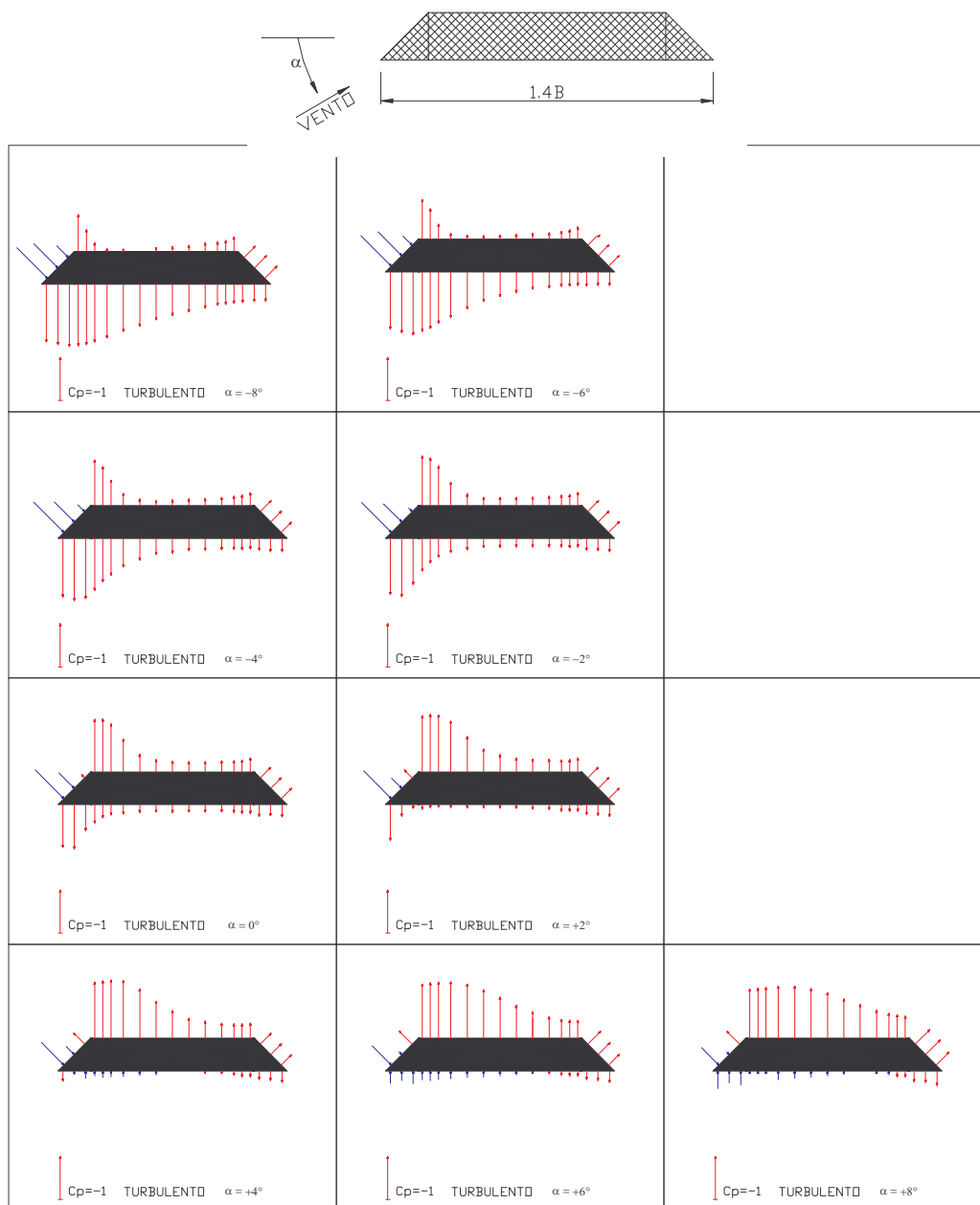


Fig. II.7 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento.

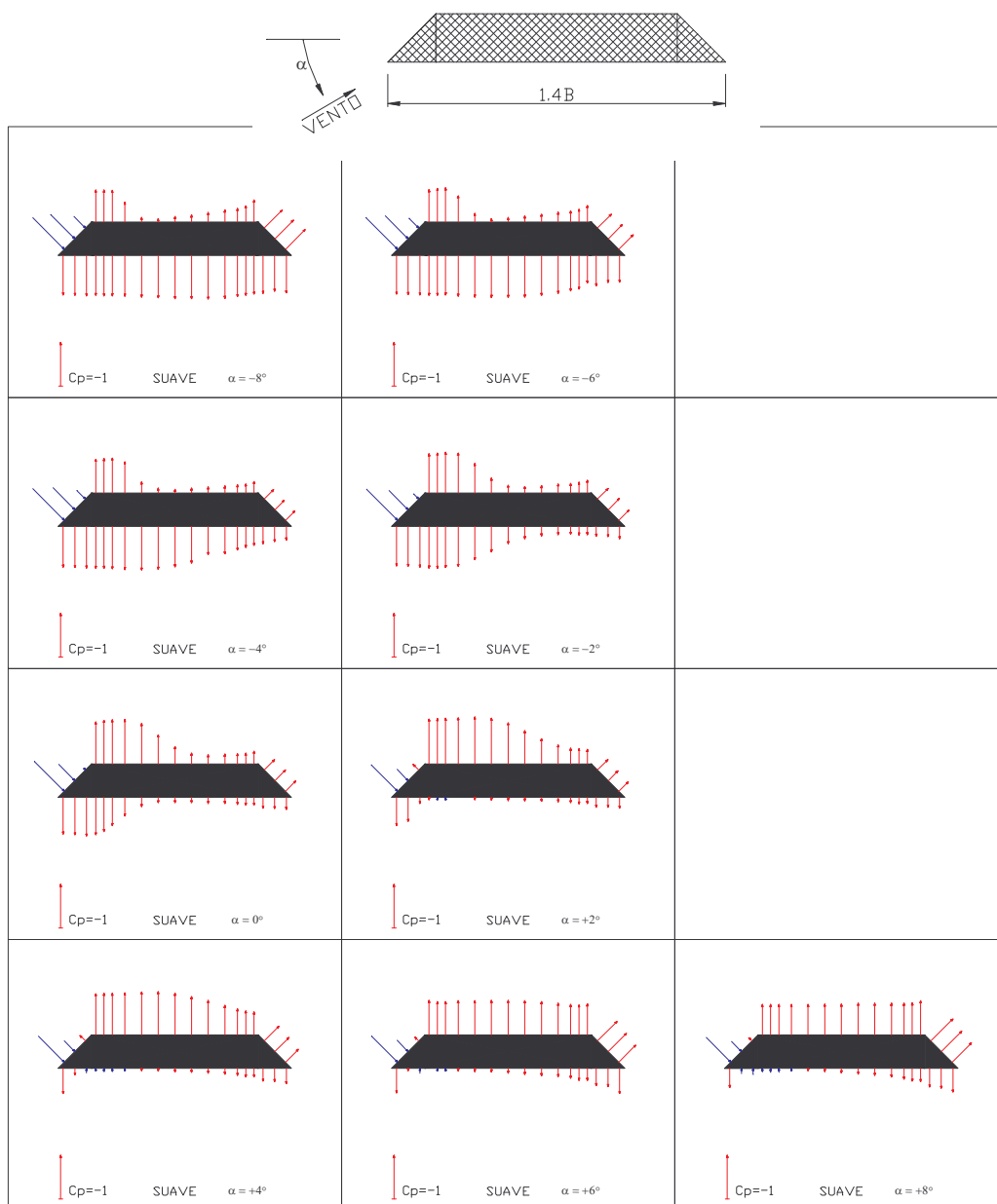


Fig. II.8 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave.

II.5 Modelo V

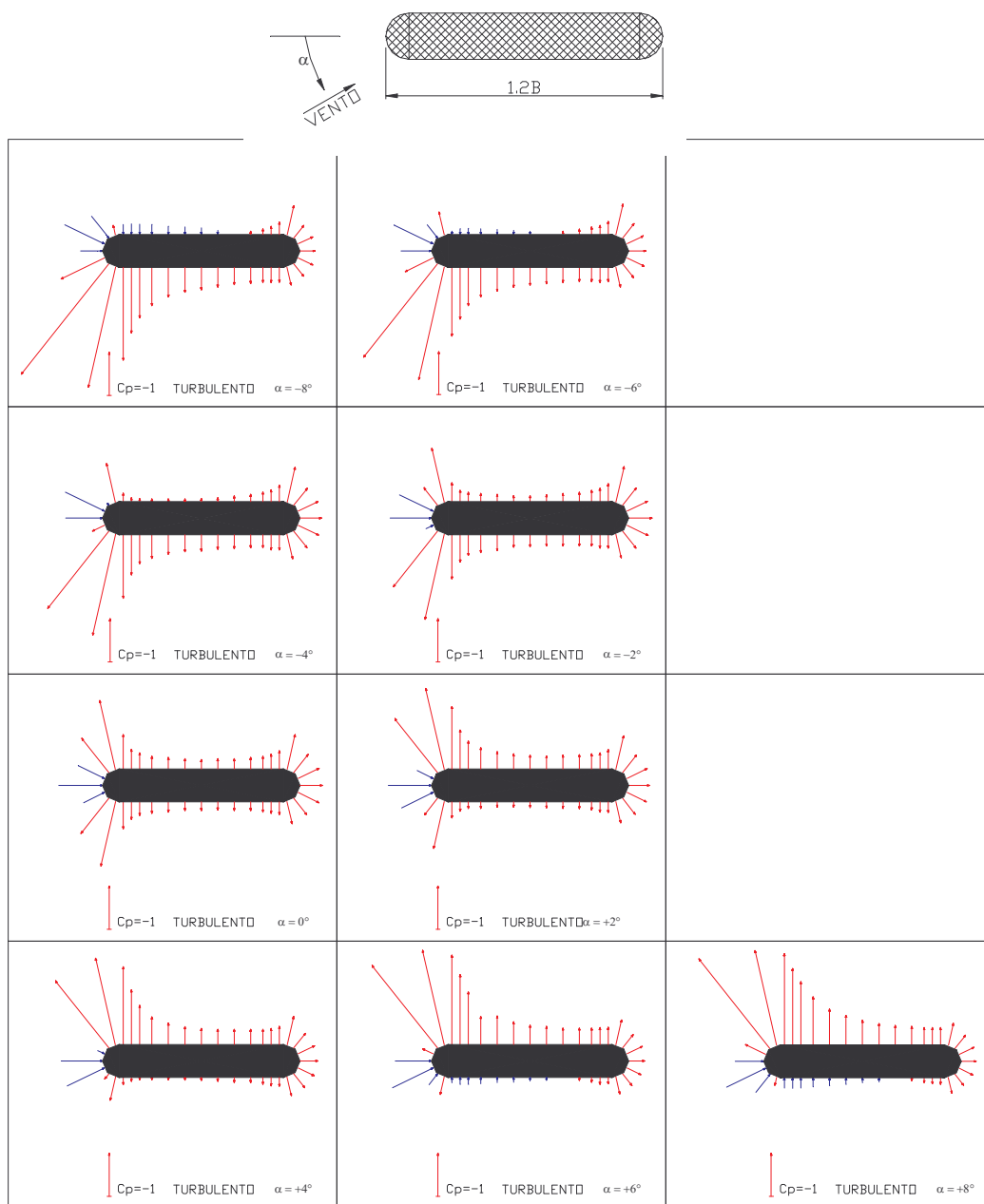


Fig. II.9 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento ($Re = 6 \times 10^4$).

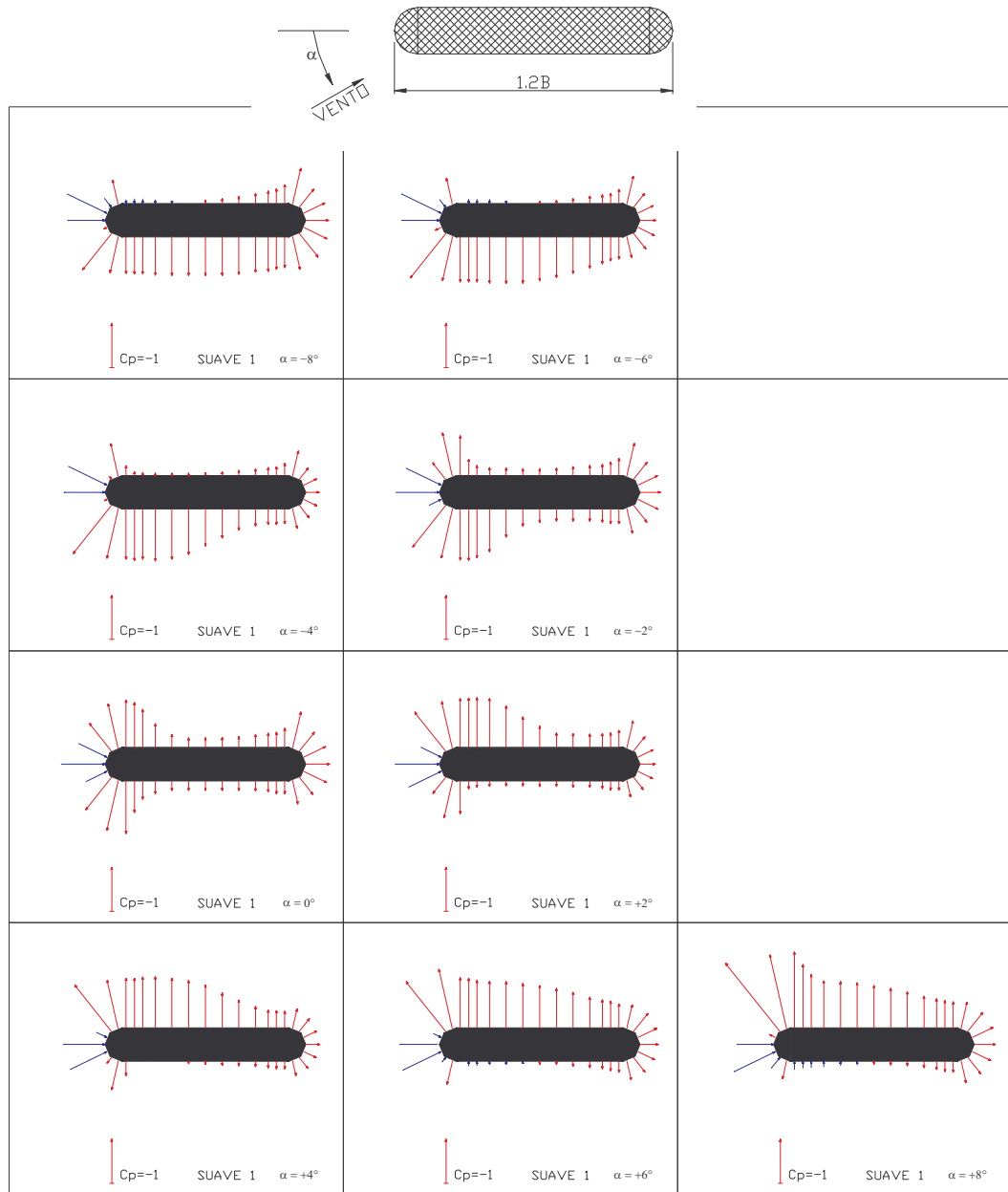


Fig. II.10 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave1 ($Re = 6 \times 10^4$).

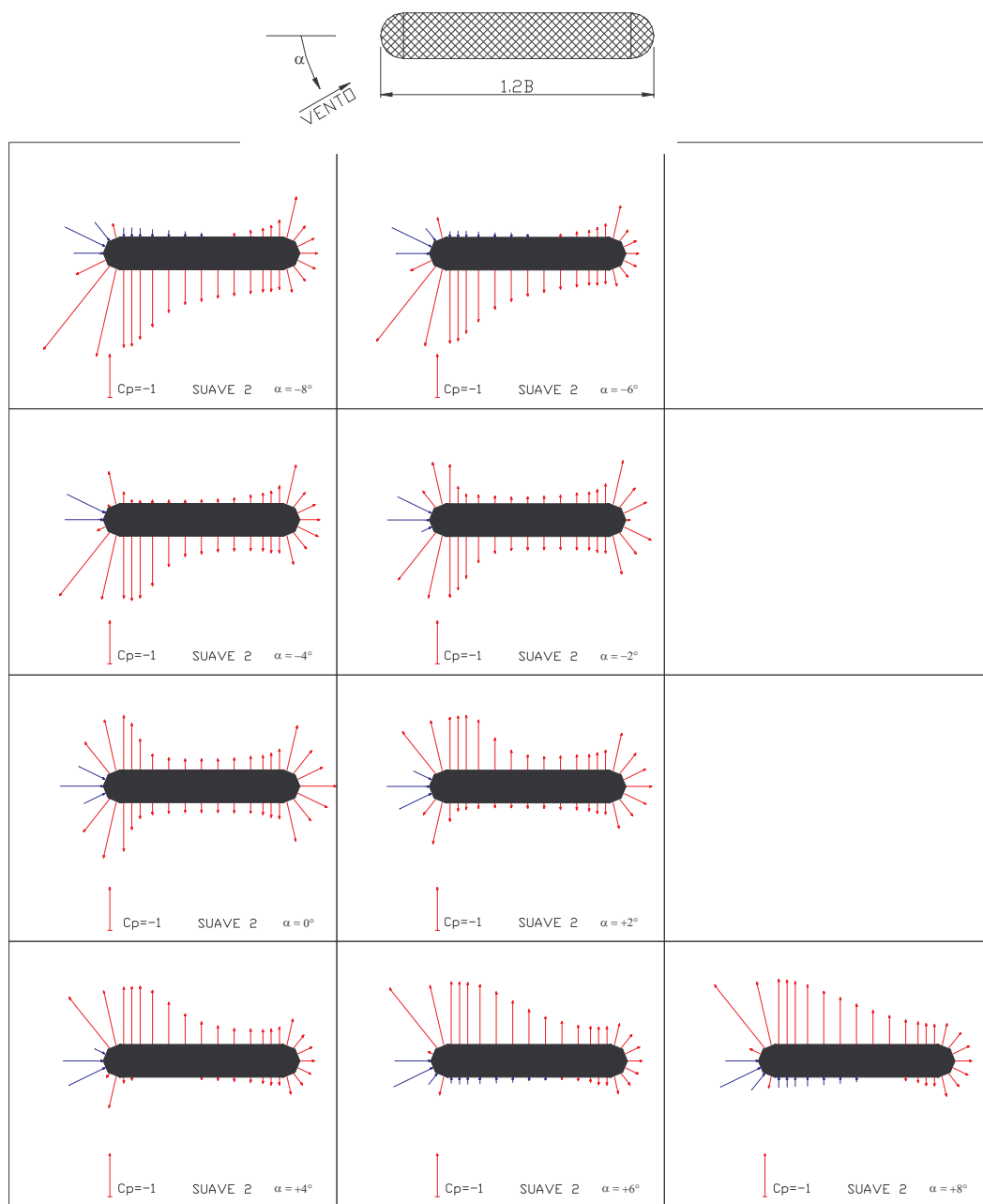


Fig. II.11 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento suave2 ($Re = 9,1 \times 10^4$).

II.6 Modelo VI

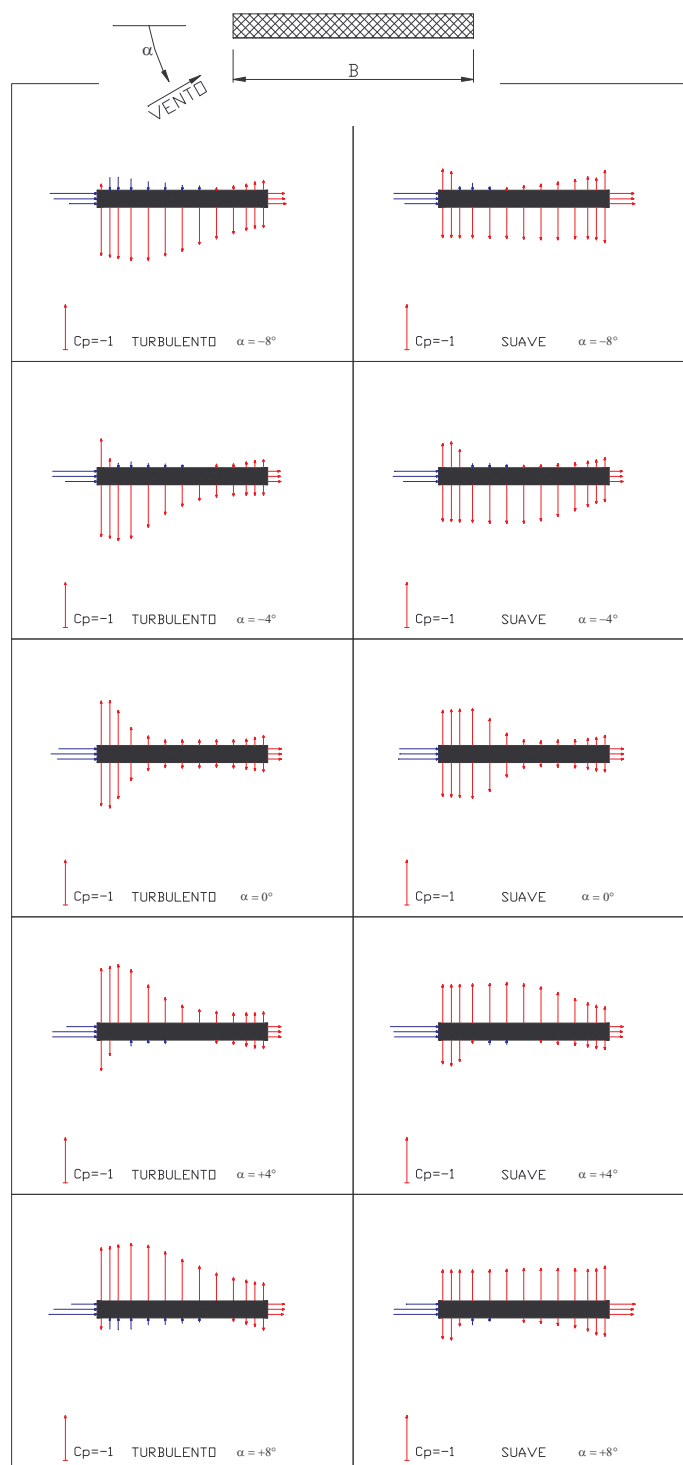


Fig. II.12 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento e suave.

II.7 Modelo VII

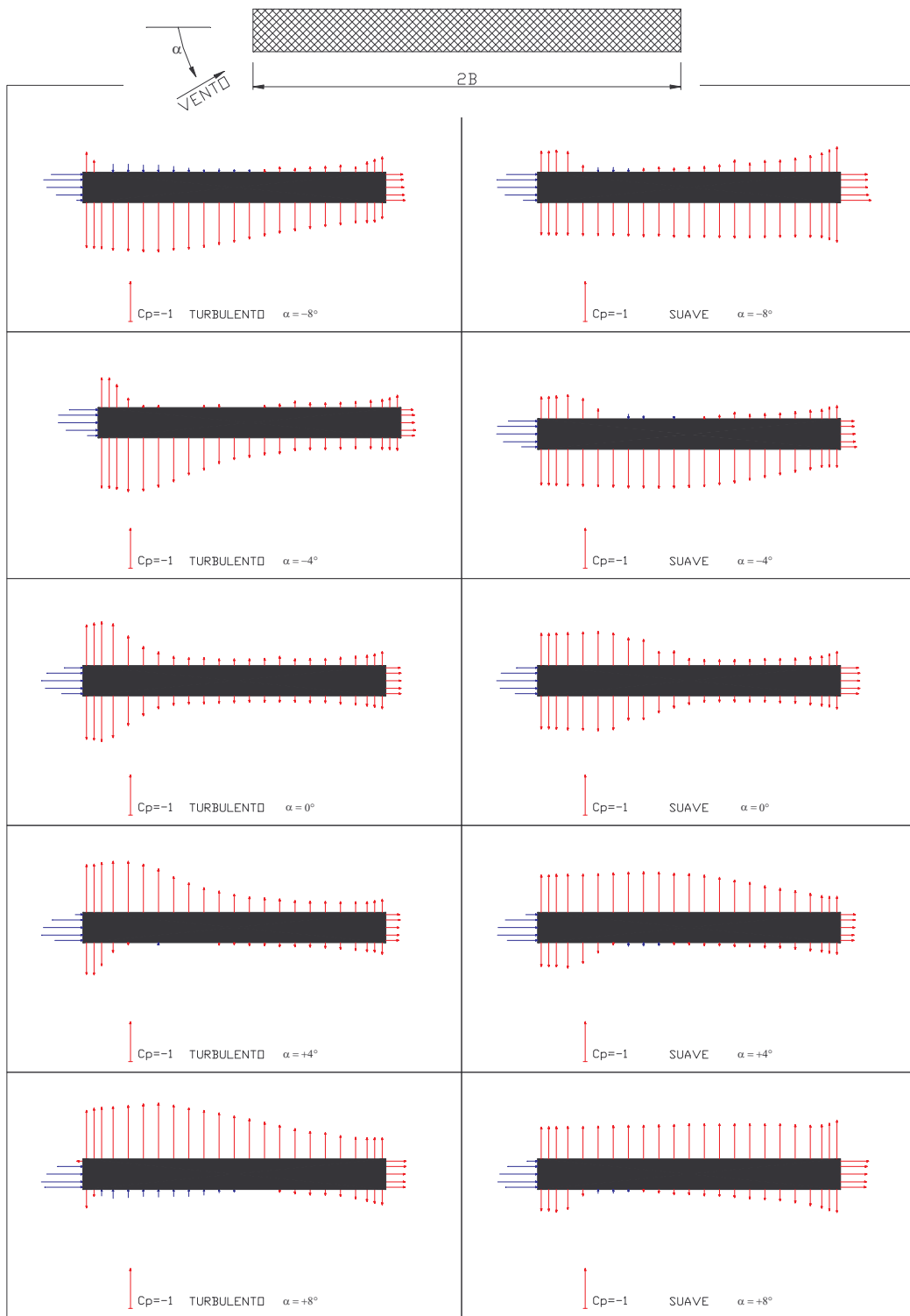


Fig. II.13 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento e suave.

II.8 Modelo VIII

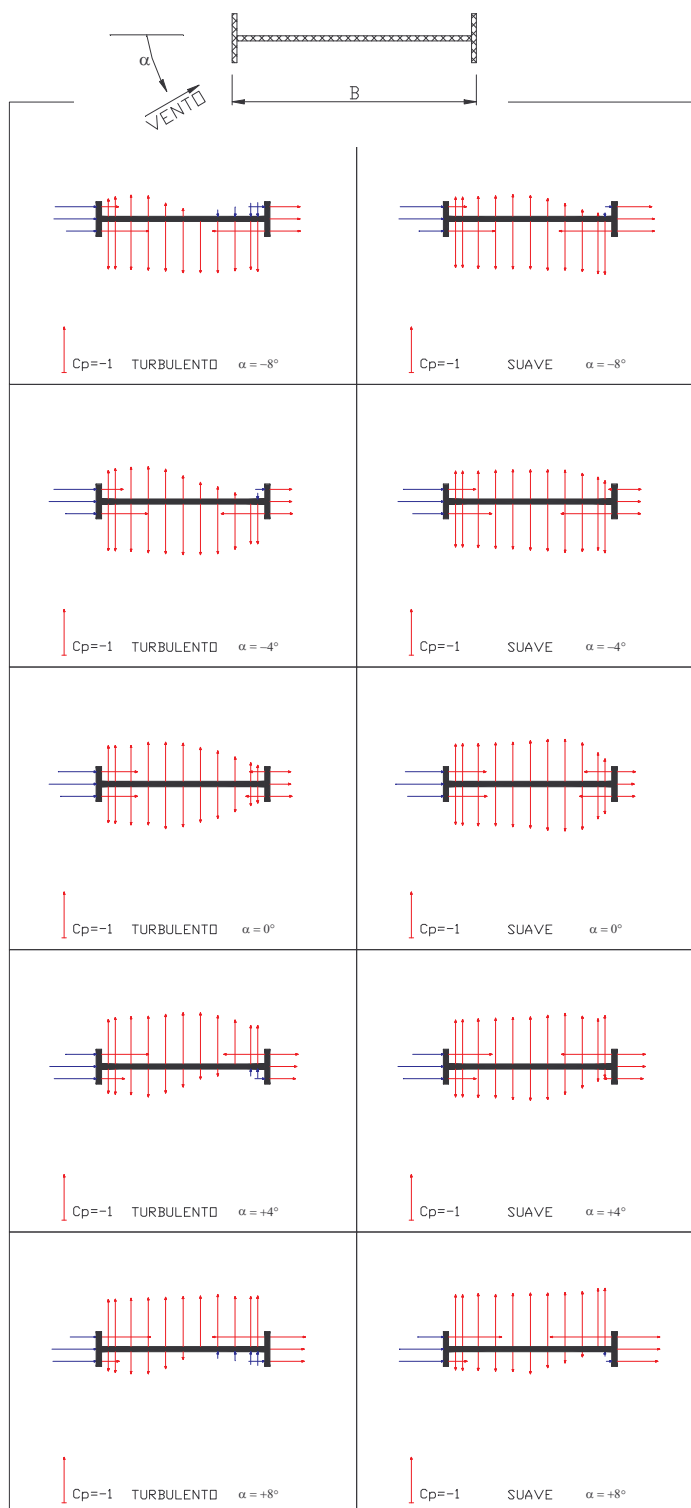


Fig. II.14 – Distribuição dos coeficientes de pressão média em escoamento turbulento e suave.