

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO EM TABULEIROS DE PONTES:
CARACTERIZAÇÃO AERODINÂMICA EM TÚNEL DE VENTO**

Rita Standerski

Porto Alegre
2012

Rita Standerski

AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO EM TABULEIROS DE PONTES: CARACTERIZAÇÃO AERODINÂMICA EM TÚNEL DE VENTO

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

Orientador: Prof. Ph.D. Acir Mércio Loredo-Souza

Porto Alegre
2012

CIP - Catalogação na Publicação

Standerski, Rita

Ação estática do vento em tabuleiros de pontes:
caracterização aerodinâmica em túnel de vento / Rita
Standerski. -- 2012.
132 f.

Orientador: Acir Mércio Loredo-Souza.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2012.

1. Vento. 2. Pontes. 3. Aerodinâmica. 4. Modelo
seccional. 5. Túnel de vento. I. Loredo-Souza, Acir
Mércio, orient. II. Título.

RITA STANDERSKI

**AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO EM TABULEIROS DE PONTES:
CARACTERIZAÇÃO AERODINÂMICA EM TÚNEL DE VENTO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2012

Prof. Acir Mércio Loredou-Souza

Ph.D. pela University of Western Ontario, Canadá
Orientador

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Ph.D. pela University of Leeds, UK
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA

Prof. Ângela Borges Masuero (UFRGS)

D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. José Luis Vital de Brito (UnB)

D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Adrián Roberto Wittwer (UNNE, Argentina)

D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Mario Gustavo Klaus Oliveira (Vento-S)

D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Ao meu marido e companheiro, Arthur,
Às minhas irmãs e amigas, Nina e Lília e
Aos meus pais e incentivadores, Thea e Paulo.

AGRADECIMENTOS

O texto da dissertação é resultado de um trabalho intenso e delicado. Sua realização não seria possível sem contar com o empenho, o auxílio e a compreensão de certas pessoas.

Agradeço ao meu orientador, o professor Acir Mércio Loredo-Souza, por me aceitar como mestranda e abrir as portas do laboratório para mim, introduzindo-me a um novo mundo de conhecimento. Agradeço também a todos os professores que tive ao longo da minha formação por facilitarem meu caminho para a aprendizagem. Em especial, ao Antonio José Lopes Bigode, por ter me mostrado uma pitada da magia da matemática na quinta-série, o que se tornou o primeiro passo para que eu chegasse aqui.

Gostaria de agradecer aos meus colegas da UFRGS que enfrentaram as matérias da pós-graduação comigo, especialmente ao pessoal do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS que muito me ajudou na montagem dos modelos e na realização dos meus ensaios.

Um agradecimento especial ao pessoal da *University of Western Ontario* (London, Canadá), especialmente ao Dr. Peter King por me receber com tamanha gentileza e atenção. Ao Mahdy, Yumi, Portia, Dan, Debra e Aditi pelo companheirismo no Canadá e pela generosidade no compartilhamento de seus conhecimentos.

À minha família e aos meus amigos que acompanharam essa jornada e seguiram me incentivando e comemorando pequenas vitórias ao longo do percurso, muito obrigada por estarem por perto. Em particular, à minha mãe por ser um par de olhos extra e à Lia por ser um par de ouvidos extra. E claro, ao meu marido, Arthur, pela parceria e compreensão.

Por último, mas não menos importante, agradeço à CAPES, pelo apoio financeiro no primeiro ano do meu mestrado, e ao CNPq, no segundo ano.

*“A ponte não é para ir nem pra voltar
A ponte é somente pra atravessar
Caminhar sobre as águas desse momento.”*

Lenine

RESUMO

STANDERSKI, R. **Ação Estática do Vento em Tabuleiros de Pontes: Caracterização Aerodinâmica em Túnel de Vento**. 2012. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

As pontes são importantes elementos no desenvolvimento da infraestrutura de uma nação, possibilitando conexões de pessoas e bens. A ação do vento em pontes é um dos fatores determinantes no seu projeto. O efeito da ação do vento em tabuleiros de pontes pode, no limite, levar uma estrutura ao colapso. São inúmeras as formas das seções transversais que os tabuleiros podem apresentar; para cada uma delas os coeficientes de pressão são diferentes. Na Norma Brasileira de pontes (NBR 7187, 2003), a carga de vento é indicada no item 7.2.3 como uma ação variável que deve ser calculada de acordo com a Norma Brasileira de vento (NBR 6123, 1988). Entretanto, nesta não há considerações em relação à ação do vento em tabuleiros de pontes. Ou seja, em nossas normas há uma lacuna que precisa ser preenchida. Faltam informações, as quais são imprescindíveis para a elaboração de projetos e resolução de problemas existentes. Atualmente, a realização de ensaios em túnel de vento é a melhor forma de estimar a resposta de pontes sob a ação do vento. Esta pesquisa visa a aprimorar a fase de projeto de pontes através da sugestão, para complementação da Norma Brasileira de ventos NBR6123/88, de um item específico referente a coeficientes aerodinâmicos de distintas seções transversais de tabuleiros de pontes. Foram realizados ensaios em túnel de vento no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS (Porto Alegre, BR) de cinco seções transversais de tabuleiros de pontes. Os dados obtidos foram comparados com os de seções ensaiadas previamente. Os resultados são apresentados em termos de coeficientes de arrasto, sustentação e torção. Conclui-se que a geração dos novos resultados, bem como a disponibilização de dados específicos para diferentes formas de tabuleiros de pontes, contribuirá para a execução de projetos de estruturas de pontes mais otimizados.

Palavras-chave: pontes, vento, tabuleiros de pontes, túnel de vento, modelo seccional, coeficientes aerodinâmicos.

ABSTRACT

STANDERSKI, R. **Static Action of Wind on Bridge Decks: Aerodynamic Characterization in a Wind Tunnel**. 2012. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Bridges are important elements on the development of a nation, allowing connections between people and goods. The wind action on bridges is one of the determine factors in bridge design. The wind action effect on bridge decks could take a bridge to its collapse. A bridge deck can have numerous shapes: for each one of them the aerodynamic coefficients are unique. In the Brazilian bridge code(NBR 7187, 2003), item 7.2.3, the wind load is presented as a variable action that must be evaluated accordingly to the Brazilian wind code(NBR 6123, 1988). Nevertheless, in the latter there isn't any consideration regarding to the wind action on bridge decks. Hence, in our codes there is a gap that needs to be filled. There is some information missing, which is essential to the development of bridges design and to solve existing problems. Nowadays, producing experiments on wind tunnels is the best way to estimate the response of bridges submitted to wind actions. This research aims the improvement of bridge design with a suggestion of an introduction of a new item into the Brazilian wind code, specifically related to aerodynamic coefficients for distinct cross sections of bridge decks. Five different cross sections were tested on the wind tunnel at the *Laboratório de Aerodinâmica das Construções* of UFRGS (Porto Alegre, RS). The data acquired was compared to data obtained from previous experiments of different cross sections. The results are presented as drag, lift and torsion coefficients. In conclusion, the increase of data as well as the availability of data from different shapes of bridge decks will contribute to improved bridge design.

Key-words: bridge, wind, bridge decks, wind tunnel, section models, aerodynamic coefficients.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE QUADROS

LISTA DE SÍMBOLOS

1	INTRODUÇÃO.....	17
1.1	IMPORTÂNCIA DO ESTUDO.....	17
1.2	HISTÓRICO DE PESQUISAS	20
1.3	OBJETIVO	24
1.4	DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	25
2	PONTES.....	27
2.1	HISTÓRICO DA CONSTRUÇÃO DE PONTES.....	28
2.2	PONTES DE GRANDES VÃOS	31
2.2.1	PONTES SUSPENSAS	31
2.2.2	PONTES ESTAIADAS	32
2.3	PONTES BRASILEIRAS	34
3	SEÇÕES TRANSVERSAIS DE TABULEIRO DE PONTES	37
3.1	PONTES EM LAJE	37
3.2	PONTES EM VIGA	38
3.2.1	PONTES EM DUAS VIGAS “T”	38
3.2.2	PONTES EM GRELHA	39
3.2.3	PONTES CELULARES (SEÇÃO CAIXÃO).....	39
3.3	PONTES EM TRELIÇA, PÓRTICO, ARCO E SUSPENSAS POR CABOS	40
3.4	OTIMIZAÇÕES.....	41
3.4.1	DISPOSITIVOS MECÂNICOS.....	42
3.4.2	DISPOSITIVOS AERODINÂMICOS.....	42
4	AÇÃO DO VENTO EM PONTES.....	43
4.1	O VENTO NATURAL	43
4.2	O VENTO EM PONTES.....	44
4.2.1	EFEITOS ESTÁTICOS	45
4.2.2	EFEITOS DINÂMICOS	47
4.3	COEFICIENTES AERODINÂMICOS.....	49
4.3.1	SEÇÕES ENCONTRADAS NA LITERATURA.....	49
4.3.2	PONTE SOBRE O RIO GUAMÁ.....	49
4.3.3	SEÇÕES ENSAIADAS POR LIMAS (2003).....	52
4.3.4	EUROCODE.....	57

5	MODELAGEM EM TÚNEL DE VENTO	59
5.1	SEMELHANÇA.....	59
5.1.1	SEMELHANÇA GEOMÉTRICA.....	60
5.1.2	SEMELHANÇA CINEMÁTICA.....	60
5.1.3	SEMELHANÇA DINÂMICA.....	60
5.2	ESCALAS	62
5.2.1	ESCALA GEOMÉTRICA.....	63
5.2.2	ESCALA DE VELOCIDADE.....	63
5.2.3	ESCALA DO TEMPO E OUTRAS ESCALAS	64
5.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM.....	64
6	PROGRAMA EXPERIMENTAL	65
6.1	O TÚNEL DE VENTO DA UFRGS.....	65
6.2	SIMULAÇÃO DO VENTO NATURAL	67
6.3	PROJETO DOS MODELOS.....	69
6.4	BALANÇA DE FORÇAS	72
6.5	ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO.....	74
7	RESULTADOS	76
7.1	DADOS DOS ENSAIOS.....	76
7.1.1	MODELO I.....	77
7.1.2	MODELO II.....	81
7.1.3	MODELO III.....	85
7.1.4	MODELO IV	89
7.1.5	MODELO V	93
7.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	97
8	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	100
8.1	CONCLUSÕES	100
8.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	102
	REFERÊNCIAS	104
	APÊNDICE A – DADOS DE PONTES DO BRASIL	106
	APÊNDICE B – MAIORES PONTES DO MUNDO.....	108
	APÊNDICE C – FOTOS DOS MODELOS ENSAIADO	110
	ANEXO A – CRONOLOGIA DOS PRINCIPAIS EVENTOS	125

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: <i>Viaduct de Millau</i> , França.....	18
Figura 1.2: Movimento combinado de flexão e torção no vão central da ponte <i>Tacoma Narrows</i>	20
Figura 1.3: Desenvolvimento de estudos sobre a velocidade do vento e o fator de forma (SACHS, 1978).....	21
Figura 1.4: Diferentes seções encontradas na literatura	23
Figura 1.5: Seções para as quais se pode determinar os coeficientes aerodinâmicos através do <i>Eurocode</i>	24
Figura 2.1: Evolução do comprimento do vão principal de pontes do mundo.....	30
Figura 2.2: Esquema geral das forças exercidas numa ponte suspensa.....	32
Figura 2.3: Esquema geral de forças em uma ponte estaiada	32
Figura 2.4: Barcos egípcios	33
Figura 2.5: Ponte estaiada tipo “leque”	33
Figura 2.6: Ponte estaiada tipo “harpa”.....	34
Figura 2.7: Relação do comprimento do vão principal de pontes brasileiras e seu ano de abertura	35
Figura 2.8: Comparação entre o comprimento do vão principal de pontes brasileiras e de outros países e seus anos de abertura	36
Figura 3.1: Laje maciça.....	38
Figura 3.2: Laje nervurada.....	38
Figura 3.3: Seção com duas vigas "T"	39
Figura 3.4: Seção transversal de ponte em grelha.....	39
Figura 3.5: Seção transversal celular.....	40
Figura 3.6: Categorias de seções caixão	40
Figura 3.7: Ponte Vizcaya.....	41
Figura 4.1: Vórtices de Kármán(BLESSMANN, 1990).....	48

Figura 4.2: Configuração I e II da seção do tabuleiro da ponte sobre o rio Guamá (Rocha et al., 2033).....	50
Figura 4.3: Coeficiente de arrasto (Rocha et al., 2003)	50
Figura 4.4: Coeficiente de sustentação (Rocha et al., 2003)	51
Figura 4.5: Coeficiente de torção (Rocha et al., 2003)	51
Figura 4.6: Seções ensaiadas por Limas (2003)	52
Figura 4.7: Coeficientes de força na direção x (<i>Eurocode</i>)	58
Figura 4.8: Coeficientes de força na direção z (<i>Eurocode</i>).....	58
Figura 6.1: Vista do Túnel de Vento Joaquim Blessmann (UFRGS)	66
Figura 6.2: Configuração geral do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann (UFRGS).....	66
Figura 6.3: Esboço da camada limite	67
Figura 6.4: Grelha utilizada no túnel de vento para gerar turbulência	69
Figura 6.5: Seção do tabuleiro da ponte Tacoma.....	69
Figura 6.6: Dimensões das seções ensaiadas.....	70
Figura 6.7: Seções ensaiadas.....	71
Figura 6.8: Seções dos modelos, mostrando as peças que formam o modelo.....	72
Figura 6.9: Dimensões das seções ensaiadas em função de B (largura genérica)	72
Figura 6.10: Referência do vento e dos coeficientes aerodinâmicos.....	73
Figura 6.11: Referência do vento e dos coeficientes aerodinâmicos.....	75
Figura 7.1: Seção do modelo I.....	77
Figura 7.2: Coeficiente de força na direção x (Modelo I)	78
Figura 7.3: Coeficiente de arrasto (Modelo I)	78
Figura 7.4: Coeficiente força na direção z (Modelo I)	79
Figura 7.5: Coeficiente de sustentação (Modelo I)	79
Figura 7.6: Coeficiente de torção (Modelo I)	80
Figura 7.7: Seção do modelo II	81
Figura 7.8: Coeficiente de força na direção x (Modelo II)	82
Figura 7.9: Coeficiente de arrasto (Modelo II)	82

Figura 7.10: Coeficiente de força na direção z (Modelo II)	83
Figura 7.11: Coeficiente de sustentação (Modelo II)	83
Figura 7.12: Coeficiente de torção (Modelo II)	84
Figura 7.13: Seção do modelo III	85
Figura 7.14: Coeficiente de força na direção x (Modelo III)	86
Figura 7.15: Coeficiente de arrasto (Modelo III)	86
Figura 7.16: Coeficiente de força na direção z (Modelo III)	87
Figura 7.17: Coeficiente de sustentação (Modelo III)	87
Figura 7.18: Coeficiente de torção (Modelo III)	88
Figura 7.19: Seção do modelo IV	89
Figura 7.20: Coeficiente de força na direção x (Modelo IV)	90
Figura 7.21: Coeficiente de arrasto (Modelo IV)	90
Figura 7.22: Coeficiente de força na direção z (Modelo IV)	91
Figura 7.23: Coeficiente de sustentação (Modelo IV)	91
Figura 7.24: Coeficiente de torção (Modelo IV)	92
Figura 7.25: Seção do modelo V	93
Figura 7.26: Coeficiente de força na direção x (Modelo V)	94
Figura 7.27: Coeficiente de arrasto (Modelo V)	94
Figura 7.28: Coeficiente de força na direção z (Modelo V)	95
Figura 7.29: Coeficiente de sustentação (Modelo V)	95
Figura 7.30: Coeficiente de torção (Modelo V)	96
Figura 7.31: Gráfico comparativo para $C_{a,0}$	98
Figura 7.32: Gráfico comparativo para $C_{x,0}$	98
Figura 7.33: Gráfico comparativo para C_z (valores para o ângulo de ataque do vento de 8° e -8°)	99
Figura 8.1: Coeficientes de força na direção x (<i>Eurocode</i>)	101
Figura 8.2: Coeficientes de força na direção z (<i>Eurocode</i>)	102
Figura C.1: Vista inferior do Modelo I	111

Figura C.2: Vista inferior do Modelo III.....	111
Figura C.3: Montagem do Modelo IV	112
Figura C.4: Montagem do Modelo IV	112
Figura C.5: Montagem do Modelo V	113
Figura C.6: Montagem do Modelo V	113
Figura C.7: Agulha e gabarito para marcação dos ângulos.....	114
Figura C.8: Calibração - força horizontal.....	114
Figura C.9: Calibração do modelo - força vertical	115
Figura C.10: Calibração do modelo – torção	115
Figura C.11: Detalhe da fixação do modelo na balança de forças.....	116
Figura C.12: Ensaio do modelo IV	116
Figura C.13 Ensaio modelo III.....	117
Figura C.14: Fixação do modelo no túnel.....	117
Figura C.15: Modelo II instalado na balança	118
Figura C.16: Modelo II pronto para ser calibrado	118
Figura C.17: Modelo no túnel, com 8°.....	119
Figura C.18: Seções dos modelos IV e V.....	119
Figura C.19: Vista inferior do modelo IV instalado no túnel de vento	120
Figura C.20: Vista inferior do modelo V instalado no túnel.....	120
Figura C.21: Vista interna de modelo instalado V no túnel de vento	121
Figura C.22: Vista interna de modelo instalado V (lado oposto da balança).....	121
Figura C.23: Vista superior do modelo V instalado no túnel.....	122
Figura C.24: Vista do túnel.....	122
Figura C.25: Vista externa da balança	123
Figura C.26: Balança e amplificador de sinal	123
Figura C.27: Equipamentos utilizados no ensaio	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Coeficientes aerodinâmicos modelo I (Limas, 2003)	53
Tabela 4.2: Coeficientes aerodinâmicos modelo II (Limas, 2003)	53
Tabela 4.3: Coeficientes aerodinâmicos do modelo III (Limas, 2003)	54
Tabela 4.4: Coeficientes aerodinâmicos do modelo IV (Limas, 2003)	54
Tabela 4.5: Coeficientes aerodinâmicos do modelo V (Limas, 2003) - C_x e C_z	55
Tabela 4.6: Coeficientes aerodinâmicos do modelo V (Limas, 2003) - C_a , C_s e C_t	55
Tabela 4.7: Coeficientes aerodinâmicos do modelo VI (Limas, 2003)	56
Tabela 4.8: Coeficientes aerodinâmicos do modelo VII (Limas, 2003)	56
Tabela 4.9: Coeficientes aerodinâmicos do modelo VIII (Limas, 2003)	57
Tabela 7.1: Coeficientes aerodinâmicos (Modelo I)	77
Tabela 7.2: Coeficientes aerodinâmicos (Modelo II)	81
Tabela 7.3: Coeficientes aerodinâmicos (Modelo III).....	85
Tabela 7.4: Coeficientes aerodinâmicos (Modelos IV)	89
Tabela 7.5: Coeficientes aerodinâmicos (Modelo V)	93

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1: Efeitos de vento nas estrutura (BRITO, 1995).....	45
Quadro 4.2: Seções de tabuleiros de pontes encontradas na literatura	49
Quadro A.1: Pontes do Brasil.....	107
Quadro B.1: Maiores pontes do mundo (maiores vãos)	109

LISTA DE SÍMBOLOS

μ	coeficiente de viscosidade (viscosidade dinâmica)
α	ângulo de incidência do vento
ρ_{ar}	massa específica do ar
ρ	massa específica do fluido
τ	cisalhamento
ν	viscosidade cinemática
$\frac{\partial u}{\partial y}$	gradiente de velocidade do fluido
Δp	variação de pressão (pressão efetiva)
B	dimensão característica
c	velocidade do som
d	dimensão característica
C_p	coeficiente de pressão
C_a	coeficiente de arrasto
C_s	coeficiente de sustentação
C_t	coeficiente de torção
C_z	coeficiente de força na direção vertical
C_x	coeficiente de força na direção horizontal
F_r	número de Froude
\bar{F}_a	força de arrasto por unidade de comprimento
\bar{F}_s	força de sustentação por unidade de comprimento
\bar{F}_z	força na direção vertical por unidade de comprimento
\bar{F}_x	força na direção horizontal por unidade de comprimento
g	aceleração da gravidade
M_a	número de Mach
\bar{M}_t	momento torçor por unidade de comprimento
q	pressão dinâmica
Re	número de Reynolds
V	velocidade média do vento
z_d	deslocamento do plano-zero
z_g	altura gradiente

1 INTRODUÇÃO

"The bridge seemed to be among the things that last forever; it was unthinkable that it should break."

Livro: *The Bridge of San Luis Rey*, Thornton Wilder

Neste trabalho, será desenvolvido um estudo sobre a ação estática do vento em tabuleiros de pontes. Esta ação gera esforços nas pontes, os quais devem ser considerados nos projetos destas. Há diversos tipos de tabuleiros, este estudo contempla alguns deles.

A ação do vento em pontes começou a ser estudada com maior profundidade após a ocorrência de incidentes que foram atribuídos ao vento. O tema começou a ser estudado mais minuciosamente na década de 40, quando a ponte de Tacoma começou a apresentar problemas de vibrações devido ao vento e afinal entrou em colapso. Na década de 60 houve um grande avanço no estudo da ação do vento em construções devido às pesquisas envolvidas na elaboração do projeto do *World Trade Center*, em Nova Iorque. Alan Davenport e Jack Cermak foram pioneiros na aplicação do túnel de vento (de camada limite¹), que atendia às necessidades da engenharia civil de modo mais adequado que o túnel aerodinâmico.

Neste primeiro capítulo serão apresentados os fatos que justificam esta pesquisa ao longo da história e no contexto em que se encontra o Brasil. Primeiro, é descrita a importância deste estudo, justificada pelo histórico de pesquisas na área. Segundo, é apresentado o objetivo desta pesquisa. Por fim, há uma breve descrição da estrutura do trabalho.

1.1 IMPORTÂNCIA DO ESTUDO

Uma das peculiaridades do ser humano é ter anseio por ultrapassar limites. Em 3.000 a.C. essa característica já podia ser observada na sociedade egípcia e os limites vencidos podem ser contemplados até hoje nas pirâmides construídas por eles. A construção das pirâmides é um exemplo claro do triunfo humano, por sua estrutura arquitetada. Atualmente,

¹ No item 0 é descrita a caracterização do túnel de camada limite.

um bom exemplo desta ousadia é o *Viaduct de Millau*, no sul da França (Figura 1.1). Com seus 2.460 metros de comprimento, a ponte estaiada atravessa o vale do rio Tarn. Seu maior pilar tem 342 metros de altura, o equivalente a um prédio de aproximadamente 114 andares.

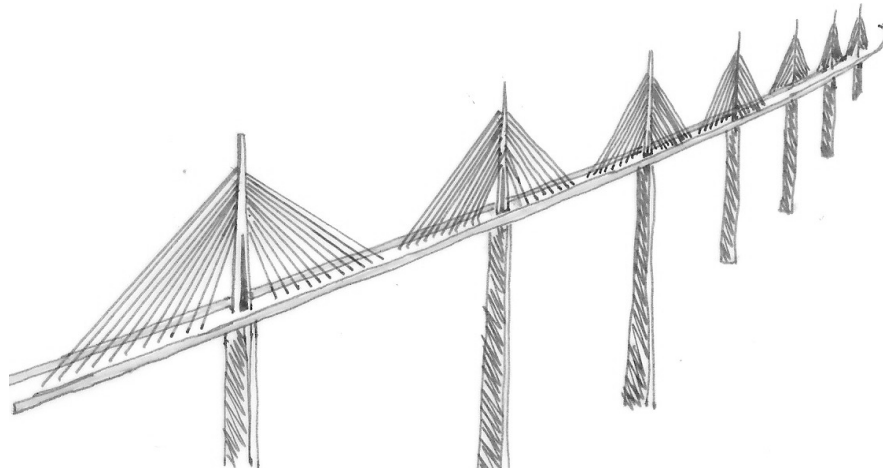


Figura 1.1: *Viaduct de Millau*, França

O aprofundamento do estudo das propriedades dos materiais, incluindo a elaboração de novos materiais e o desenvolvimento do conhecimento da resistência dos materiais, permitiu e permite que construções humanas passem do plano da imaginação para a realidade.

Prédios cada vez mais altos, pontes cada vez mais longas, túneis cada vez mais extensos são construídos. O homem continua transpondo limites e quebrando seus próprios recordes.

O avanço tecnológico e construtivo tem como resultado estruturas cada vez mais esbeltas e, conseqüentemente, mais flexíveis. Com o tempo, novos fenômenos são identificados e devem ser estudados. Além disso, o tempo traz consigo mudanças culturais que podem resultar em novos usos das estruturas. Este cenário faz com que surjam novas necessidades a serem atendidas pelos projetos.

Pode-se citar como exemplo a reforma do Estádio Cícero Pompeu de Toledo (Estádio do Morumbi, São Paulo) executada em 1998. Alguns anos antes, o estádio começou a apresentar vibrações, introduzidas pelo público nas arquibancadas, que ultrapassavam os níveis de conforto e segurança adequados aos usuários. Era um problema novo. Atualmente, a existência de torcidas organizadas e a maneira como torcedores apoiam seu time em campo faz com que a ação do público sobre a estrutura de um estádio tenha uma

nova característica. O público não é mais apenas uma carga estática; é também dinâmica. Com isso, a estrutura do estádio é exigida de outra maneira.

Outro exemplo de mudança de uso de estruturas é a modificação do trem-tipo utilizado no dimensionamento de pontes, rodovias e afins. Antigamente, projetava-se para um trem-tipo 36, ou seja, para uma carga de 36 toneladas. Hoje em dia, o trem-tipo utilizado é o de 45 toneladas.

Estes são dois exemplos de modificação de uso das estruturas. A ação do vento, no entanto, não muda assim num curto espaço de tempo. Mas é possível que dentro de alguns anos seja preciso readequar a Norma, devido a mudanças climáticas que podem, a médio ou longo prazo, provocar mudanças significativas nas características do vento.

Entretanto, no momento, o que observamos é que o avanço tecnológico e construtivo das estruturas fez com que cada vez mais fosse necessário dar atenção aos efeitos causados pela ação do vento, principalmente devido à esbeltez das estruturas.

A questão surge não com a mudança de uso e sim com o desafio de criar estruturas mais longas, mais altas, mais leves, ou seja, mais esbeltas. Nas pontes construídas pelos romanos, a ação do vento não era uma carga de grande importância. Entretanto, nos últimos sessenta anos a ação do vento ganhou novas perspectivas e seus efeitos devem ser estudados com mais atenção e minúcia.

O acidente mais conhecido, por ter sido registrado em vídeo e outras imagens, e que se tornou emblemático da necessidade de se fazer um estudo mais metucioso em relação aos efeitos da ação do vento é o da ponte *Tacoma Narrow*, nos Estados Unidos, apelidada de *Galloping Gertie*. A Figura 1.2 ilustra o momento anterior à ruptura do tabuleiro, em 1940. O fato intrigante, na época do acidente, foi o fato da velocidade do vento ser de apenas, aproximadamente, 70 quilômetros por hora no momento da ruína.

Como foi observado, o efeito da ação do vento em tabuleiros de pontes pode levar ao colapso da estrutura. A possibilidade da ruína de uma construção deve ser considerada, estudada e bem compreendida, a fim de que seja possível impedi-la. Desde os primeiros estudos de instabilidade da ponte de Tacoma, diferentes pesquisas sobre os efeitos estáticos e dinâmicos do vento sobre as estruturas foram desenvolvidas.

Em diferentes países considerações sobre o vento foram incluídas em suas normas. No Brasil, na Norma de pontes (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003), a carga de vento é indicada como uma ação variável que deve ser calculada de acordo com a Norma Brasileira de ventos (Associação Brasileira das Normas Técnicas, 1988). Entretanto, nesta não há nenhuma ponderação em relação à ação do vento em tabuleiros de pontes.



Figura 1.2: Movimento combinado de flexão e torção no vão central da ponte *Tacoma Narrows*

Ou seja, em nossas normas há uma lacuna, que precisa ser preenchida. Faltam informações, as quais são imprescindíveis para a elaboração de projetos e resolução de problemas existentes. Atualmente, a realização de ensaios em túnel de vento é a melhor forma de estimar a resposta de estruturas como pontes sob a ação do vento.

Este trabalho pretende proporcionar uma organização de dados significativos da ação estática do vento em tabuleiros de pontes e com isso possibilitar o desenvolvimento do conhecimento nesta área.

1.2 HISTÓRICO DE PESQUISAS

É possível dizer que o início do estudo sobre a ação do vento em estrutura remonta a Newton. Através do estudo da resistência de uma esfera, no ar e na água, ele postulou que a força do vento seria proporcional a uma constante empírica C e ao quadrado da velocidade máxima da esfera, equação (1.1).

$$\text{força do vento} \approx CV^2 \quad (1.1)$$

É interessante ressaltar que há diversos propósitos que motivam o desenvolvimento de pesquisas sobre um determinado tema. A ocorrência de uma falha é uma causa importante. No caso do estudo da ação do vento em pontes identifica-se muitas vezes, como motivações, o colapso de pontes.

No século XIX, diversas pontes colapsaram ou foram danificadas devido à ação do vento; por exemplo, a *Firth of Tay Bridge* que em 1879 foi levada à ruína devido a fortes ventos durante uma tempestade. No inquérito sobre o acidente foi declarado o vento como sendo o único responsável (LIMAS L. F., 2003). Este desastre impulsionou investigações a fim de se obter mais dados sobre o vento e as cargas de vento nas estruturas.

Na Figura 1.3, é feita uma tabulação de como se desenvolveu o estudo das forças de vento nas primeiras décadas de 1900.

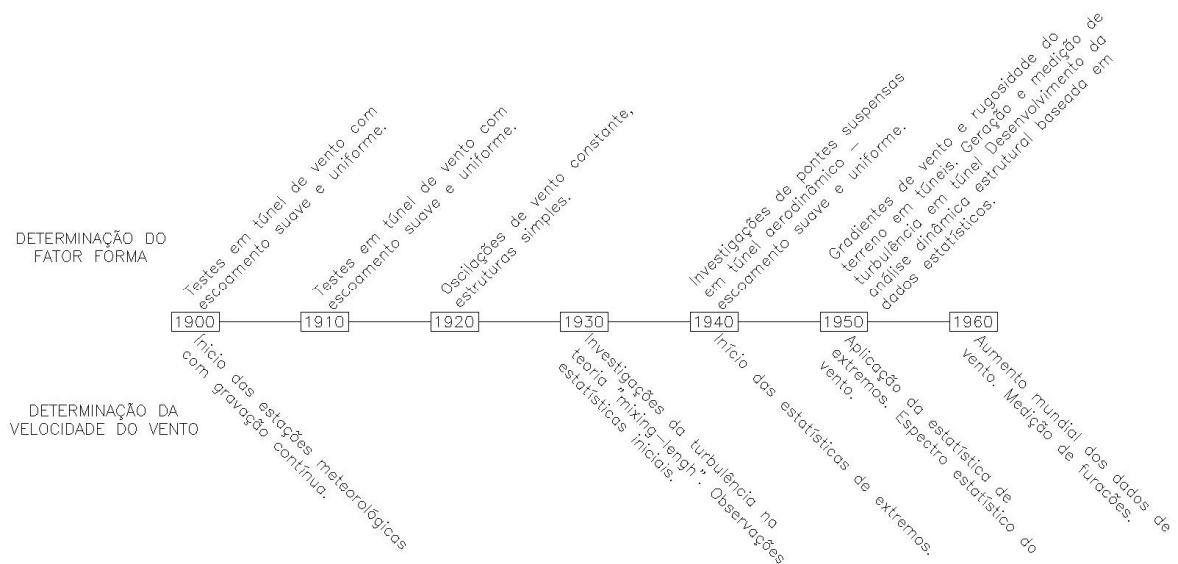


Figura 1.3: Desenvolvimento de estudos sobre a velocidade do vento e o fator de forma (SACHS, 1978)

O acidente mais emblemático ocorreu em 1940, quando a *Tacoma Narrows Bridge* entrou em colapso (Figura 1.2). Esta ponte era constituída de dois pilares de 126 metros de altura, vão central de 840 metros e dois vãos laterais de 330 metros. A Tacoma Bridge era três vezes mais flexível que a *Golden Gate* em São Francisco e a *George Washington* em Nova Iorque, na época, as únicas duas pontes do mundo mais longas que a *Tacoma Narrows* (LEVY & SALVADORI, 1992). Após esse incidente, os estudos dos efeitos dinâmicos da ação do vento sobre tabuleiros de pontes ganharam importância.

A partir deste evento, seguiram-se duas décadas de estudos e desenvolvimento nessa área. Procedimentos contemporâneos para o projeto de resistência à ação do vento em pontes de grandes vãos começaram entre o final da década de 1950 e o começo da de 1960,

acompanhando a tendência econômica e a demanda de projetos para a construção de infraestrutura em países desenvolvidos, depois da Segunda Guerra Mundial.

Em 1960, Alan Davenport introduziu elementos essenciais para o progresso dessa área da engenharia. Novas informações meteorológicas foram estabelecidas e passou-se a considerar não apenas o escoamento suave², mas também o escoamento turbulento (mais próximo da realidade da engenharia civil). Em 1965, Alan Davenport construiu o túnel de vento de camada limite (*boundary layer wind tunnel*) na University of Western Ontario (London, Canadá), logo após Jack Cermak ter construído um túnel de vento na *Colorado State University*, nos Estados Unidos.

Hoje em dia há diversos trabalhos na literatura sobre este tema. No Brasil e na América do Sul, o pioneiro foi o Túnel de Vento Joaquim Blessmann, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), em Porto Alegre.

O túnel da UFRGS está em funcionamento desde 1972. Ele possibilitou o desenvolvimento de diversos trabalhos de mestrado e doutorado. Diversos temas foram abordados, como a dispersão de poluentes, o desprendimento de vórtices em edifícios altos, o efeito da chuva na aerodinâmica de cabos de pontes estaiadas, entre outros.

O trabalho pioneiro sobre vento em ponte no Brasil foi o de Brito (1995). Em sua tese de doutorado, Brito realizou um estudo sobre os efeitos da interação fluido-estrutura em elementos prismáticos, com foco na determinação da instabilidade dinâmica devido à ação do vento.

Em 1997, Larsen e Walther estudaram algumas seções de pontes, entre elas a seção da ponte Tacoma e obtiveram seus coeficientes aerodinâmicos através de ensaios em túnel de vento (Figura 1.4).

Posteriormente foi desenvolvido o trabalho de Limas (2003), no qual oito tipos de seções transversais foram ensaiados, a fim de determinar a influência da forma da seção transversal de tabuleiros de pontes nas características aerodinâmicas estáticas. Este trabalho segue esta linha de pesquisa e pretende complementar as informações geradas no trabalho de Limas.

No mesmo ano, Rocha et. al. apresentaram resultados do estudo de caso da ponte sobre o rio Guamá, Pará, para duas configurações diferentes de seções transversais (Figura 1.4). Foram contempladas as respostas estáticas e dinâmicas das duas seções.

² Em mecânica dos fluidos costuma-se falar em escoamento laminar em oposição ao turbulento. Acontece que mesmo o escoamento laminar possui algumas interferências, não sendo assim estritamente laminar. Com isso, adota-se como termo mais adequado escoamento suave.

Em 2007, Limas deu sequência ao estudo sobre a influência de seções transversais, em sua tese de doutorado, com foco na tendência dessas apresentarem instabilidade dinâmica do tipo drapejamento. Também em 2007, Beier faz um estudo comparativo entre o método analítico, experimental e numérico para obtenção das características aerodinâmicas de tabuleiros de pontes.

O trabalho de Nuñez (2008) abordou uma nova configuração para os tabuleiros de pontes, considerando a influência de seções transversais paralelas. Esta pesquisa envolveu uma investigação experimental e teve como foco principal o efeito de desprendimento de vórtices. Em relação aos coeficientes aerodinâmicos, observou-se que o fato de haver outra seção paralela muitas vezes apontava para uma proteção à seção. No entanto, foram observados também aumentos dos coeficientes.

Em 2009, Machado desenvolveu uma pesquisa também relacionada ao efeito do vento em pontes, mas seu foco foi a caracterização aerodinâmica dos cabos de pontes estaiadas sujeitas à ação combinada de vento e chuva.

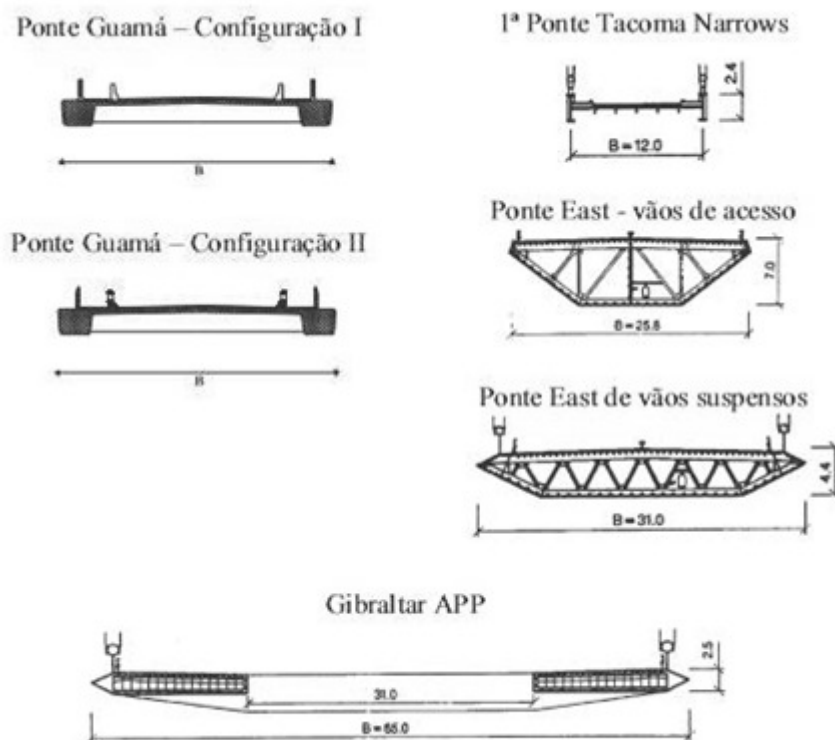


Figura 1.4: Diferentes seções encontradas na literatura

A Norma Brasileira de vento (Associação Brasileira das Normas Técnicas, 1988) não possui nenhuma consideração em relação a coeficientes aerodinâmicos para tabuleiros de pontes. Entretanto, esses dados podem ser verificados em outras normas, como, por exemplo, na Norma Europeia.

O *Eurocode* (1991) se propõe a fazer uma avaliação das cargas de vento a serem usadas no projeto estrutural de edifícios até uma altura de 200 metros, chaminés e outras estruturas suspensas, pontes rodoviárias e ferroviárias com vãos de até 200 metros e passarelas com vãos de até 30 metros. Ali há uma generalização de alguns tipos mais comuns de seções de tabuleiros de pontes (Figura 1.5). Os coeficientes aerodinâmicos para as seções são dados em função da relação b/d_{tot} .

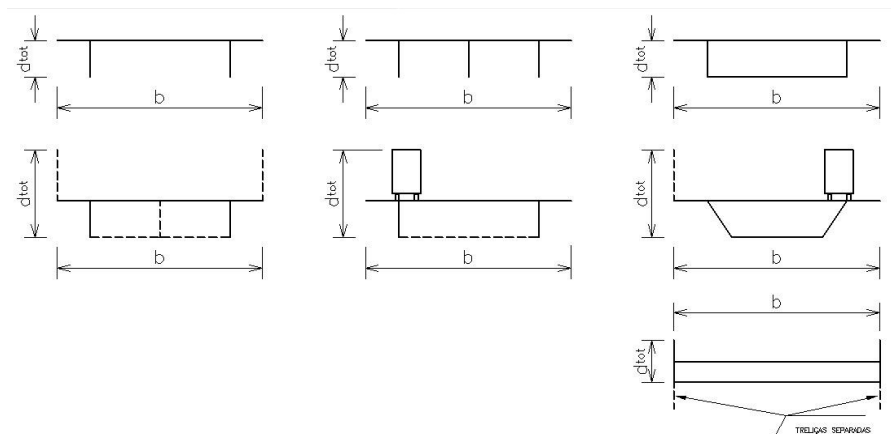


Figura 1.5: Seções para as quais se pode determinar os coeficientes aerodinâmicos através do *Eurocode*

Já a Norma Canadense não apresenta uma tabela para os coeficientes aerodinâmicos de seções de pontes. Nela encontra-se uma lista com requisitos que devem ser calculados em função das características geométricas dos tabuleiros; caso algum dos requisitos não for atendido a Norma recomenda que sejam feitos ensaios em túnel de vento.

1.3 OBJETIVO

O presente trabalho tem como objetivo reunir informações relacionadas ao efeito estático do vento sobre seções de tabuleiros de pontes e produzir um material que possa servir de base para o aperfeiçoamento da Norma Brasileira de ventos – NBR6123/88.

Para tanto, serão utilizados dados de ensaios já realizados no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS e também desenvolvidos novos ensaios que os complementem.

A partir desses dados, será feita a tabulação dos diferentes coeficientes de pressão para seções mais frequentemente utilizadas em pontes de grandes vãos.

Espera-se que os resultados possam contribuir para o projeto destes tipos de estruturas.

1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

A dissertação está dividida em oito capítulos, três apêndices e um anexo. No primeiro capítulo é apontada a importância do estudo e o contexto no qual ela se insere. É também no primeiro capítulo em que está definido o objetivo do trabalho.

No segundo capítulo há uma descrição de pontes, começando pelo histórico e focando nas pontes de grandes vãos. No item 2.3 há uma breve descrição sobre as pontes brasileiras.

O terceiro capítulo expõe os diferentes tipos de seções transversais para tabuleiros de pontes e faz uma referência aos dispositivos mecânicos e aerodinâmicos utilizados para a otimização das seções de tabuleiros de pontes.

No quarto capítulo é apresentada a ação do vento em pontes. Primeiro é descrito o vento natural e na sequência a ação deste em pontes. Concluindo o capítulo há a apresentação de coeficientes aerodinâmicos encontrados na literatura.

O quinto capítulo contempla as diretrizes seguidas para a modelagem do escoamento e dos modelos em túnel de vento. O primeiro item apresenta as definições relativas às semelhanças envolvidas na modelagem e o segundo se refere às escalas a serem adotadas. Finalizando o capítulo, há considerações gerais sobre a modelagem.

O capítulo seis é específico sobre a modelagem feita para os ensaios envolvidos nessa pesquisa. São apresentados os equipamentos, os modelos e os métodos adotados para a aquisição de dados.

No penúltimo capítulo são apresentados, em forma de tabelas e gráficos, os dados obtidos nos ensaios em forma de tabelas e gráficos. Em seguida, é feita uma análise dos dados obtidos, comparando-os com dados obtidos na literatura.

O capítulo oito apresenta as conclusões da pesquisa, baseadas nos dados e análise do capítulo anterior. O capítulo é finalizado com sugestões para trabalhos futuros que possam contribuir também para o aprimoramento da Norma Brasileira de ventos.

O apêndice A apresenta uma tabela de dados de algumas pontes brasileiras, dentre eles o comprimento total da ponte e o comprimento dos maiores vãos. O apêndice B apresenta uma listagem com as maiores pontes do mundo. O último apêndice inclui fotos dos modelos desenvolvidos para esta pesquisa e dos ensaios realizados no Túnel de Vento Joaquim Blessmann (UFRGS).

Por último, há um anexo com a cronologia de alguns principais eventos na história da construção de pontes no mundo (BROWN, 1993).

2 PONTES

“What better job in all the world than build a bridge? Bring land over water. Bring worlds together.”

Filme: “*The Ghost and the Darkness*”, 1996

O projeto de uma ponte é resultado de um processo engenhoso e iterativo. Não há solução exata e única para um determinado local. Para cada situação é necessário estudar e, mais do que isso, compreender todos os elementos envolvidos a fim de se encontrar a estrutura que melhor se adéqua ao local.

O termo *melhor* já faz menção a algo subjetivo e, sim, a escolha é um tanto quanto subjetiva. Há inúmeras possibilidades de solução quando se tem como objetivo criar uma travessia sobre algum obstáculo – empecilho que pode ser um rio, um vale ou mesmo uma rodovia³. Existem diversos materiais que podem ser utilizados para a construção de uma ponte, assim como inúmeras técnicas construtivas. Todo este leque de possibilidades pode ser combinado de incontáveis maneiras, a fim de se criar a estrutura de uma ponte. Ou seja, não existe um livro ou uma tabela com a resposta. Cada caso é um caso diferente, e todas suas peculiaridades devem ser ponderadas.

As pontes devem ser construídas de forma a serem capazes de suportar seu próprio peso e o peso das pessoas e veículos que passarão sobre ela. É preciso considerar também a ação da natureza sobre a estrutura: terremotos, congelamento e descongelamento, ação da água de rios, além do vento, sendo este último o foco deste estudo.

Para se construir uma ponte, a questão a ser solucionada inclui não apenas *como* transpor algum obstáculo, mas também como fazê-lo de maneira segura, em harmonia com o ambiente onde estará inserida, e, ainda de forma econômica.

Portanto, o projeto de uma ponte é um processo criativo que envolve inúmeras variáveis e leva a soluções singulares, soluções estas que ilustram um sem número de cidades ao

³ Em situações na qual a ponte é construída sobre outra via utiliza-se o nome viaduto no lugar de ponte.

redor do mundo. As pontes não são apenas estruturas de passagem; são muitas vezes objetos de cartões postais, cenários de filmes. Pontes são verdadeiras obras de arte.

Neste capítulo será apresentado um resumo da evolução da construção de pontes no mundo, apontando os primeiros indícios das pontes mais antigas até o arrojado projeto da ponte sobre o estreito de Messina, na Itália.

São descritos os principais tipos de pontes utilizadas para vencer grandes vãos: a ponte estaiada e a ponte suspensa⁴. No final do capítulo, é feito um levantamento sobre as pontes construídas no Brasil e uma comparação, em termos de grandes pontes, com outros países.

2.1 HISTÓRICO DA CONSTRUÇÃO DE PONTES

Por que pontes começaram a ser construídas é uma questão que deve ser, provavelmente, respondida por antropólogos, historiadores e sociólogos. Como elas foram construídas é uma pergunta que pode ser respondida por engenheiros.

Uma ponte é uma estrutura construída a fim de vencer um obstáculo com o propósito de oferecer passagem. Considerando isso, é possível afirmar que desde que o primeiro homem usou um tronco de uma árvore para atravessar um curso d'água já estava sendo empregada a tecnologia de construção das pontes.

Desde a pré-história até os dias atuais, essa tecnologia vem sendo desenvolvida e aprimorada. Inicialmente, baseando-se no processo de tentativa e erro e, com o decorrer dos anos e do desenvolvimento das ciências (matemática e resistência dos materiais), baseando-se na compreensão do funcionamento das estruturas.

Diferentes climas, terrenos e materiais disponíveis levaram a diferentes métodos para se transpor obstáculos.

Não se pode determinar quando, onde ou como foi construída a primeira ponte, mas sabe-se que algumas pontes foram usadas há mais de dez mil anos atrás. Um exemplo são as pontes pênséis de cipó. Todavia, tudo isso são apenas elucubrações, pois não há nenhuma estrutura tão antiga que tenha resistido até os dias de hoje.

Na Mesopotâmia, no século VII a.C., já eram construídos aquedutos que faziam parte de seus sistemas de irrigação. No mundo antigo, os Romanos (35 a.C. até 390 d.C) também construíram diversos aquedutos para abastecimento de cidades. Eles foram responsáveis por desenvolver diversas habilidades na construção de pontes. Em quase toda a Europa

⁴ A ponte suspensa também é conhecida como ponte pênsil. Ao longo deste trabalho, será adotada a primeira nomenclatura, mas não há diferença alguma entre elas.

ainda são utilizadas diversas pontes construídas naquela época e trechos de aquedutos que permanecem de pé até os dias de hoje.

Durante a transição da Idade Média para a Idade Moderna, período conhecido como Renascença⁵, novas formas foram introduzidas na arquitetura. Cientistas começaram a avaliar teorias sobre a resistência dos materiais e a natureza das forças agindo sobre as estruturas (tração, compressão e torção). Galileo Galilei (físico, matemático, astrônomo e filósofo italiano) iniciou o desenvolvimento de conceitos e terminologias que vieram a transformar o projeto estrutural. Antes uma atividade baseada em tentativa e erro, o projeto estrutural torna-se cada vez mais uma atividade com embasamento teórico e matemático. Como consequência, em 1747 foi fundada a *École Nationale des Ponts et Chaussées*, na França; a primeira escola de engenharia civil do mundo.

Em 1750, iniciou-se a Revolução Industrial na Inglaterra e a partir do século XIX, as novas tecnologias desenvolvidas foram difundidas pelo mundo.

Enquanto na Europa a forma das antigas pontes estava sendo aprimorada e novas formas começavam a aparecer, em outros continentes também havia avanços muitas vezes semelhantes e outras vezes bem diferentes.

Na China, a cultura local atuou como importante componente no projeto de pontes. O conceito de Yin e Yang, por exemplo, pode ser visto aplicado em pontes construídas em zigue-zague, formato este que expressa a existência de opostos. Os arcos chineses altos e esbeltos também são bastante peculiares e essa característica difundiu-se pelo Japão antes do século VII.

A Revolução Industrial, iniciada em meados do século XVIII, proporcionou a evolução da tecnologia aplicada à construção de pontes. Com ela também veio o desenvolvimento das ferrovias e, como consequência, as pontes ferroviárias.

A partir de 1850 o aço começou a ser produzido em quantidade suficiente para possibilitar o emprego deste material em substituição ao ferro. Também no século XIX o concreto passou a ser um material bastante utilizado na engenharia civil. Joseph Aspdin inventou e patenteou o cimento Portland em 1824, o que contribuiu para a utilização do concreto na construção de pontes. E, em 1867, Joseph Monier patenteou a primeira estrutura em concreto armado. Na sequência, veio o concreto protendido possibilitando novos projetos com novas formas.

Basicamente, a história do desenvolvimento das construções das pontes é a história da descoberta de propriedades e formas de manuseio de materiais, junto com a história da

⁵ Período compreendido entre os séculos XIV e XVI.

aprendizagem do funcionamento das estruturas, sendo tudo guiado pela necessidade e ambição do homem.

A Figura 2.1 ilustra o aumento dos vãos das pontes cada vez mais acelerado. Na primeira metade do século XX, a marca de mil metros foi vencida e antes do século XXI os mil e quinhentos metros também foram superados. O ponto circular no gráfico indica a ponte do Estreito de Messina. Por enquanto há apenas o estudo para a construção desta ponte, mas estima-se que ela será construída até 2020. Com 3.300 metros de vão, ela será a ponte com o maior vão do mundo. Mas os desafios desse projeto são incontáveis e ele continua em desenvolvimento.

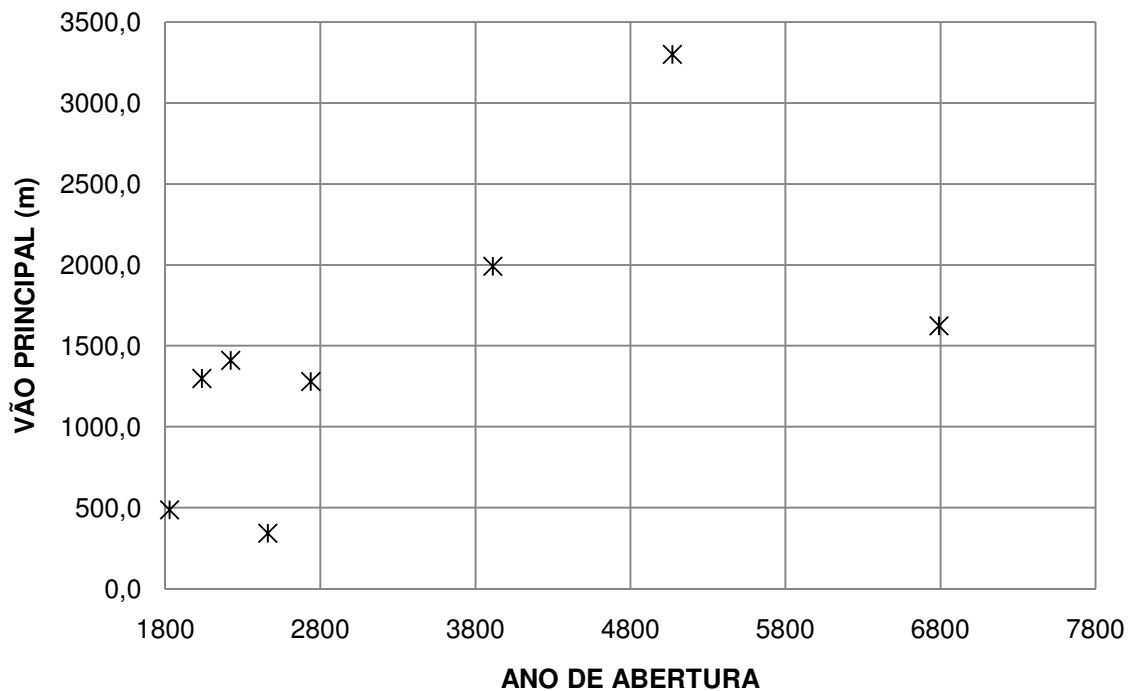


Figura 2.1: Evolução do comprimento do vão principal de pontes do mundo

No Anexo A, há um cronograma indicando os principais eventos na engenharia civil, com atenção especial para a construção de pontes. A construção de pontes é sempre o encontro entre materiais disponíveis, técnicas disponíveis e necessidades relacionadas à utilização da estrutura. Entretanto, as pontes não são apenas estruturas que nos oferecem passagem, elas são obras de arte. O arquiteto e engenheiro Santiago Calatrava é um exemplo de profissional que tem trabalhado de maneira harmônica e deslumbrante essas três esferas.

2.2 PONTES DE GRANDES VÃOS

As pontes podem ser classificadas de acordo com o tamanho de seu vão principal e elas podem ser de grande, médio ou pequeno vão⁶, no entanto, não há nenhuma regra estabelecida por norma alguma que determine quais intervalos são compreendidos em cada nomenclatura.

Nas pontes de grandes vãos as cargas de vento são muito importantes. Isso ocorre, pois estas são mais esbeltas, sendo assim mais suscetíveis aos efeitos dinâmicos e estáticos da ação do vento. Isso não significa que uma ponte de pequeno vão não sofra com a ação do vento, isso dependerá de suas características de projeto.

A seguir são descritas as duas estruturas adotadas para o projeto de pontes de grandes vãos: as pontes suspensas e as estaiadas.

2.2.1 PONTES SUSPENSAS

As pontes suspensas, também conhecidas como pontes pênses, são estruturas compostas por cabos principais que acompanham a ponte longitudinalmente apoiando-se em duas torres (ou pilares) e ancorados nas extremidades, e cabos verticais (tirantes) que partem do cabo principal nos quais está pendurado o tabuleiro (ver Figura 2.2). A carga que passa pelo tabuleiro é levada pelos cabos verticais até o cabo principal e dele é transportada para os pilares e ancoradouros.

A forma do cabo principal assemelha-se a uma curva catenária⁷. Devido à natureza desta curva, a sua forma não deve mudar com a variação do vão. Observa-se, que as pontes suspensas apresentam sempre formas semelhantes, o que significa que para vãos maiores, os pilares devem ser mais altos, mantendo a forma da curva dos cabos principais. Seria como aplicar uma escala, para um vão maior, todos os elementos são maiores. A proporção é mantida. Isso passa a ser um problema para vãos muito grandes, pois os pilares devem ser muito altos e assim outros efeitos devem ser considerados.

Na Figura 2.2 são indicados os elementos da ponte e a forma sob a qual trabalham; tração ou compressão. As pontes suspensas são muito utilizadas a fim de vencer grandes vãos e suas estruturas, permitem que cursos d'água permaneçam navegáveis.

⁶ Neste trabalho, a não ser que seja especificado de outra maneira, quando mencionado o vão de uma ponte, este se refere ao vão principal da mesma.

⁷ Curvas catenárias são geradas por um cabo fixo nas duas extremidades e submetido a ação da gravidade. Ao introduzir pesos ao longo do cabo, a curva muda de forma, sendo que a que se apresenta é a mais eficaz para transportar a carga para os apoios. Um belo exemplo é a Sagrada Família (Barcelona, Espanha) idealizada e construída parcialmente por Antoni Gaudí. No local é possível ver materiais de estudo do arquiteto sobre as curvas catenárias que originaram as formas da igreja.



Figura 2.2: Esquema geral das forças exercidas numa ponte suspensa

2.2.2 PONTES ESTAIADAS

Nas pontes estaiadas, o tabuleiro é suportado por cabos principais diagonais (retos, em oposição aos cabos das pontes pênséis) ligados diretamente aos pilares e aos encontros. Assim como as pontes suspensas, elas também são utilizadas para grandes vãos com poucas possibilidades de apoios.



Figura 2.3: Esquema geral de forças em uma ponte estaiada

Pontes estaiadas começaram a ser usadas logo após o final da Segunda Guerra Mundial, entretanto, o conceito empregado neste tipo de superestrutura já era utilizado em barcos egípcios em 2.500 a.C., ilustrados na Figura 2.4.

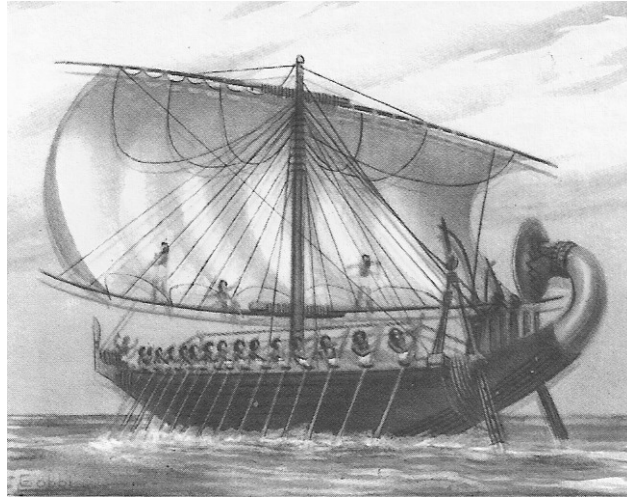


Figura 2.4: Barcos egípcios

Essa solução é interessante, pois pode ser viável tanto para pequenos como para grandes vãos. Como exemplos, podemos citar a passarela da Avenida Cidade Jardim, em São Paulo, e a ponte estaiada Almir Gabriel, em Belém: a passarela tem um vão livre de apenas 85 metros e o vão da ponte estaiada, 320 metros.

Nas pontes estaiadas, a sustentação dos tabuleiros é feita através de cabos de aço fixados aos pilares, podendo haver apenas um pilar. Estas pontes podem apresentar diversas formas; com um ou mais cabos, com um ou diversos pilares ou diversos pilares. Generalizando, a fixação dos cabos pode ser feita de duas formas: os cabos podem ser arranjados em forma de leque, com um ponto fixo no pilar, como na Figura 2.5, ou com os cabos paralelos partindo de vários pontos do pilar, em forma de harpa, como na Figura 2.6.

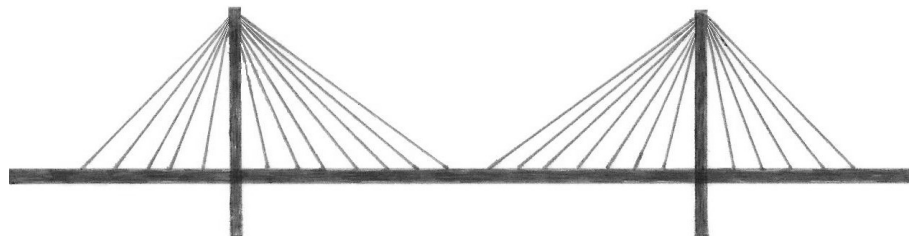


Figura 2.5: Ponte estaiada tipo "leque"

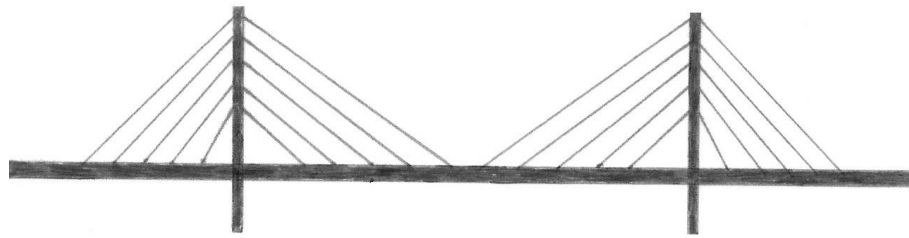


Figura 2.6: Ponte estaiada tipo “harpa”

2.3 PONTES BRASILEIRAS

A primeira ponte de grande porte construída no Brasil, já não pode mais ser contemplada. Erguida entre os anos 1640 e 1643, a ponte de madeira ligava dois bairros da cidade de Recife, Pernambuco. Em 1865 ela foi substituída por uma ponte de ferro que acabou por se deteriorar devido à maresia do local sendo esta também substituída por uma ponte em concreto armado, construída em 1917 e ainda utilizada. Atualmente, ela é conhecida como Ponte Maurício de Nassau.

Em 1851, foi construída a primeira ponte em ferro fundido em Paraíba do Sul, no estado do Rio de Janeiro. Sessenta anos mais tarde, em 1910, foi erguida a primeira ponte em concreto armado no Brasil, em São Paulo⁸, a Ponte do Socorro.

Até 2002 a ponte Hercílio Luz, construída em 1926, era a detentora do recorde de maior vão livre no Brasil, com 340 metros.

Há inúmeras pontes brasileiras interessantes e que merecem destaque. Serão apontadas apenas algumas neste trabalho, de forma a ilustrar um pouco do patrimônio brasileiro. Uma ponte que merece destaque é a ponte JFK, em Brasília – uma estrutura inovadora que gerou diversas discussões em torno do seu projeto e figura como mais uma construção de cartões-postais da capital do país.^b

Outra ponte brasileira notável é a ponte estaiada na cidade de São Paulo, que oferece passagem sobre o rio Pinheiros – uma ponte formada por duas pistas, ambas em curva e estaiadas.

Uma ponte mais antiga, mas não menos conhecida é a ponte Rio-Niterói. Ela está entre as dez mais extensas do mundo, ocupando a sétima colocação. Inaugurada em 1974, em 2004 passou por reformas devido a vibrações que atrapalhavam o tráfego. Muitas vezes a ponte tinha que ser fechada devido à amplitude das vibrações, que chegavam a 60 centímetros

⁸ Projetada por Augusto Carlos de Vasconcelos.

(amplitude total de 1 metro e 20 centímetros). Esta ponte continua sendo um dos cartões postais do Rio de Janeiro.

Há diversas histórias envolvidas na construção dessas pontes, sendo a maioria é rodeada de boatos que tornam sua estrutura ainda mais interessante. A ponte no interior de São Gonçalo do Sapucaí, Minas Gerais, é uma delas, com uma história curiosa que envolve o roubo da ponte. Supostamente, a ponte iria para São Gonçalo, no Rio de Janeiro. Era uma ponte metálica, fabricada na Alemanha. As peças foram enviadas para o Brasil, a fim de que a ponte fosse montada no Rio de Janeiro. Entretanto, aparentemente, um político acrescentou “do Sapucaí” ao nome e levou a ponte para sua cidade. Uma vez lá, tiveram que achar um local ao longo do leito do rio onde a ponte encaixasse. Ela continua lá até hoje. Ao visitá-la tem-se uma sensação de que a ponte leva nada a lugar algum e a lenda parece ser crível.

Na Figura 2.7, é apresentado um gráfico relacionando o vão principal medido em metros com o ano de abertura das pontes. A maior ponte brasileira é a Ponte Almir Gabriel sobre o rio Guamá, em Belém (PA) com 320 metros de vão. A ponte estaiada foi concluída em 2002 e foi ensaiada no túnel de vento do LAC.

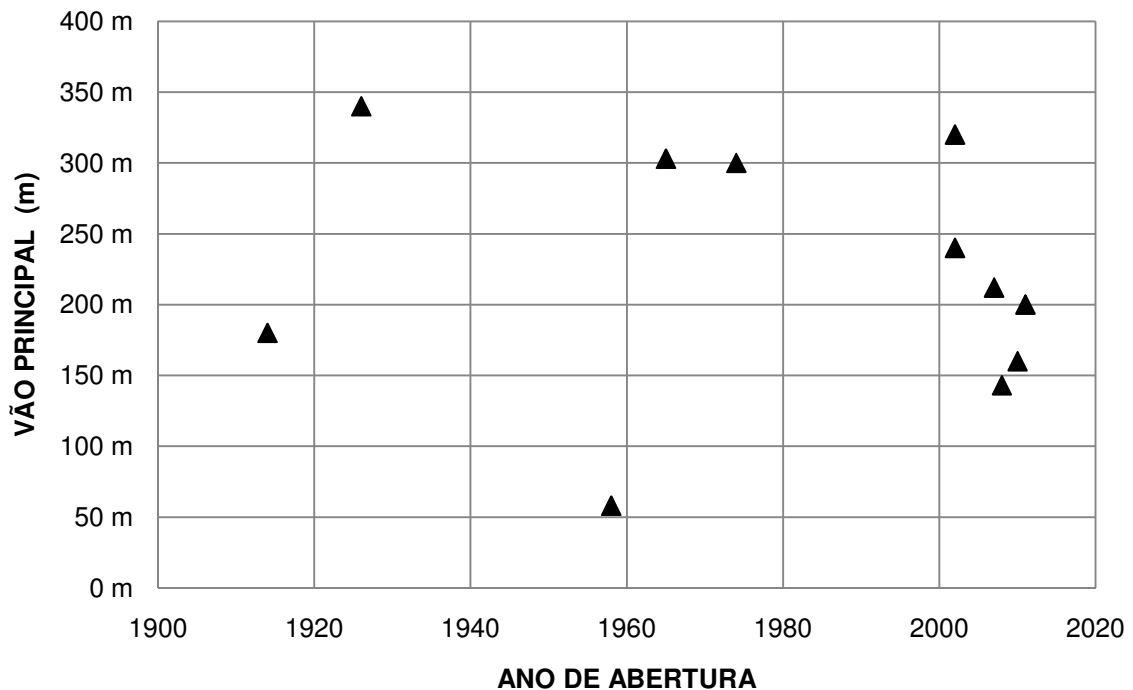


Figura 2.7: Relação do comprimento do vão principal de pontes brasileiras e seu ano de abertura

Pode-se observar que não houve um avanço notável em relação aos vãos das pontes construídas no Brasil ao longo dos anos. Os motivos não são óbvios, mas pode-se imaginar que seja uma relação entre a falta de necessidade e a falta de investimentos. Abaixo, na Figura 2.8, é apresentada uma combinação dos dois gráficos apresentados anteriormente. Nele é possível visualizar a diferença entre as pontes construídas no Brasil e no mundo.

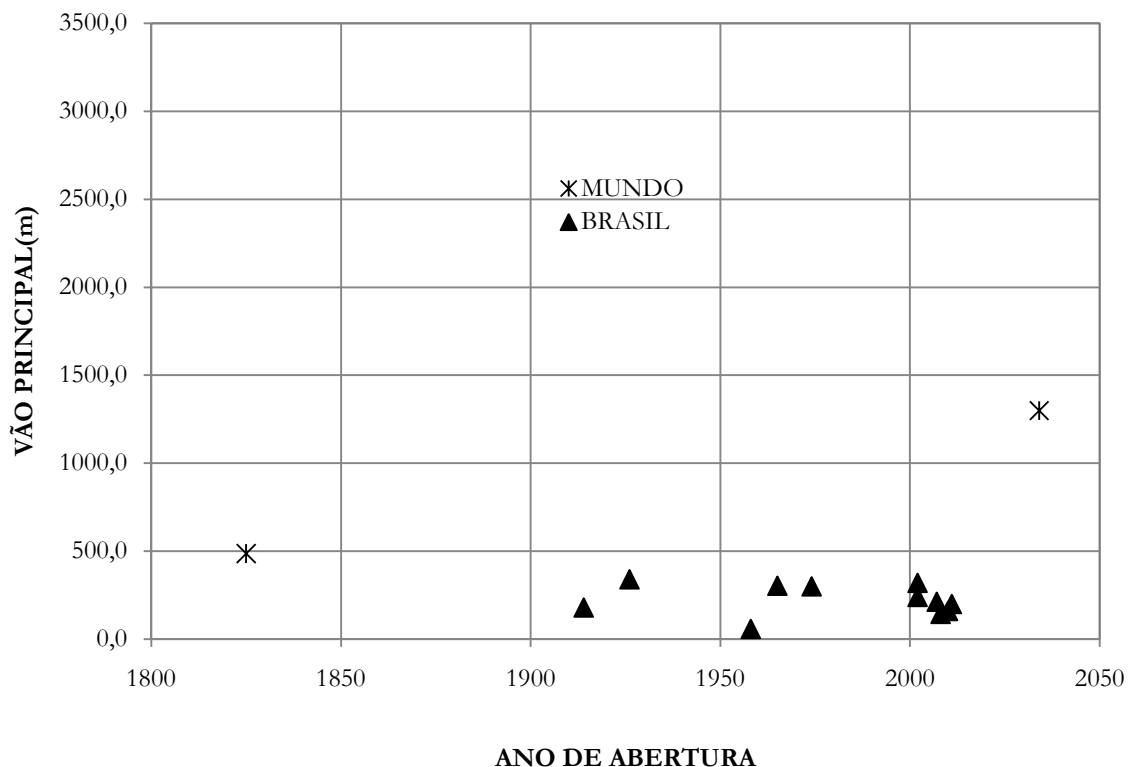


Figura 2.8: Comparação entre o comprimento do vão principal de pontes brasileiras e de outros países e seus anos de abertura

No Brasil há um potencial muito grande para a construção de pontes maiores, que figurem entre as maiores do mundo. Construir pontes com vãos livres cada vez maiores é uma das grandes ambições do homem e pode ser uma grande motivação, mas é sempre preciso avaliar as necessidades e os benefícios possíveis para a infraestrutura rodoviária, ferroviária e urbana do país.

3 SEÇÕES TRANSVERSAIS DE TABULEIRO DE PONTES

Uma das fascinantes características das pontes é o fato de elas poderem se apresentar com diversas configurações estruturais. Combinações de tipos estruturais, materiais, formas, tamanhos e até cores originam as inúmeras pontes espalhadas pelo mundo.

É possível classificar as pontes de acordo com diferentes critérios: conforme o método construtivo adotado, os materiais utilizados em sua construção ou de acordo com o tipo estrutural da superestrutura. As pontes também podem ser classificadas pelo seu uso: rodoviárias, ferroviárias ou de pedestres (passarelas). Outra forma é classificá-las conforme seu funcionamento: estacionárias, levadiças ou móveis. Há inúmeros tipos de pontes, e a combinação entre esses diversos quesitos criam uma imensidão de possibilidades. As seções transversais que podem ser adotadas para o projeto de uma ponte também são diversas. Para cada projeto uma determinada seção pode vir a ser mais adequada.

Neste capítulo serão apresentados alguns tipos de seções transversais de pontes com as características específicas de cada uma.

Além desta classificação, serão apresentadas as seções ensaiadas no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC/UFRGS), para o mestrado de Lisandra Fraga Nunes (2003), que serão usadas como referência para esta pesquisa.

3.1 PONTES EM LAJE

A superestrutura em laje pode ser maciça (Figura 3.1) ou vazada, também conhecida como nervurada (Figura 3.2). Por possuírem formas rombudas (i.e. não aerodinâmicas), normalmente, as pontes em laje são associadas a dispositivos aerodinâmicos. Este assunto será discutido no item 3.4.2.

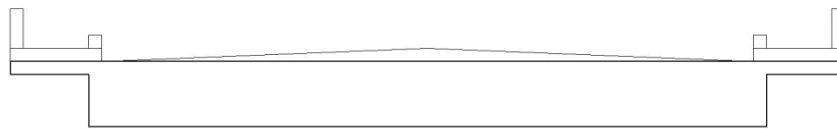


Figura 3.1: Laje maciça

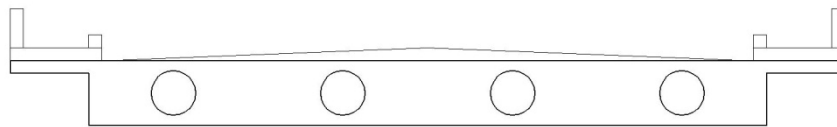


Figura 3.2: Laje nervurada

O tabuleiro em laje possui boa capacidade de distribuição de esforços e um comportamento estrutural bidimensional. No entanto, está propenso a oscilações causadas por excitação por vórtices e instabilidade torsional (item 4.2).

Em relação ao sistema estrutural longitudinal, a ponte em laje pode ser biapoiada ou contínua.

3.2 PONTES EM VIGA

As pontes em viga também podem ser biapoiadas ou contínuas. Contudo, há alguns tipos de seções transversais que se distinguem.

3.2.1 PONTES EM DUAS VIGAS “T”

Este tipo de tabuleiro não apresenta uma grande capacidade de distribuição de carga. Transversalmente, a carga é transportada pelo conjunto da laje e transversina (viga perpendicular à viga principal – longarina). Longitudinalmente, a carga é transportada pelas longarinas com a colaboração da laje na flexão (por isso o nome viga “T”). Na Figura 3.3 está representado um esquema típico da seção transversal deste tipo de superestrutura.



Figura 3.3: Seção com duas vigas "T"

A baixa rigidez com relação à torção das vigas é compensada pela existência de transversinas distribuídas ao longo do tabuleiro.

3.2.2 PONTES EM GRELHA

A fim de se obter uma melhor distribuição das cargas, pode-se acrescentar à ponte com duas vigas "T" outras vigas e assim mudar sua configuração. Também podem haver transversinas intermediárias, que não alteram significativamente a capacidade de carga da estrutura.

As pontes em grelha são mais resistentes à torção, em relação aos tipos descritos anteriormente. Seu esquema estrutural é ilustrado na Figura 3.4.



Figura 3.4: Seção transversal de ponte em grelha

3.2.3 PONTES CELULARES (SEÇÃO CAIXÃO)

Este tipo de superestrutura possui uma grande capacidade de distribuição de carga. Isso ocorre em função de sua alta resistência à torção. Em relação às pontes em grelha, sua capacidade resistente à torção é ainda maior. O fato de possuir uma mesa inferior e outra superior também faz com que este tipo de seção possua grande resistência à flexão para momentos positivos e negativos, Figura 3.5.

Sua grande rigidez torsional elimina o risco de ocorrência da instabilidade torsional (item 4.2). A instalação de dispositivos aerodinâmicos em suas extremidades também pode evitar outros problemas decorrentes da ação do vento.

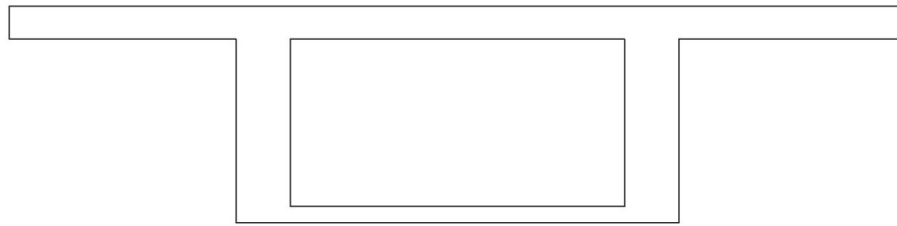


Figura 3.5: Seção transversal celular

Existem algumas categorias deste tipo de ponte. A primeira apresentada na Figura 3.6 a, outra com o caixão na extensão toda da seção transversal, Figura 3.6 c. E, por último, dois caixões nas extremidades, Figura 3.6 b.

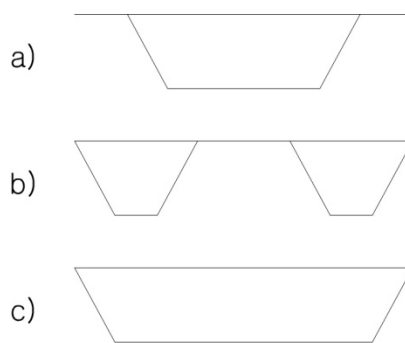


Figura 3.6: Categorias de seções caixão

3.3 PONTES EM TRELIÇA, PÓRTICO, ARCO E SUSPENSAS POR CABOS

A ideia é sempre a mesma: vencer um vão com uma estrutura capaz de transportar as devidas cargas até os apoios. Cada tipo de ponte realiza este transporte de acordo com seu arranjo estrutural. Há inúmeros tipos de pontes e, isso surge da possibilidade de combinação de dois ou mais tipos, seja por razões estéticas ou necessidades estruturais. Um exemplo interessante é a ponte Vizcaya (Portugalete, Espanha)⁹, erguida pela primeira vez em 1893.

⁹ Esta ponte está listada pela UNESCO, desde 2006, como um dos patrimônios da humanidade.

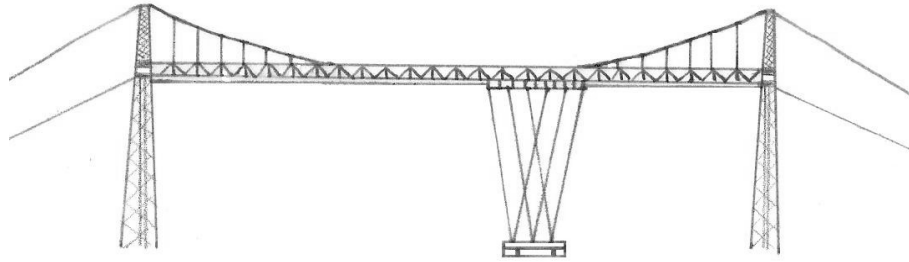


Figura 3.7: Ponte Vizcaya

Com 164 metros de vão, a ponte Vizcaya possibilita a travessia do rio Ibaizabal de uma maneira incomum. O pórtico treliçado vence o vão com a ajuda de cabos (numa configuração de ponte suspensa) e carrega a carga de carros e pedestres de uma margem à outra através de uma balsa suspensa. Ao invés de flutuar sobre a água, a balsa é pendurada através de cabos a um “carrinho” que corre por um trilho localizado na parte superior do pórtico, a travessia se faz com a balsa a alguns metros sobre a linha d’água.

Além das seções de pontes descritas nos itens anteriores, podemos citar as pontes em treliça, pórtico, arco e as suspensas por cabos. Estas últimas são as utilizadas para vencer maiores vãos, muitas vezes aliadas a treliças. As pontes em treliça são menos propensas a oscilações e podem melhorar o desempenho de uma ponte suspensa.

Independente do tipo de ponte a ser construído, deve-se sempre estar atento aos efeitos relacionados ao sistema estrutural escolhido. Uma avaliação apropriada possibilita a adequação do projeto e pode evitar problemas futuros.

3.4 OTIMIZAÇÕES

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 estejam bem acima dos valores de projeto ou as amplitudes das vibrações forem pequenas de modo a não causar nenhum dano estrutural ou desconforto ao usuário.

A utilização de alguns artifícios pode amenizar ou eliminar fenômenos indesejáveis. Os artifícios podem ser classificados como dispositivos mecânicos ou dispositivos aerodinâmicos.

3.4.1 DISPOSITIVOS MECÂNICOS

Há duas formas de otimizar a estrutura através da utilização destes dispositivos. A primeira é aumentar a rigidez da estrutura, fazendo com que a velocidade crítica do vento seja maior que a velocidade de projeto, evitando assim os efeitos de galope e excitação por vórtices.

A segunda maneira é aumentar o amortecimento da estrutura. O amortecimento pode ser necessário devido à excitação provocada pelo vento ou causada pelos usuários. Um exemplo é a *Millennium Bride*, passarela inaugurada no ano de 2000 em Londres, a qual, logo na inauguração, teve que ser interditada. Ali as oscilações críticas ocorreram devido à passagem de pedestres. Outro exemplo mais próximo, geograficamente, é a Ponte Rio-Niterói. Em ambas as estruturas, dispositivos mecânicos foram instalados nas estruturas a fim de aumentar o amortecimento das mesmas, solucionando assim o problema com as oscilações que impediam as estruturas de realizarem suas funções.

3.4.2 DISPOSITIVOS AERODINÂMICOS

Os dispositivos aerodinâmicos têm como finalidade alterar a forma da seção de modo a torná-la menos rombuda. Eles podem ser fixados nas extremidades da estrutura, como narizes de vento, ou serem aberturas nas seções.

4 AÇÃO DO VENTO EM PONTES

Neste capítulo, são introduzidos conceitos e características do vento natural que influenciam o projeto de pontes.

São apresentados os efeitos do vento sobre as pontes, divididos entre efeitos estáticos e dinâmicos, sendo o primeiro mais aprofundado por ser o objeto desta pesquisa.

A fim de estudar o efeito do vento sobre estruturas é fundamental compreender o fenômeno natural do vento.

4.1 O VENTO NATURAL

Para compreender como as forças do vento atuam sobre as estruturas é preciso ter em mente como o vento é formado. Uma clara explicação de como o vento se forma é dada por Blessmann (1995):

“O movimento do ar sobre a superfície terrestre (vento) tem como causa imediata principal as diferenças na pressão atmosférica, causadas pela energia proveniente do sol que origina variações na temperatura do ar. As pressões desequilibradas originam forças que deslocam parcelas do ar atmosférico das zonas de maior pressão para as de menor pressão.”

Para que se possa caracterizar adequadamente o vento e, conseqüentemente, sua ação sobre estruturas, devem ser feitas algumas considerações em relação ao ar. Há duas propriedades físicas que devem ser discutidas: sua compressibilidade e viscosidade.

A viscosidade de um fluido qualquer é definida como a propriedade que indica a velocidade com a qual o mesmo se deforma ou a resistência de um fluido ao escoamento (ou cisalhamento). Quanto maior a viscosidade, menor a velocidade com a qual o fluido se movimenta.

A viscosidade dinâmica de um fluido é caracterizada pela equação (4.1):

$$\tau = \mu \frac{\partial u}{\partial y} \quad (4.1)$$

onde μ é o coeficiente de viscosidade (viscosidade dinâmica), $\frac{\partial u}{\partial y}$ é o gradiente da velocidade do fluido e τ é o cisalhamento. Associada à viscosidade dinâmica há a viscosidade cinemática (ν), descrita pela equação (4.2):

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (4.2)$$

onde ρ é a massa específica do fluido. A viscosidade cinemática do ar, em condições normais de temperatura e pressão (1 atm e 15°C) é de, aproximadamente, $14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

A segunda propriedade importante do ar é a sua compressibilidade, a qual indica a variação de volume, por unidade de pressão. Segundo Blessmann (1990), nos estudos do efeito do vento sobre estruturas da construção civil, sendo o ar o fluido em questão e considerando a proximidade ao solo, a compressibilidade do ar é considerada nula.

Além da compreensão dessas duas propriedades físicas do ar, deve-se ter em vista a maneira como o vento é tratado matematicamente. A fim de compreender o fenômeno, avaliá-lo e reproduzi-lo, deverá ser feita uma abordagem estatística do vento. Através de análises de dados obtidos a partir de registros da velocidade do vento no local, durante períodos suficientemente grandes, obtêm-se os parâmetros necessários, a saber: o valor médio, a variância, o desvio padrão (raiz quadrada positiva da variância) e a função de autocorrelação.

4.2 O VENTO EM PONTES

A ação do vento em tabuleiros de pontes gera dois tipos de resposta: uma estática e outra dinâmica. A resposta estática consiste em três tipos de força que atuam na seção transversal da ponte: de arrasto, de sustentação e de torção. A resposta dinâmica pode ocorrer de variadas maneiras, tais como: martelamento, galope, excitação por desprendimento de vórtices e drapejamento. No desenvolvimento do projeto de uma ponte é necessário considerar todas as possíveis respostas da estrutura. Os efeitos do vento nas estruturas estão esquematizados no Quadro 4.1.

A alteração das características do vento, como sua velocidade e direção, gera inúmeras possibilidades de falha da estrutura. Os efeitos são discretizados para que haja melhor compreensão do mecanismo de cada um; no entanto dois ou mais efeitos podem ocorrer concomitantemente.

ESTÁTICOS	EFEITO DOS VALORES MÉDIOS DOS ESFORÇOS DO VENTO	
	INSTABILIDADE ESTÁTICA	DIVERGÊNCIA TORSIONAL
		FLAMBAGEM LATERAL
DINÂMICOS	INSTABILIDADE DINÂMICA	GALOPE
		DRAPEJAMENTO
		EXCITAÇÃO POR VÓRTICES
	RESPOSTA DEVIDA A TURBULÊNCIA (RAJADAS, MARTELAMENTO)	

Quadro 4.1: Efeitos de vento nas estruturas (BRITO, 1995)

4.2.1 EFEITOS ESTÁTICOS

Embora sejam considerados efeitos estáticos do vento, a velocidade real e orientação deste são variáveis, ou seja, o vento é uma ação dinâmica. O vento, então, pode ser representado por uma componente constante e outra variável (de flutuação). Na análise estática da ação do vento, sua velocidade é analisada estatisticamente, conforme comentado no item 4.1.

A ação estática do vento é determinada a partir dos coeficientes de pressão, C_p . Estes são adimensionais e obtidos através da razão entre a variação de pressão, Δp , (ou seja, a pressão efetiva) numa pequena área e a pressão dinâmica do vento, q , equação (4.3).

$$C_p = \frac{\Delta p}{q} \quad (4.3)$$

A pressão dinâmica do vento pode ser calculada de acordo com a equação (4.4), na qual, ρ_{ar} é a massa específica do ar em kg/m^3 e V é a velocidade média do vento em m/s .

$$q = \frac{1}{2} \rho_{ar} V^2 \quad [N/m^2] \quad (4.4)$$

Em ensaios em túnel de vento é possível determinar os esforços aerodinâmicos de arrasto, sustentação e torção que atuam no modelo. A partir deles calculam-se os coeficientes de força, ou simplesmente, aerodinâmicos (coeficiente de arrasto, C_a , e coeficiente de sustentação, C_s) que, se satisfeitas as condições de semelhança (item 5.1), podem ser usados para o projeto das estruturas. Com eles, pode-se estimar adequadamente os efeitos estáticos do vento sobre estruturas, utilizando-se as equações (4.5) e (4.6):

$$C_a = \frac{\bar{F}_a}{qB} \quad (4.5)$$

$$C_s = \frac{\bar{F}_s}{qB} \quad (4.6)$$

Sendo \bar{F}_a a força de arrasto por unidade de comprimento, \bar{F}_s a força de sustentação por unidade de comprimento, q é a pressão dinâmica do vento e B é uma dimensão característica. Na maior parte dos casos, as forças não agem diretamente sobre o eixo de rotação da estrutura. Desta maneira, é originado um momento torçor, \bar{M}_t , que é caracterizado pela seguinte equação:

$$\bar{M}_t = qC_t B^2 \quad (4.7)$$

Conseqüentemente, o coeficiente de torção é definido pela equação (4.8):

$$C_t = \frac{\bar{M}_t}{qB^2} \quad (4.8)$$

De posse dos coeficientes obtidos através da modelagem em túnel de vento pode-se calcular as forças atuantes na estrutura (por unidade de comprimento), para, no caso estudado, os tabuleiros de pontes. As forças podem ser expressas pelo seguinte sistema:

$$\begin{cases} \bar{F}_a = qC_a B \\ \bar{F}_s = qC_s B \\ \bar{M}_t = qC_t B^2 \end{cases} \quad (4.9)$$

Esses três esforços – F_a , F_s e M_t – devem entrar no cálculo da resistência última estrutural. Foram considerados, acima, os efeitos dos valores médios dos esforços do vento. A divergência torsional e a flambagem lateral (efeitos de instabilidade estática indicados no Quadro 4.1) não são considerados no cálculo da resistência última. A estrutura deve ser verificada, de modo que a probabilidade de ocorrência desses efeitos seja nula durante a vida útil da estrutura.

A divergência torsional depende da flexibilidade da estrutura, do modo como evoluem os momentos de torção e da velocidade do vento. Este fenômeno ocorre da seguinte forma: no tabuleiro sob a ação do vento surgem duas forças – a de sustentação e a de arrasto. A atuação delas sobre o tabuleiro gera sua torção. Com isso, o ângulo de ataque do vento sobre a estrutura é alterado, podendo aumentar o módulo das forças atuantes, resultando

no aumento gradativo da torção do tabuleiro. Essa instabilidade pode levar a estrutura ao colapso.

No entanto, a divergência torsional não deve requerer muitos cuidados. Apesar de ser um fenômeno possível de ocorrer, geralmente devido a exigências de projeto, a rigidez torsional de tabuleiros de pontes é suficiente para limitar a ocorrência deste fenômeno.

A flambagem lateral é um tipo de instabilidade na qual o tabuleiro perde o equilíbrio no plano horizontal e passa a apresentar deslocamentos laterais. Verifica-se a existência deste efeito em tabuleiros esbeltos. Entretanto este é um efeito com o qual também não se deve despender muita atenção, já que antes dele ocorrer outros efeitos de instabilidade dinâmica certamente ocorrerão. Ao evitá-los estes já se garante que a flambagem lateral não irá ocorrer.

4.2.2 EFEITOS DINÂMICOS

Os efeitos dinâmicos aos quais os tabuleiros de pontes estão sujeitos normalmente não acontecem separadamente. Muitas vezes um ou mais efeitos podem ser observados ao mesmo tempo, o que torna difícil determiná-los teoricamente.

Tanto o galope quanto o drapejamento possuem mecanismos aeroelásticos semelhantes. Estruturas leves e flexíveis são mais suscetíveis a este tipo de instabilidade. O galope possui apenas um grau de liberdade, apresentando deslocamentos transversais à ação do vento. Já o drapejamento é caracterizado por dois ou mais graus de liberdade, havendo interação entre torção e deslocamentos.

Para ambos, com o aumento da velocidade do vento há um aumento da amplitude de vibração. O ângulo de incidência do vento muda continuamente, sendo que para o galope não existe um limite superior da amplitude de vibração; o que pode levar a estrutura à ruína.

As particularidades que precisam ser destacadas são sua intensidade violenta e o seu súbito aparecimento, caracterizado pela velocidade de disparo, ou *onset velocity*.

Outra possível fonte de excitação dinâmica é o desprendimento alternado por vórtices. Ele pode ser observado em corpos rombudos submetidos à ação do vento com número de Reynolds a partir de, aproximadamente, 30. Neste cenário ocorre o desprendimento alternado de vórtices com frequência bem definida, os quais são conhecidos como Vórtices de Kármán (a Figura 4.1 ilustra o fenômeno).

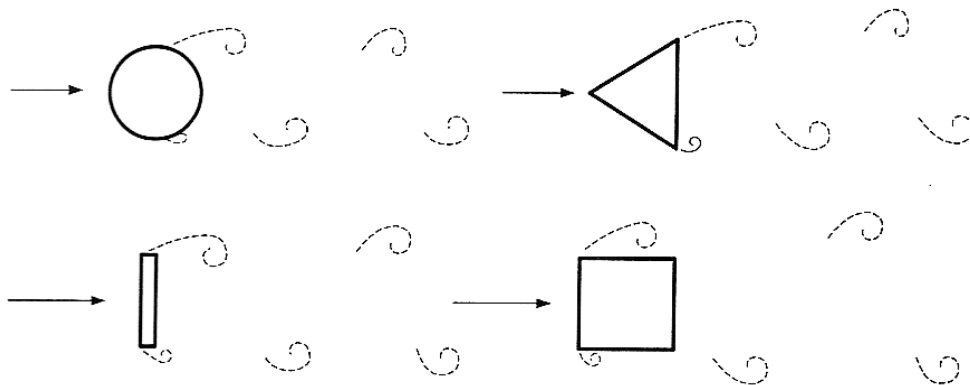


Figura 4.1: Vórtices de Kármán(BLESSMANN, 1990)

O desprendimento dos vórtices gera forças em duas direções: na direção da ação do vento e na direção transversal a ela, sendo esta a que realmente importa, já que as forças na direção do vento são muito pequenas se comparadas a essas.

A existência de forças periódicas transversais à ação do vento torna propenso o aparecimento de oscilações nessa direção, estando, assim, caracterizada a excitação por desprendimento de vórtices.

O último fenômeno a ser descrito é a resposta da estrutura devido a turbulências. Há duas ações que podemos citar: o efeito de rajadas e o martelamento.

Como dito no item 4.2.1, o vento apresenta oscilações de velocidade e de direção. Para os efeitos estáticos, faz-se uma consideração em relação à velocidade média; entretanto isso nem sempre é possível.

Em estruturas muito flexíveis, por exemplo, flutuações de velocidade podem introduzir oscilações importantes, que não podem ser desconsideradas. A variação da velocidade do vento passa a ser considerada para efeitos de rajadas.

Já o martelamento pode ocorrer devido à existência de uma edificação a barlavento da estrutura em questão. A ação do vento sobre a edificação pode gerar turbilhões em sua esteira que podem atingir a estrutura. Esta fica, então, submetida a uma força excitadora periódica.

O caso mais grave ocorre quando a frequência dominante dos turbilhões coincidir com a frequência natural da estrutura, gerando uma ressonância (martelamento ressonante).

4.3 COEFICIENTES AERODINÂMICOS

Neste item serão apresentados valores de coeficientes aerodinâmicos encontrados na literatura. Há diferentes dados que podem ser encontrados na literatura sobre coeficientes aerodinâmicos obtidos para tabuleiros de pontes. Este estudo foi baseado no mestrado de Limas, em outros dados encontrados na literatura e em ensaios realizados no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (UFRGS).

4.3.1 SEÇÕES ENCONTRADAS NA LITERATURA

Em 1997, Larsen e Walther ensaiaram diferentes seções de pontes, incluindo a seção do tabuleiro da ponte Tacoma. Os valores para o ângulo de incidência 0° estão resumidos no Quadro 4.2.

Seções transversais de pontes	C_a	C_s
1ª <i>Tacoma Narrows Bridge</i>	0,24	—
Ponte East – vãos de acesso	0,19	—
Ponte East – vãos suspensos	0,077	0,067 -0,05
	0,081	
	0,084	
Gibraltar APP	0,059	—

Quadro 4.2: Seções de tabuleiros de pontes encontradas na literatura

4.3.2 PONTE SOBRE O RIO GUAMÁ

Rocha et al. (2003) ensaiaram duas configurações diferentes para a seção da ponte estaiada sobre o rio Guamá, Pará, ilustradas na Figura 4.2. O que as diferencia são as estruturas dos guarda-rodas e dos guarda-corpos.

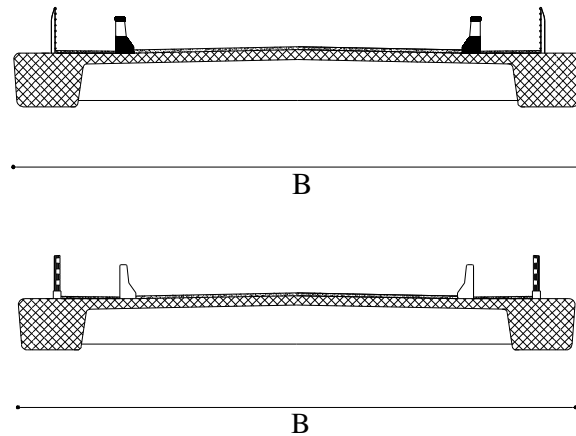


Figura 4.2: Configuração I e II da seção do tabuleiro da ponte sobre o rio Guamá (Rocha et al., 2003)

As seções foram ensaiadas para escoamento suave e turbulento, no intervalo de -8° até 8° de ângulo de incidência do vento, com variações de um grau. Os coeficientes aerodinâmicos obtidos nos ensaios estão apresentados em forma de gráficos. Para cada coeficiente são apresentados os resultados para ambas as configurações. A Figura 4.3 apresenta os dados para os coeficientes de arrasto obtidos nos ensaios.

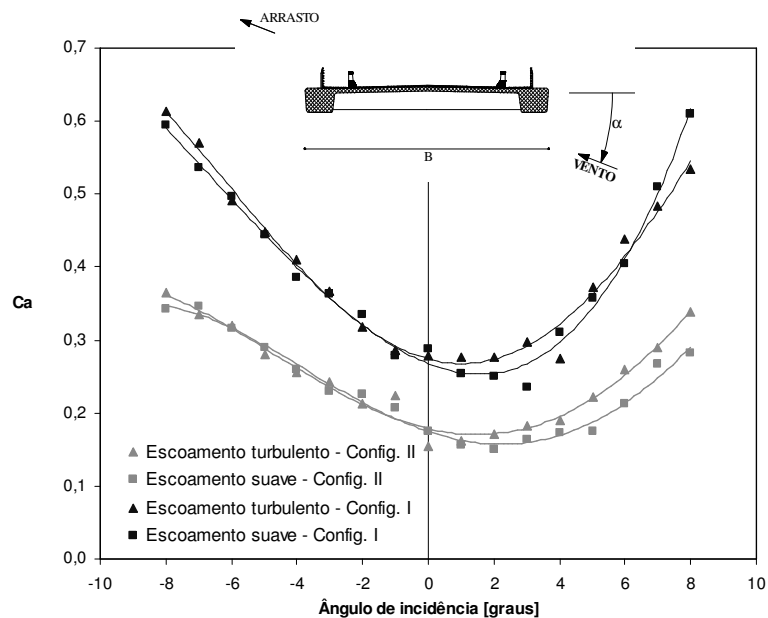


Figura 4.3: Coeficiente de arrasto (Rocha et al., 2003)

Na Figura 4.4 observam-se os valores dos coeficientes de sustentação.

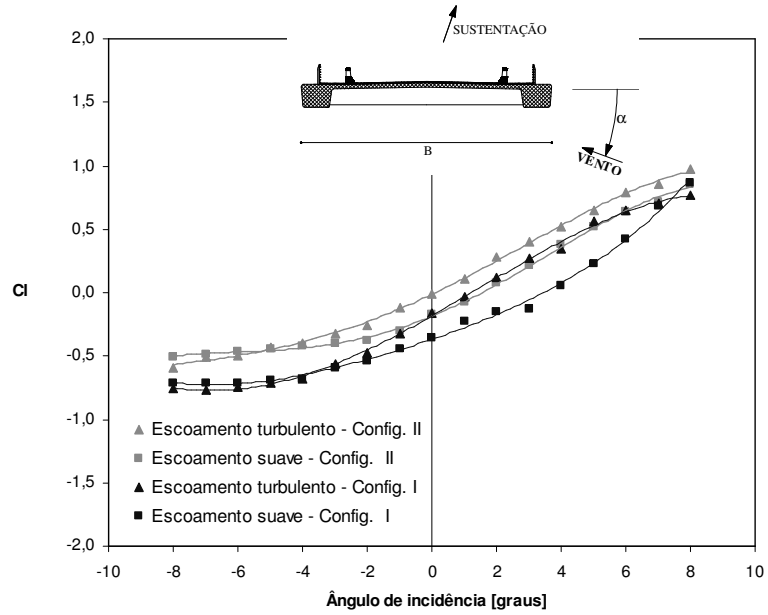


Figura 4.4: Coeficiente de sustentação (Rocha et al., 2003)

Os dados para os coeficientes de torção estão ilustrados na Figura 4.5.

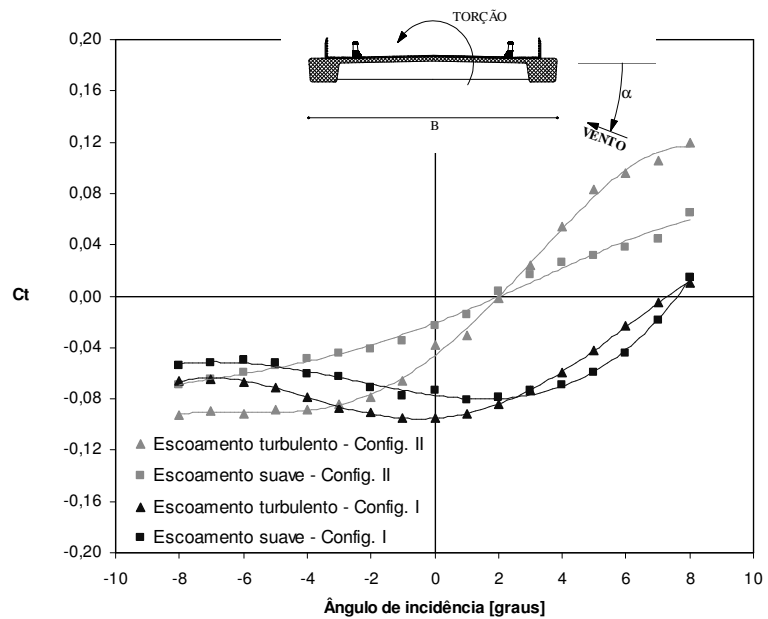


Figura 4.5: Coeficiente de torção (Rocha et al., 2003)

4.3.3 SEÇÕES ENSAIADAS POR LIMAS (2003)

A pesquisa realizada por Fraga Limas, em 2003, determinou coeficientes aerodinâmicos para oito diferentes seções de pontes, Figura 4.6. Seu objetivo foi determinar a variação dos coeficientes aerodinâmicos através da utilização de diferentes dispositivos aerodinâmicos associados ao tabuleiro.

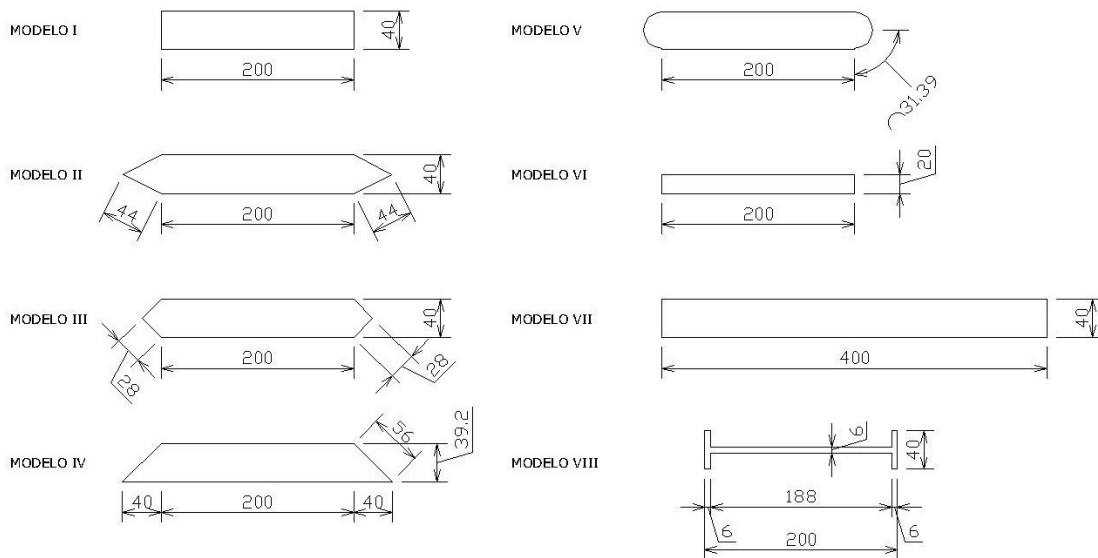


Figura 4.6: Seções ensaiadas por Limas (2003)

O modelo padrão adotado por Limas foi uma seção caixão retangular, modelo I. Em quatro modelos foram adicionados diferentes dispositivos aerodinâmicos nas extremidades. Dois outros foram desenvolvidos para avaliar o efeito de placa que poderia ser introduzido em diferentes escalas. Por fim, foi ensaiado o modelo de seção “H”, representando mais fielmente a seção da ponte Tacoma. A ponte Tacoma foi escolhida como referência devido ao extensivo material encontrado na literatura sobre a aerodinâmica de sua seção.

A seguir são apresentadas tabelas com os dados obtidos nos ensaios de cada seção, Tabela 4.1 a Tabela 4.9.

Tabela 4.1: Coeficientes aerodinâmicos modelo I (Limas, 2003)

α [°]	C_x		C_z		C_a		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,32	0,26	-0,68	-0,79	0,41	0,37	-0,63	-0,75	0,03	-0,02
-7	0,30	0,25	-0,67	-0,78	0,38	0,34	-0,63	-0,74	0,04	-0,03
-6	0,30	0,25	-0,65	-0,77	0,37	0,33	-0,62	-0,74	0,05	-0,04
-5	0,28	0,24	-0,61	-0,71	0,33	0,30	-0,58	-0,69	0,05	-0,03
-4	0,27	0,23	-0,57	-0,65	0,31	0,27	-0,55	-0,63	0,06	-0,05
-3	0,26	0,22	-0,41	-0,53	0,28	0,25	-0,40	-0,52	0,05	-0,04
-2	0,24	0,22	-0,31	-0,39	0,25	0,23	-0,30	-0,38	0,05	-0,04
-1	0,22	0,23	-0,36	-0,28	0,23	0,23	-0,36	-0,28	0,02	-0,03
0	0,22	0,22	-0,01	-0,02	0,22	0,22	-0,01	-0,02	0,00	0,00
1	0,22	0,22	0,15	0,09	0,22	0,22	0,15	0,09	0,00	0,01
2	0,22	0,22	0,38	0,28	0,23	0,23	0,37	0,27	-0,02	0,03
3	0,24	0,22	0,31	0,41	0,26	0,24	0,30	0,40	-0,04	0,04
4	0,26	0,23	0,40	0,54	0,29	0,27	0,38	0,52	-0,06	0,05
5	0,28	0,23	0,51	0,62	0,32	0,28	0,48	0,60	-0,06	0,05
6	0,29	0,24	0,57	0,70	0,35	0,31	0,54	0,67	-0,06	0,04
7	0,30	0,24	0,61	0,75	0,37	0,33	0,57	0,72	-0,05	0,04
8	0,31	0,24	0,64	0,78	0,40	0,35	0,59	0,74	-0,02	0,02

Tabela 4.2: Coeficientes aerodinâmicos modelo II (Limas, 2003)

α [°]	C_x		C_z		C_a		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	-0,05	-0,02	-0,73	-0,63	0,05	0,07	-0,73	-0,63	-0,23	-0,20
-7	-0,03	0,00	-0,63	-0,55	0,05	0,07	-0,63	-0,55	-0,20	-0,17
-6	0,00	0,01	-0,52	-0,45	0,05	0,06	-0,52	-0,45	-0,17	-0,14
-5	0,02	0,02	-0,44	-0,42	0,06	0,06	-0,44	-0,42	-0,15	-0,13
-4	0,03	0,04	-0,28	-0,27	0,05	0,06	-0,28	-0,27	-0,10	-0,09
-3	0,05	0,05	-0,21	-0,20	0,06	0,06	-0,21	-0,20	-0,08	-0,07
-2	0,06	0,05	-0,08	-0,09	0,06	0,05	-0,08	-0,09	-0,05	-0,05
-1	0,05	0,06	-0,03	-0,03	0,05	0,06	-0,03	-0,03	-0,03	-0,04
0	0,06	0,06	0,06	0,05	0,06	0,06	0,06	0,05	-0,02	-0,02
1	0,06	0,06	0,23	0,16	0,06	0,06	0,23	0,16	0,02	0,02
2	0,05	0,06	0,31	0,25	0,06	0,07	0,31	0,25	0,04	0,02
3	0,05	0,05	0,37	0,30	0,07	0,07	0,37	0,30	0,05	0,05
4	0,07	0,05	0,50	0,40	0,10	0,08	0,49	0,40	0,05	0,07
5	0,04	0,05	0,57	0,50	0,09	0,09	0,56	0,49	0,09	0,09
6	0,03	0,03	0,67	0,59	0,10	0,09	0,66	0,58	0,13	0,12
7	0,01	0,02	0,77	0,66	0,10	0,10	0,76	0,65	0,16	0,15
8	-0,02	-0,01	0,85	0,81	0,10	0,10	0,84	0,80	0,20	0,19

Tabela 4.3: Coeficientes aerodinâmicos do modelo III (Limas, 2003)

α [°]	C_x		C_z		C_a		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,10	0,04	-0,78	-0,89	0,21	0,16	-0,76	-0,88	-0,10	-0,17
-7	0,08	0,05	-0,79	-0,77	0,18	0,14	-0,77	-0,76	-0,12	-0,16
-6	0,07	0,06	-0,76	-0,67	0,15	0,13	-0,75	-0,66	-0,13	-0,14
-5	0,07	0,07	-0,73	-0,56	0,13	0,12	-0,72	-0,55	-0,14	-0,12
-4	0,09	0,08	-0,58	-0,41	0,13	0,11	-0,57	-0,40	-0,12	-0,09
-3	0,11	0,09	-0,43	-0,34	0,13	0,11	-0,42	-0,33	-0,09	-0,08
-2	0,12	0,08	-0,30	-0,18	0,13	0,09	-0,30	-0,18	-0,06	-0,04
-1	0,12	0,09	-0,09	-0,08	0,12	0,09	-0,09	-0,08	-0,03	-0,02
0	0,12	0,10	-0,01	-0,01	0,12	0,10	-0,01	-0,01	0,00	0,00
1	0,13	0,10	0,19	0,14	0,13	0,10	0,19	0,14	0,03	0,03
2	0,12	0,09	0,37	0,27	0,13	0,10	0,37	0,27	0,06	0,06
3	0,12	0,09	0,47	0,33	0,14	0,11	0,46	0,32	0,08	0,07
4	0,10	0,09	0,63	0,47	0,14	0,12	0,62	0,46	0,10	0,09
5	0,09	0,07	0,79	0,60	0,16	0,12	0,78	0,59	0,10	0,11
6	0,09	0,08	0,84	0,74	0,18	0,16	0,83	0,73	0,09	0,13
7	0,11	0,07	0,75	0,85	0,20	0,17	0,73	0,84	0,07	0,14
8	0,11	0,06	0,77	0,90	0,22	0,18	0,75	0,88	0,06	0,14

Tabela 4.4: Coeficientes aerodinâmicos do modelo IV (Limas, 2003)

α [°]	C_x		C_z		C_a		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,18	0,15	-0,75	-0,83	0,28	0,26	-0,72	-0,80	-0,08	-0,18
-7	0,17	0,15	-0,71	-0,77	0,26	0,24	-0,68	-0,75	-0,07	-0,18
-6	0,16	0,14	-0,69	-0,65	0,23	0,21	-0,67	-0,63	-0,08	-0,17
-5	0,14	0,14	-0,67	-0,56	0,20	0,19	-0,66	-0,55	-0,08	-0,17
-4	0,13	0,13	-0,62	-0,41	0,17	0,16	-0,61	-0,40	-0,10	-0,15
-3	0,13	0,13	-0,44	-0,28	0,15	0,14	-0,43	-0,27	-0,11	-0,12
-2	0,13	0,12	-0,25	-0,17	0,14	0,13	-0,25	-0,17	-0,11	-0,10
-1	0,12	0,12	-0,02	-0,04	0,12	0,12	-0,02	-0,04	-0,08	-0,07
0	0,11	0,11	0,03	0,02	0,11	0,11	0,03	0,02	-0,07	-0,06
1	0,10	0,10	0,32	0,20	0,11	0,10	0,32	0,20	-0,03	-0,02
2	0,09	0,09	0,44	0,32	0,11	0,10	0,44	0,32	-0,01	0,01
3	0,10	0,08	0,52	0,45	0,13	0,10	0,51	0,45	-0,01	0,03
4	0,11	0,07	0,51	0,54	0,15	0,11	0,50	0,53	-0,02	0,04
5	0,11	0,07	0,51	0,63	0,15	0,12	0,50	0,62	-0,02	0,05
6	0,13	0,06	0,42	0,73	0,17	0,14	0,40	0,72	-0,03	0,06
7	0,14	0,07	0,39	0,77	0,19	0,16	0,37	0,76	-0,03	0,05
8	0,14	0,07	0,42	0,77	0,20	0,18	0,40	0,75	-0,03	0,04

Tabela 4.5: Coeficientes aerodinâmicos do modelo V (Limas, 2003) - C_x e C_z

α [°]	C_x			C_z		
	suave tipo 2	suave tipo 1	turb.	suave tipo 2	suave tipo 1	turb.
-8	0,04	0,13	-0,02	-0,92	-0,70	-0,86
-7	0,03	0,10	0,00	-0,86	-0,78	-0,74
-6	0,03	0,09	0,02	-0,77	-0,78	-0,63
-5	0,04	0,07	0,04	-0,59	-0,77	-0,52
-4	0,08	0,07	0,06	-0,54	-0,67	-0,45
-3	0,11	0,08	0,08	-0,36	-0,40	-0,28
-2	0,09	0,10	0,08	-0,26	-0,28	-0,20
-1	0,13	0,11	0,09	-0,10	-0,11	-0,09
0	0,14	0,11	0,09	0,07	0,07	0,05
1	0,14	0,11	0,09	0,21	0,21	0,16
2	0,12	0,09	0,08	0,45	0,45	0,33
3	0,10	0,08	0,08	0,56	0,56	0,41
4	0,08	0,08	0,07	0,64	0,72	0,52
5	0,07	0,09	0,05	0,75	0,80	0,62
6	0,07	0,09	0,04	0,87	0,81	0,73
7	0,06	0,08	0,03	0,92	0,89	0,81
8	0,07	0,08	0,03	0,98	0,93	0,90

Tabela 4.6: Coeficientes aerodinâmicos do modelo V (Limas, 2003) - C_a , C_s e C_t

α [°]	C_a			C_s			C_t		
	suave tipo 2	suave tipo 1	turb.	suave tipo 2	suave tipo 1	turb.	suave tipo 2	suave tipo 1	turb.
-8	0,17	0,22	0,10	-0,91	-0,67	-0,85	-0,20	-0,06	-0,21
-7	0,13	0,20	0,09	-0,85	-0,76	-0,74	-0,19	-0,08	-0,19
-6	0,11	0,17	0,09	-0,76	-0,77	-0,63	-0,18	-0,09	-0,16
-5	0,09	0,14	0,09	-0,59	-0,76	-0,51	-0,17	-0,11	-0,14
-4	0,11	0,12	0,09	-0,54	-0,67	-0,44	-0,13	-0,11	-0,12
-3	0,13	0,10	0,09	-0,35	-0,40	-0,28	-0,09	-0,09	-0,08
-2	0,10	0,11	0,09	-0,26	-0,28	-0,19	-0,07	-0,07	-0,06
-1	0,13	0,11	0,09	-0,10	-0,11	-0,09	-0,03	-0,04	-0,04
0	0,14	0,11	0,09	0,07	0,07	0,05	0,00	0,00	-0,01
1	0,14	0,11	0,09	0,21	0,21	0,15	0,03	0,02	0,02
2	0,13	0,10	0,10	0,44	0,45	0,33	0,07	0,07	0,06
3	0,13	0,11	0,10	0,55	0,56	0,41	0,09	0,08	0,08
4	0,12	0,13	0,10	0,63	0,72	0,52	0,11	0,09	0,11
5	0,14	0,16	0,11	0,74	0,79	0,62	0,13	0,08	0,13
6	0,16	0,18	0,12	0,86	0,80	0,72	0,14	0,08	0,15
7	0,18	0,19	0,13	0,90	0,87	0,80	0,14	0,12	0,17
8	0,21	0,21	0,15	0,96	0,91	0,89	0,15	0,12	0,19

Tabela 4.7: Coeficientes aerodinâmicos do modelo VI (Limas, 2003)

α [°]	C_x		C_z		C_a		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,15	0,12	-0,58	-0,94	0,23	0,25	-0,55	-0,91	-0,01	-0,10
-7	0,14	0,11	-0,55	-0,82	0,21	0,21	-0,53	-0,80	0,00	-0,11
-6	0,13	0,11	-0,57	-0,77	0,19	0,19	-0,55	-0,75	0,00	-0,12
-5	0,13	0,11	-0,61	-0,72	0,18	0,17	-0,60	-0,71	-0,01	-0,12
-4	0,12	0,11	-0,63	-0,52	0,16	0,15	-0,62	-0,51	-0,02	-0,11
-3	0,11	0,11	-0,62	-0,45	0,14	0,13	-0,61	-0,44	-0,03	-0,09
-2	0,11	0,12	-0,48	-0,30	0,13	0,13	-0,48	-0,30	-0,04	-0,07
-1	0,12	0,12	-0,24	-0,15	0,12	0,12	-0,24	-0,15	-0,03	-0,03
0	0,11	0,12	0,00	0,01	0,11	0,12	0,00	0,01	0,00	0,00
1	0,12	0,12	0,17	0,10	0,12	0,12	0,17	0,10	0,02	0,02
2	0,11	0,11	0,41	0,25	0,12	0,12	0,41	0,25	0,04	0,05
3	0,11	0,12	0,55	0,36	0,14	0,14	0,54	0,35	0,04	0,07
4	0,13	0,11	0,63	0,53	0,17	0,15	0,62	0,52	0,03	0,10
5	0,12	0,11	0,63	0,65	0,17	0,17	0,62	0,64	0,02	0,11
6	0,13	0,11	0,58	0,76	0,19	0,19	0,56	0,74	0,01	0,12
7	0,14	0,11	0,56	0,81	0,21	0,21	0,54	0,79	0,00	0,12
8	0,14	0,12	0,56	0,92	0,22	0,25	0,54	0,89	0,01	0,12

Tabela 4.8: Coeficientes aerodinâmicos do modelo VII (Limas, 2003)

α [°]	C_x		C_z		C_a		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,15	0,11	-0,64	-0,89	0,24	0,23	-0,61	-0,87	-0,01	-0,10
-7	0,14	0,11	-0,63	-0,83	0,22	0,21	-0,61	-0,81	0,00	-0,11
-6	0,13	0,11	-0,66	-0,78	0,20	0,19	-0,64	-0,76	-0,01	-0,12
-5	0,12	0,11	-0,68	-0,65	0,18	0,17	-0,67	-0,64	-0,01	-0,11
-4	0,12	0,11	-0,66	-0,54	0,17	0,15	-0,65	-0,53	-0,02	-0,10
-3	0,11	0,11	-0,58	-0,43	0,14	0,13	-0,57	-0,42	-0,03	-0,08
-2	0,11	0,12	-0,41	-0,24	0,12	0,13	-0,41	-0,24	-0,03	-0,05
-1	0,12	0,12	-0,14	-0,09	0,12	0,12	-0,14	-0,09	-0,02	-0,02
0	0,13	0,12	0,00	0,00	0,13	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,12	0,11	0,22	0,17	0,12	0,11	0,22	0,17	0,02	0,04
2	0,11	0,12	0,39	0,27	0,12	0,13	0,39	0,27	0,03	0,06
3	0,11	0,11	0,55	0,39	0,14	0,13	0,54	0,38	0,03	0,08
4	0,11	0,11	0,66	0,51	0,16	0,15	0,65	0,50	0,03	0,10
5	0,12	0,11	0,72	0,72	0,18	0,17	0,71	0,71	0,02	0,12
6	0,13	0,11	0,70	0,79	0,20	0,19	0,68	0,77	0,01	0,12
7	0,14	0,11	0,67	0,91	0,22	0,22	0,65	0,89	0,00	0,12
8	0,14	0,12	0,65	1,00	0,23	0,26	0,62	0,97	0,01	0,12

Tabela 4.9: Coeficientes aerodinâmicos do modelo VIII (Limas, 2003)

α [°]	C_x		C_z		C_a		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,35	0,34	-0,71	-0,91	0,45	0,46	-0,65	-0,85	0,05	0,07
-7	0,34	0,34	-0,65	-0,84	0,42	0,44	-0,60	-0,79	0,04	0,07
-6	0,34	0,35	-0,63	-0,74	0,40	0,43	-0,59	-0,70	0,03	0,07
-5	0,30	0,33	-0,46	-0,67	0,34	0,39	-0,43	-0,64	0,03	0,07
-4	0,30	0,32	-0,40	-0,59	0,33	0,36	-0,38	-0,57	0,02	0,06
-3	0,28	0,32	-0,35	-0,50	0,30	0,35	-0,33	-0,48	0,01	0,04
-2	0,27	0,31	-0,27	-0,36	0,28	0,32	-0,26	-0,35	0,01	0,02
-1	0,29	0,32	-0,04	-0,02	0,29	0,32	-0,03	-0,01	0,00	0,00
0	0,28	0,34	-0,04	-0,03	0,28	0,34	-0,04	-0,03	0,01	0,00
1	0,30	0,33	0,10	0,14	0,30	0,33	0,09	0,13	0,00	-0,01
2	0,30	0,35	0,22	0,33	0,31	0,36	0,21	0,32	-0,01	-0,01
3	0,32	0,34	0,36	0,42	0,34	0,36	0,34	0,40	-0,02	-0,04
4	0,31	0,36	0,46	0,69	0,34	0,41	0,44	0,66	-0,04	-0,05
5	0,32	0,34	0,44	0,68	0,36	0,40	0,41	0,65	-0,03	-0,05
6	0,33	0,36	0,55	0,79	0,39	0,44	0,51	0,75	-0,04	-0,06
7	0,35	0,37	0,75	0,87	0,44	0,47	0,70	0,82	-0,05	-0,06
8	0,37	0,37	0,85	0,89	0,48	0,49	0,79	0,83	-0,04	-0,08

4.3.4 EUROCODE

Na Norma Europeia sobre ação do vento em estruturas (EUROCODE 1, 2004), os coeficientes de força na direção x e y são determinados a partir de gráficos. As seções que são abrangidas por esta Norma estão ilustradas na Figura 1.5. Para cada uma delas é calculada a relação entre a largura da seção do tabuleiro e sua altura total, B/d . Esse valor encontra-se no eixo das abscissas, Figura 4.7. Utiliza-se a curva a para pontes em fase de construção ou barreiras (guarda-rodas e guarda-corpo) vazadas (com mais de 50% de sua seção aberta). Já a curva b é para tabuleiros com barreiras, como guarda-corpos, guarda-rodas, barreiras para o som ou considerando a barreira formada pelo tráfego sobre ela.

Em relação ao coeficiente de força na direção z , a Norma Europeia permite adotar o valor igual a 0,9 no sentido positivo e o mesmo valor para o sentido negativo. Este valor leva em conta a influência de uma possível superelevação do tabuleiro, a inclinação do terreno e variações do ângulo de ataque do vento. Entretanto, como alternativa, o valor de C_z pode ser obtido de acordo com o gráfico da Figura 4.8.

O β é o ângulo da superelevação do tabuleiro e o α é o ângulo de ataque do vento em relação à horizontal. Através dos dados de θ , determina-se a curva correspondente. Para uma determinada relação B/d , encontra-se o valor do coeficiente de força na direção z .

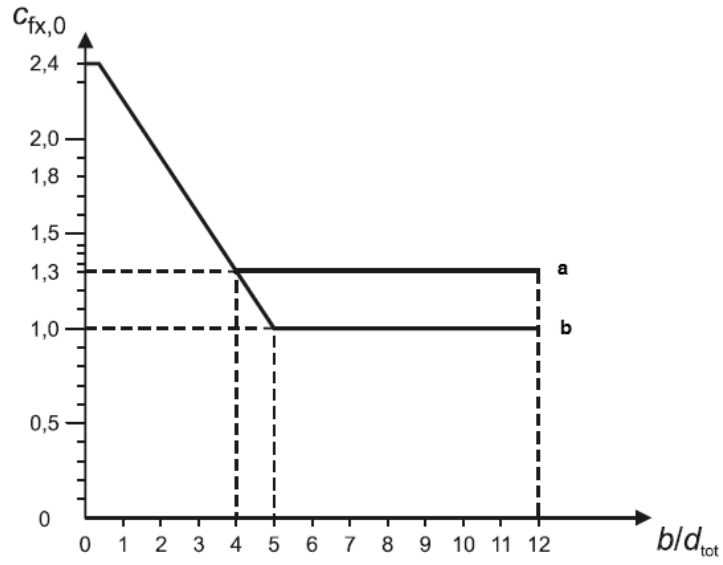


Figura 4.7: Coeficientes de força na direção x (Eurocode)

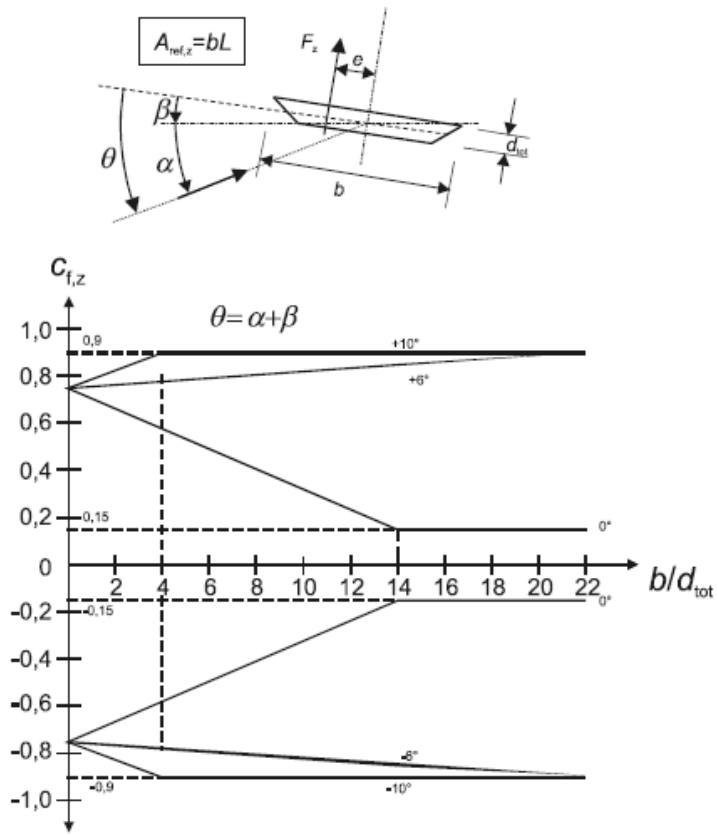


Figura 4.8: Coeficientes de força na direção z (Eurocode)

5 MODELAGEM EM TÚNEL DE VENTO

A modelagem das estruturas em escalas menores do que as reais apresentam vantagens financeiras e em relação ao tempo, mas, é imprescindível que as condições de semelhança sejam satisfeitas. Satisfazer essas condições é a condição necessária para que se possa extrapolar resultados obtidos em ensaios em túnel de vento para as estruturas em escala real.

Neste capítulo serão descritos os critério de semelhança e as ponderações necessárias para a escolha da escala do modelo a ser ensaiado.

Para a modelagem em túnel de vento é preciso atender a dois requisitos: a escala do escoamento e a escala da estrutura. Ambas serão discutidas neste capítulo.

5.1 SEMELHANÇA

Semelhança significa que para estruturas geometricamente similares, com a direção do fluxo inicial idêntica, escoamentos dinamicamente similares têm linhas de fluxo semelhantes.

Quando não é possível fazer um estudo teórico da ação do vento sobre alguma estrutura recorre-se ao estudo experimental. Para isso é necessário conceber um modelo. Há algumas regras a serem seguidas a fim de que o modelo represente a realidade de forma adequada. A melhor representação da realidade seria um modelo com escala 1:1, no entanto, para pontes, não é viável fazer tal modelo, de modo que se recorre a modelos com escala menor que a real. Ao fazer isso inserimos algumas incertezas no estudo, ou seja, não basta fazer o modelo e simplesmente aplicar a escala aos resultados. Para que os resultados sejam válidos e possam ser extrapolados é preciso que haja certa correlação entre diferentes elementos do experimento.

Para o caso de um sólido imerso num fluido, neste caso o ar, é preciso satisfazer três condições, conhecidas como condições de semelhança, para que os resultados sejam aceitáveis: a semelhança geométrica, a cinemática e a dinâmica.

5.1.1 SEMELHANÇA GEOMÉTRICA

Para que haja semelhança geométrica é preciso que haja semelhanças nas formas, detalhes e rugosidades do modelo, ou seja, que haja uma relação constante de proporcionalidade entre as formas.

5.1.2 SEMELHANÇA CINEMÁTICA

A semelhança cinemática é a semelhança dos escoamentos da estrutura do vento. A distribuição das velocidades médias e características da turbulência do experimento devem ser similares às reais.

5.1.3 SEMELHANÇA DINÂMICA

A semelhança dinâmica é a semelhança das forças, ou seja, deve existir uma relação constante entre os módulos das forças de pares de pontos correspondentes nos dois escoamentos – real e experimental.

Há quatro tipos de forças atuando num escoamento: gravidade, pressão, viscosidade e inércia. As duas primeiras podem ser desprezadas no caso em estudo. A força de gravidade porque o peso do ar não é significativo em relação às outras medidas. A força de pressão, pois estamos considerando o ar como um fluido incompressível, tal força pode ser considerada como constante, não variando entre o real e o experimental.

Logo, restam duas forças a serem consideradas: inércia e viscosidade. A relação entre elas é representada pelo número de Reynolds (R_e) – equação (5.8). Abaixo, a demonstração de como obter o número de Reynolds.

$$R_e = \frac{\text{forças de inércia}}{\text{forças de viscosidade}} \quad (5.1)$$

$$\text{forças de inércia} = \rho u \frac{\partial u}{\partial x} \quad (5.2)$$

$$\text{forças de atrito} = \mu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \quad (5.3)$$

Os termos ρ e μ são, respectivamente, a densidade e a viscosidade do fluido. A velocidade é representada por u e as dimensões em termos de x e y . Essas forças podem ser escritas também da seguinte maneira:

$$\begin{cases} \frac{\partial u}{\partial x} \propto \frac{V}{d} \\ \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \propto \frac{V}{d^2} \\ u \propto V \end{cases} \quad (5.4)$$

Reescrevendo as equações (5.2) e (5.3):

$$\text{forças de inércia} = \rho \frac{V^2}{d} \quad (5.5)$$

$$\text{forças de viscosidade} = \mu \frac{V}{d^2} \quad (5.6)$$

Substituindo estas expressões na equação (5.1) chega-se à expressão utilizada para o número de Reynolds:

$$R_e = \frac{\rho V d}{\mu} \quad (5.7)$$

na qual V é a velocidade e d é a dimensão característica. Considerando a equação (4.2) para a viscosidade cinemática, ν , o número de Reynolds também pode ser escrito da seguinte forma:

$$R_e = \frac{V d}{\nu} \quad (5.8)$$

Portanto, a semelhança dinâmica é representada pelo número de Reynolds. Uma vez satisfeita a condição de que o ensaio e as condições reais tenham o mesmo valor para o número de Reynolds, pode-se assumir que as linhas de fluxo têm o mesmo aspecto.

A fim de que o modelo se assemelhe à realidade, mais considerações devem ser ponderadas. Quando há outras forças importantes, é preciso atentar para outros números adimensionais que permitem que a semelhança dinâmica seja satisfeita – ou seja, há situações nas quais o número de Reynolds não é o único adimensional que, caso verificada a equivalência, garante a semelhança dinâmica entre ensaio e a estrutura real. Por exemplo, se as forças de gravidade forem importantes, deve-se analisar o número de *Froude*, F_r .

Observa-se pela equação (5.9) que a aceleração da gravidade, g , passa a ser um dos parâmetros de importância.

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gd}} \quad (5.9)$$

Para o caso dos efeitos de compressibilidade do fluido serem importantes, deve-se utilizar o número de *Mach*, M_a , equação (5.10). Este número adimensional representa a relação da velocidade de um objeto em um fluido dividida pela velocidade do som, c , no mesmo fluido.

$$M_a = \frac{V}{c} \quad (5.10)$$

Concluindo, uma vez satisfeitas as três condições de semelhança – a geométrica, a cinética e a dinâmica – pode-se utilizar os resultados de ensaios em túnel de vento para determinar as forças envolvidas no sistema.

Com os valores para as forças determinados, obtém-se os coeficientes de arrasto e de sustentação. Como consequência, observa-se que os coeficientes aerodinâmicos são funções do número de Reynolds, equações (5.11) e (5.12).

$$C_a = \frac{F_a}{\frac{1}{2}\rho V^2 A} = f_1(R_e) \quad (5.11)$$

$$C_s = \frac{F_s}{\frac{1}{2}\rho V^2 A} = f_2(R_e) \quad (5.12)$$

5.2 ESCALAS

A fim de satisfazer as condições de semelhança, surgem requisitos básicos para a modelagem em túnel de vento. Na prática, eles são as escalas escolhidas para o ensaio.

Há inúmeras escalas que devem ser consideradas no processo de modelagem de uma estrutura, contudo, há três principais: a escala geométrica, L , a escala de velocidades, V , e a escala do tempo, T . Essas dimensões se relacionam da seguinte maneira:

$$\left(\frac{TV}{L}\right)_{escala\ real} = \left(\frac{TV}{L}\right)_{escala\ do\ modelo} \quad (5.13)$$

Considerar essas três escalas como as principais não quer dizer que outras escalas sejam menos importantes. Estas três são as que sempre estão presentes num ensaio, mas, dependendo do caso a ser estudado, outras escalas podem vir a ser tão importantes quanto essas três. A seguir, explica-se como determinar cada uma dessas escalas.

5.2.1 ESCALA GEOMÉTRICA

A escolha da escala geométrica a ser utilizada baseia-se na ponderação entre a capacidade de simulação do escoamento próximo à superfície e a habilidade de construir modelos reduzidos.

Fazer um modelo pequeno é interessante para viabilizar a reprodução de toda a camada limite dentro do túnel. Já com modelos maiores é mais fácil representar todos os detalhes arquitetônicos da estrutura e instrumentá-los. No entanto, se o modelo for grande, apenas parte do escoamento será representado. Não há um procedimento único para determinar a escala geométrica e uma mesma estrutura pode ser ensaiada de diversas maneiras (com escalas diferentes) para se obter os resultados esperados.

Para escolher a escala geométrica a ser utilizada são ponderados alguns parâmetros. No que diz respeito aos parâmetros do escoamento, deve-se considerar a espessura da camada limite, os perfis de velocidade média e de intensidade de turbulência. Os parâmetros do modelo envolvem a semelhança geométrica, que deve ser respeitada, possibilitando que o número de Reynolds seja adequado para a instrumentação. Além disso, há uma restrição quanto ao bloqueio do túnel de vento. O modelo não poderá bloquear mais do que 5% da seção do túnel. Caso isso ocorra, a forma do escoamento pode ser alterada. O escoamento de ar passa a se comportar como em um conduto forçado¹⁰, não representando adequadamente o perfil do vento.

5.2.2 ESCALA DE VELOCIDADE

Se as forças de gravidade forem importantes, deve-se utilizar a escala de *Froude*. Se este não for o caso (como neste trabalho), a velocidade deve ser determinada com base no que for conveniente para a instrumentação. Deve ser adotada a melhor velocidade para a

¹⁰ Condutos forçados são caracterizados pela condição na qual a pressão interna não equivale à pressão atmosférica.

precisão da instrumentação, a fim de minimizar os erros de medição. Portanto, a escala a ser utilizada é uma relação entre a velocidade mais adequada e a velocidade de projeto – equação (5.14).

$$\text{escala de velocidade} = \frac{\text{velocidade adequada}}{\text{velocidade de projeto}} \quad (5.14)$$

5.2.3 ESCALA DO TEMPO E OUTRAS ESCALAS

A escala do tempo é resultado da escolha de duas outras escalas, conforme indicado pela equação (5.15). Uma vez definidas a escala de velocidade, V , e a escala geométrica, L , a escala do tempo, T , surge como consequência, a fim de que a relação entre as escalas mantenha-se constante. Portanto, a escala do tempo não é algo com o qual devemos nos preocupar.

$$\frac{TV}{L} = \text{constante} \quad (5.15)$$

Há outras escalas que não podem ser desprezadas. Elas são empregadas em casos específicos. Por exemplo, a escala de densidade. Normalmente, consideramos que a densidade do ar não varia. Entretanto, com mudanças de altitude ou até mesmo de clima a densidade do ar onde estão sendo feitos os ensaios pode ser diferente e onde a estrutura será erguida e os efeitos disso devem ser considerados.

Em ensaios dinâmicos, outras escalas também são importantes como a escala de massa, de rigidez, de momento de inércia entre outras. Em modelos para a simulação de pressões internas, uma escala de volume também é necessária.

Portanto, é preciso saber exatamente o que está sendo ensaiado e qual o resultado esperado, a fim de que se escolha as escalas apropriadamente.

5.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM

Fazer a modelagem de uma estrutura em túnel de vento não é uma tarefa simples. Desenvolver os perfis desejados é demorado porque é um processo baseado na tentativa e erro.

É possível obter ótimos resultados através de ensaios em túnel de vento. Todavia, deve-se ter consciência das decisões tomadas durante a modelagem para ter sempre em mente suas limitações.

6 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O estudo experimental é uma ferramenta utilizada para prever possíveis problemas e dimensionar estruturas antes da construção da mesma ou resolver problemas existentes testando soluções.

Neste capítulo são apresentadas as instalações do Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) – no qual foram realizados os ensaios deste estudo – e os requisitos necessários para uma modelagem adequada.

Além disso, são apresentados os modelos ensaiados.

6.1 O TÚNEL DE VENTO DA UFRGS

Os experimentos utilizados nesta pesquisa foram realizados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann do Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC), Figura 6.1, o qual, conforme dito anteriormente, está em funcionamento desde 1972.

Este é um túnel de vento de camada limite e de retorno fechado que possui duas seções: uma de alta velocidade e outra de baixa de velocidade. A primeira apresenta as seguintes dimensões: 1,30 x 0,90 x 9,32 m³ (largura x altura x comprimento). A relação comprimento/altura da câmara de ensaios é de 10,3. A velocidade máxima de escoamento com vento uniforme e suave, sem a presença de modelos na seção de alta velocidade é de, aproximadamente, 44 m/s (ou seja, 160 km/h).

A Figura 6.2 ilustra um esquema de planta baixa do circuito do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann. O túnel de vento Joaquim Blessmann possui quatro mesas giratórias, onde são realizados os ensaios, cada qual com sua característica particular.



Figura 6.1: Vista do Túnel de Vento Joaquim Blessmann (UFRGS)

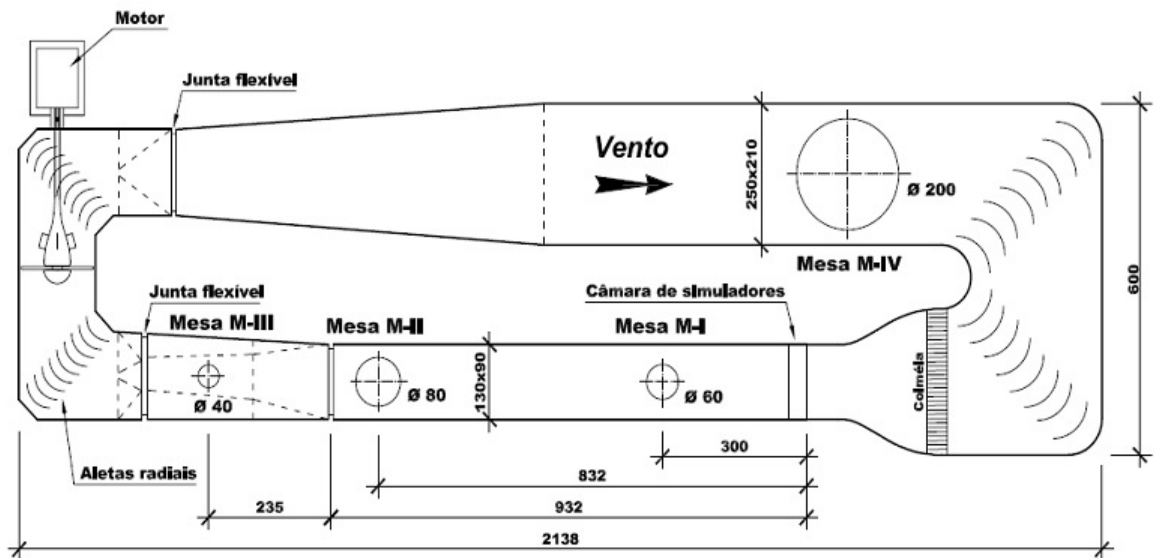


Figura 6.2: Configuração geral do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann (UFRGS)

6.2 SIMULAÇÃO DO VENTO NATURAL

Podemos distinguir dois tipos de simulação do vento natural. Há túneis de vento destinados à engenharia aeronáutica, chamados *túneis aerodinâmicos*, e túneis destinados à engenharia civil, *túneis de vento*. Para a primeira, o interessante é simular uma atmosfera calma, sem turbulência. Este tipo de simulação, entretanto, foge da maioria dos casos da engenharia civil, nos quais a turbulência e a variação da velocidade com a altura são fatores importantes. Nos túneis de vento é simulada a camada limite atmosférica que compreende estes fatores.

A camada limite atmosférica é uma região determinada por uma faixa aérea compreendida pela troposfera, ou seja, da superfície terrestre até 12 quilômetros acima do nível do mar. Ela é caracterizada pela altura gradiente, z_g , que corresponde à sua espessura.

A camada limite atmosférica compreende duas subcamadas: a camada superficial e a camada de Ekman. A primeira está localizada próxima a superfície terrestre, sua espessura é denominada “deslocamento do plano-zero”, z_d . A camada de Ekman estende-se até a altura gradiente.

Nela a velocidade do ar aumenta de zero até a velocidade do escoamento teórico, correspondente ao escoamento sem atrito. Dentro da camada limite as forças de atrito e de inércia têm a mesma magnitude. Fora da camada limite, a de atrito pode ser desconsiderada quando comparada à de inércia.

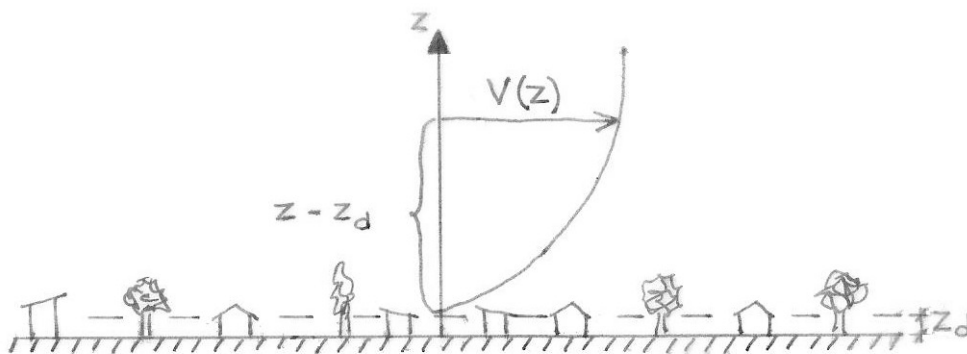


Figura 6.3: Esboço da camada limite

Na camada limite atmosférica a distribuição de velocidades pode ser dada através de dois perfis de velocidade média diferentes: o perfil em lei de potência e o perfil logarítmico.

A lei de potência, equação (6.1), apesar de não apresentar justificativa teórica, representa o perfil de velocidades de maneira conveniente. Suas deficiências estão no fato de não permitir a determinação da altura gradiente e, próxima à superfície, seu ajuste não é adequado.

$$\frac{\bar{V}(z)}{\bar{V}(z_{ref})} = \left(\frac{z - z_d}{z_{ref}} \right)^p \quad (6.1)$$

sendo z_{ref} a espessura da camada limite, que depende do número de Reynolds. A velocidade média a uma distância z da superfície é representada por $\bar{V}(z)$. E p é um valor adotado de acordo com o tipo de ocupação de terreno.

Por outro lado, a lei logarítmica, equação (6.2), é uma lei baseada na teoria e adequa-se melhor junto à superfície. As variáveis u_* (velocidade de corte) e z_o (rugosidade aerodinâmica) que levam em conta as características físicas do terreno. A variável k é a constante de Von Kàrmàn, normalmente, com valor de 0,4.

$$\frac{\bar{V}(z)}{u_*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{z - z_d}{z_o} \right) \quad (6.2)$$

A lei logarítmica não apresenta um bom ajuste para a parte superior da camada limite atmosférica, mas isso não resulta em grandes problemas, considerando que a maior parte das estruturas encontra-se mais próximas à superfície (LOREDO-SOUZA, SCHETTINI, & PALUCH, 2004).

Conforme apresentado no item 5.1.2, é preciso garantir a semelhança cinemática, ou seja, semelhança dos escoamentos da estrutura do vento; portanto, é preciso garantir uma boa representação da camada limite atmosférica.

Existem dois métodos de simulação da camada limite atmosférica em túneis de vento. Eles podem ser utilizados individualmente ou de forma combinada. O primeiro é o método ativo, onde jatos de ar são introduzidos no túnel em locais específicos determinados a fim de reproduzir as características do escoamento. Outra maneira seria através do método passivo; para recriar as características da camada limite, são introduzidos obstáculos no túnel. Com isso, no entanto, a velocidade do túnel é reduzida.

Há diversos dispositivos que podem ser acoplados a um túnel de vento a fim de simular um escoamento turbulento. Para o desenvolvimento desta pesquisa, no caso do escoamento turbulento foi utilizada a grelha ilustrada na Figura 6.4.

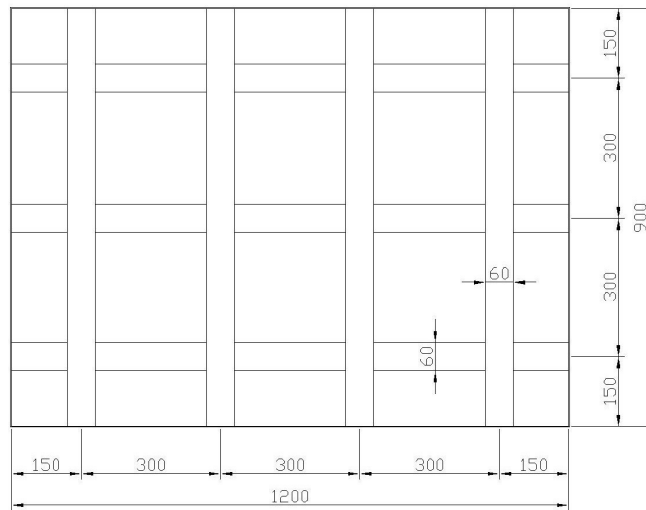


Figura 6.4: Grelha utilizada no túnel de vento para gerar turbulência

6.3 PROJETO DOS MODELOS

Os modelos utilizados neste trabalho foram definidos a partir da pesquisa de Fraga Limas (LIMAS L. F., 2003). O modelo padrão adotado por Fraga Lima foi uma seção caixão retangular. As dimensões foram determinadas a partir do tabuleiro da ponte Tacoma, Figura 6.5. A escala adotada foi que 1 metro no modelo corresponderia a 60 metros na escala real (1:60). Ou seja, a largura real da seção de 12 metros passa a ter 0,2 metros no modelo. E a altura da seção do modelo tem 40 milímetros. Esta ponte foi escolhida como referência devido ao extensivo material encontrado na literatura sobre a aerodinâmica sua seção.

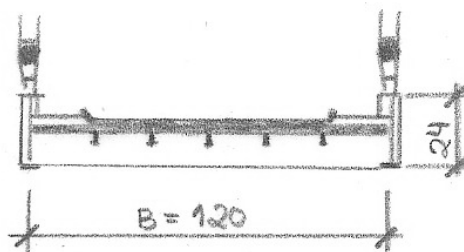


Figura 6.5: Seção do tabuleiro da ponte Tacoma

Os modelos ensaiados neste trabalho partiram da mesma seção padrão: seção caixão retangular com 200 milímetros de largura e 40 milímetros de altura. A Figura 6.6 ilustra os modelos desenvolvidos na pesquisa, bem como as suas dimensões. O comprimento das

seções de tabuleiros é definido para a largura do túnel de vento no local onde são realizados os ensaios.

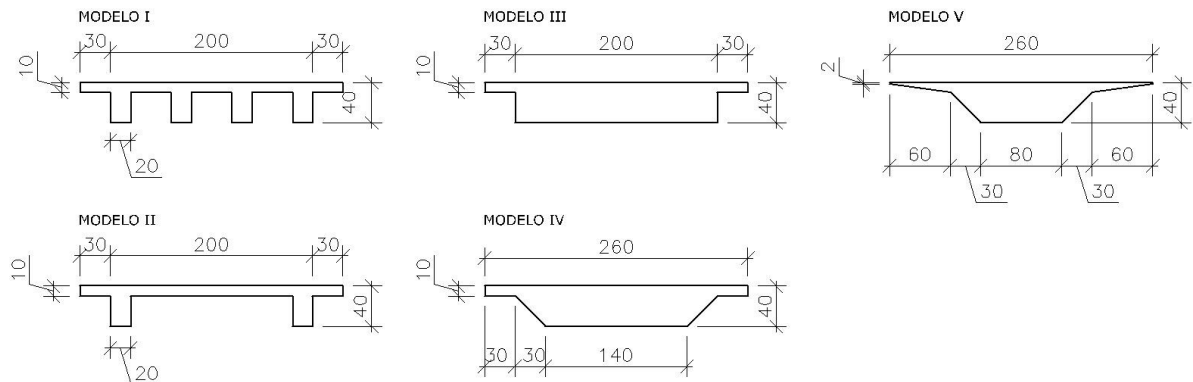


Figura 6.6: Dimensões das seções ensaiadas

Os modelos I e II são seções abertas, o que varia é a quantidade de vigas longarinas sob o tabuleiro. Os outros modelos são todos de seção fechada. O modelo III é a seção padrão acrescida de abas laterais. Os modelos IV e V apresentam inclinações nas paredes laterais do caixão. Todas as seções foram ensaiadas com 1.205 milímetros de comprimento. Na Figura 6.7 estão apresentadas as perspectivas dos cinco modelos ensaiados em escala.

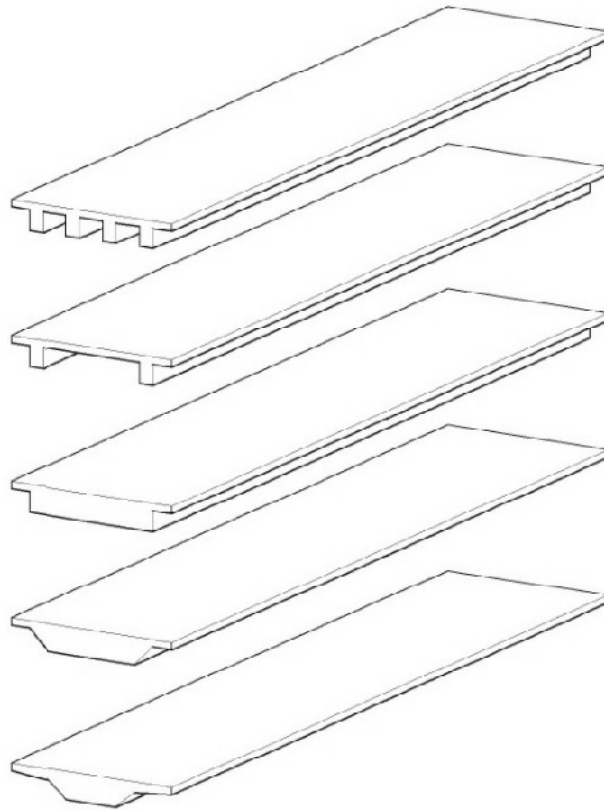


Figura 6.7: Seções ensaiadas

Os modelos foram elaborados em alumínio e acrílico¹¹. Na Figura 6.8, estão mostradas as peças que formam as seções. Para a realização dos ensaios, em cada um dos modelos foi acoplada em cada uma de suas extremidades do modelo uma chapa de borda com um eixo localizado no centro geométrico da seção a ser ensaiada. Geralmente, quando realizados ensaios de tabuleiros de pontes, o eixo fica localizado no centro geométrico da seção real da ponte. No caso dos modelos, foi determinado que os esforços fossem definidos para o centro geométrico de cada modelo.

¹¹ Os cinco modelos foram construídos na oficina do Laboratório de Aerodinâmica das Construções (UFRGS).

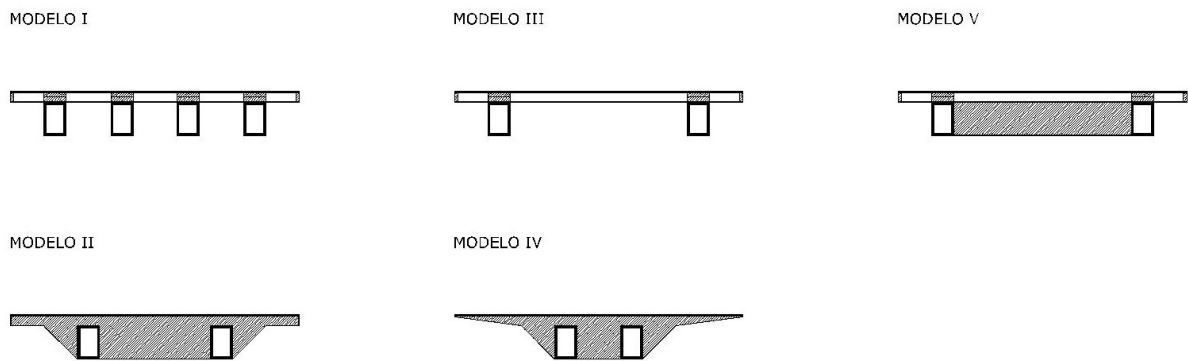


Figura 6.8: Seções dos modelos, mostrando as peças que formam o modelo

Na Figura 6.9 são apresentados os modelos com as suas dimensões em função da largura da seção, B , para fim de comparação com seções de dimensões diferentes das ensaiadas. Adotou-se B igual a 200 milímetros e, conseqüentemente, $0,2B$ igual a 40 milímetros.

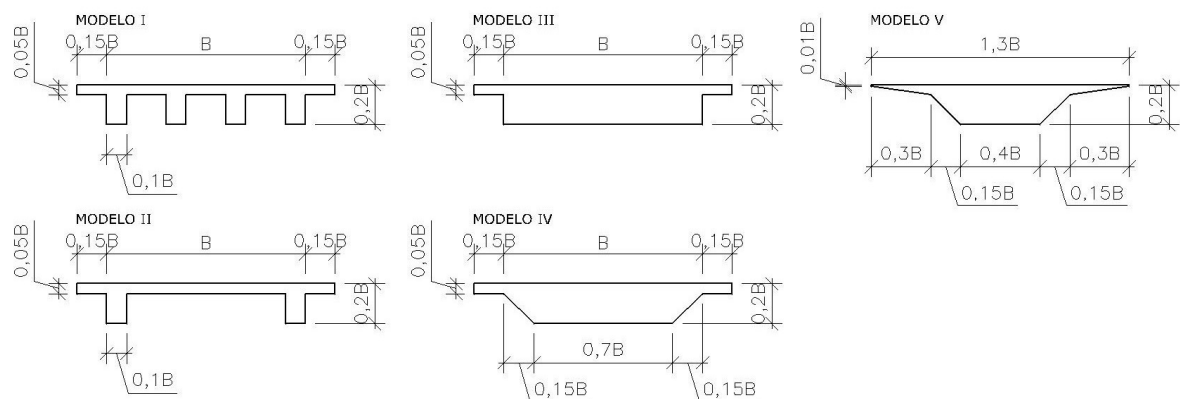


Figura 6.9: Dimensões das seções ensaiadas em função de B (largura genérica)

6.4 BALANÇA DE FORÇAS

Para a aquisição dos dados, a fim de determinar os coeficientes aerodinâmicos, foi utilizada uma balança de forças. A balança é conectada ao eixo do modelo ensaiado e a um computador. A força aerodinâmica gerada no modelo devido à ação do vento é realizada através de medições em célula de carga de três componentes.

A célula de carga é fixada no centro do eixo do modelo nas laterais do túnel. Em uma das extremidades encontra-se a balança, na outra há apenas a mesma estrutura, mas nenhum dado é coletado. A estrutura é utilizada apenas para a fixação do modelo. A célula é

composta por uma conexão central e dois anéis octogonais. Todos os elementos são de aço inoxidável temperado. Um pórtico paralelo ao eixo do túnel suporta o anel externo da célula.

Os anéis octogonais são conectados por duas lâminas. Estas têm sua flexibilidade determinada, a fim de que sua deformação seja de uma magnitude apropriada à sensibilidade de transdutores de deformação, sem que haja não-linearidades físicas ou geométricas.

A medição das deformações das lâminas da balança é feita através da utilização de dezesseis extensômetros de 120 ohms, que formam três pontes de Wheatstone. Para que a leitura dos dados obtidos fosse adequada, foi utilizado um condicionador de sinal. Este permite a amplificação do sinal para que o registro possa ser feito por um sistema de aquisição de dados, o qual é composto por uma placa de conversão A/D de doze bits e dezesseis canais. Os dados são gravados por um computador conectado ao sistema de aquisição. A leitura da placa de conversão é feita no intervalo de -5 volts a +5 volts, com resolução aproximada de 2,4 milivolts.

A primeira etapa para a utilização da balança de forças é a sua calibração, a qual é feita estaticamente utilizando forças conhecidas, a fim de relacionar os dados obtidos nos ensaios com os esforços atuantes. A calibração é efetuada para cada um dos modelos.

Os registros de força obtidos são relativos aos eixos vertical e horizontal, z e x respectivamente. A Figura 6.10 indica a referência do vento no modelo seccional reduzido.

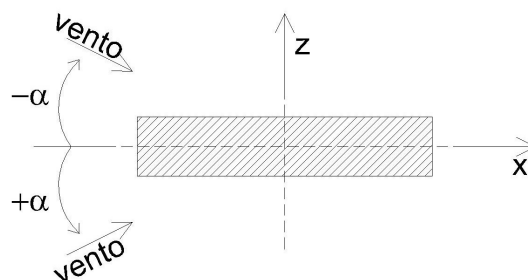


Figura 6.10: Referência do vento e dos coeficientes aerodinâmicos

6.5 ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO

Os cinco modelos foram ensaiados no túnel de vento do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Antes do ensaio, foi realizada a calibração dos modelos. Esta consiste na obtenção de curvas para o arrasto, a sustentação e a torção. Através da utilização de pesos conhecidos determina-se uma relação entre o esforço aplicado e a resposta obtida na balança. A partir desta relação é determinada uma função. Esta possibilita a transformação de leitura da balança, medidas em volts (V), em esforços: para as forças, Newton (N), e para o momento, Newton-metro (Nm).

Cada um dos cinco modelos foi ensaiado com dois tipos de vento: suave e turbulento. Além disso, variou-se o ângulo de ataque do vento, cada variação foi de 1° e o intervalo compreendido foi de -8° até 8° . O tempo de aquisição de dados foi de 32 segundos. Neste período foram obtidos valores para a força de arrasto (F_a), para a força de sustentação (F_s) e para o momento torçor (M) atuantes no eixo do tabuleiro, em volts.

A partir desses dados foi calculada a média dos esforços ao longo dos 32 segundos de aquisição e usando a função obtida através das curvas de calibração, foram obtidos os valores dos esforços médios (\bar{F}_a , \bar{F}_s e \bar{M}) para a seção. Para o cálculo dos coeficientes aerodinâmicos foram usadas as seguintes equações.

$$C_a = \frac{\bar{F}_a}{qB} \quad (6.3)$$

$$C_s = \frac{\bar{F}_s}{qB} \quad (6.4)$$

$$C_t = \frac{\bar{M}}{qB^2} \quad (6.5)$$

sendo B , a largura total da seção, 260 milímetros para todas as seções. A letra q representa a pressão dinâmica, calculada pela equação (4.4), página 45. Para o cálculo dos coeficientes, as forças devem ter a unidade Newton por metro (N/m) e momento, Newton-metro por metro (Nm/m). Para tanto, todos os valores são divididos por 1.205 milímetros, que é o comprimento da seção dos modelos.

Os coeficientes aerodinâmicos de arrasto e de sustentação se relacionam com os coeficientes na vertical (C_z) e na horizontal (C_x) da seguinte maneira:

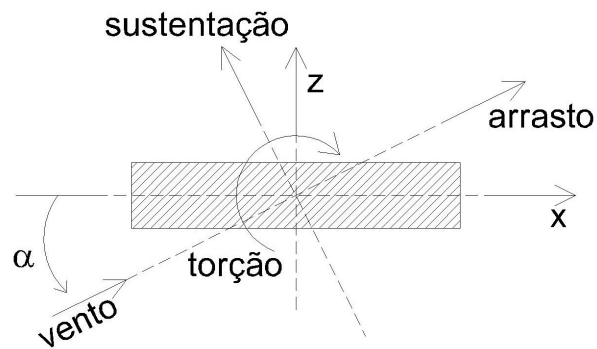


Figura 6.11: Referência do vento e dos coeficientes aerodinâmicos

$$C_x = C_a * \cos \alpha - C_s * \sin \alpha \quad (6.6)$$

$$C_z = C_a * \sin \alpha + C_s * \cos \alpha \quad (6.7)$$

Com isso, são determinados todos os coeficientes aerodinâmicos para cada seção nos ângulos de ataque que variam de -8° a 8° , para o vento suave e para o turbulento.

7 RESULTADOS

Os resultados foram obtidos através do ensaio das cinco seções de pontes descritas no item 6.3. Para cada seção foram ensaiadas duas situações: uma com o escoamento do ar suave e a outra com o escoamento turbulento. Além disso, em cada situação o ângulo de ataque no vento foi simulado de dezessete maneiras, entre os ângulos -8° e 8° , variando de um em um grau.

Neste capítulo são apresentados os dados obtidos nos ensaios assim como a análise dos mesmos. Na sequência é apresentado um resumo dos resultados obtidos e a comparação com os dados obtidos na literatura.

7.1 DADOS DOS ENSAIOS

Os coeficientes aerodinâmicos obtidos nos ensaios são apresentados em forma de gráficos, onde são identificados os coeficientes aerodinâmicos calculados para cada ângulo de incidência do vento (eixo horizontal). Para cada modelo há cinco gráficos: coeficiente de força na direção horizontal (x), coeficiente de força na direção vertical (z), coeficiente de arrasto, de sustentação e de torção e uma tabela com os dados de origem dos gráficos. As curvas para escoamento turbulento e suave são apresentadas no mesmo gráfico, a fim de facilitar a comparação. A seguir são apresentados os dados obtidos nos ensaios.

7.1.1 MODELO I

A Figura 7.1 apresenta a seção do modelo I. Na sequência é apresentada a tabela com os dados obtidos no ensaio, Tabela 7.1, e os gráficos ilustrando estes dados (Figura 7.2 a Figura 7.6).

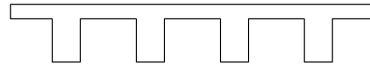


Figura 7.1: Seção do modelo I

Tabela 7.1: Coeficientes aerodinâmicos (Modelo I)

α [°]	C_x		C_a		C_z		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,20	0,40	0,17	0,32	-0,17	-0,54	-0,20	-0,60	0,27	0,27
-7	0,24	0,39	0,19	0,32	-0,38	-0,53	-0,41	-0,58	0,22	0,43
-6	0,31	0,36	0,24	0,27	-0,62	-0,82	-0,65	-0,86	0,15	0,51
-5	0,28	0,39	0,21	0,32	-0,75	-0,78	-0,78	-0,82	0,23	0,40
-4	0,23	0,26	0,19	0,24	-0,44	-0,34	-0,46	-0,36	0,23	0,54
-3	0,15	0,26	0,14	0,25	-0,21	-0,22	-0,21	-0,24	0,31	0,43
-2	0,10	0,17	0,10	0,17	-0,18	-0,22	-0,18	-0,23	0,33	0,40
-1	0,05	0,21	0,05	0,21	0,08	0,23	0,07	0,23	0,31	0,27
0	-0,06	0,28	-0,06	0,28	-0,31	0,17	-0,31	0,17	-0,02	0,15
1	0,06	0,21	0,06	0,21	0,11	0,23	0,11	0,23	0,17	0,08
2	0,15	0,38	0,14	0,37	0,13	0,44	0,13	0,45	0,15	0,11
3	0,09	0,30	0,07	0,26	0,47	0,65	0,48	0,67	0,12	0,03
4	0,14	0,31	0,16	0,32	-0,31	-0,20	-0,30	-0,18	0,10	-0,03
5	0,11	0,36	0,14	0,38	-0,32	-0,22	-0,32	-0,19	0,02	-0,06
6	0,22	0,37	0,19	0,31	0,22	0,49	0,24	0,53	0,03	-0,08
7	0,35	0,47	0,31	0,39	0,30	0,61	0,34	0,67	-0,02	0,04
8	0,28	0,42	0,24	0,35	0,26	0,45	0,31	0,51	-0,06	-0,16

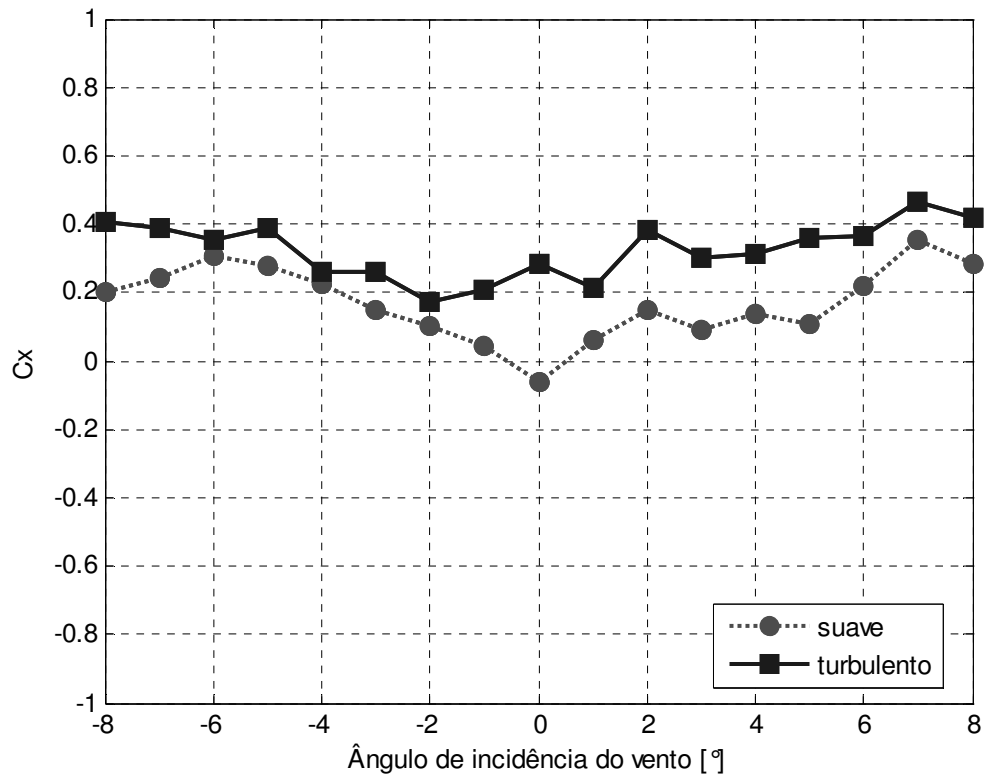


Figura 7.2: Coeficiente de força na direção x (Modelo I)

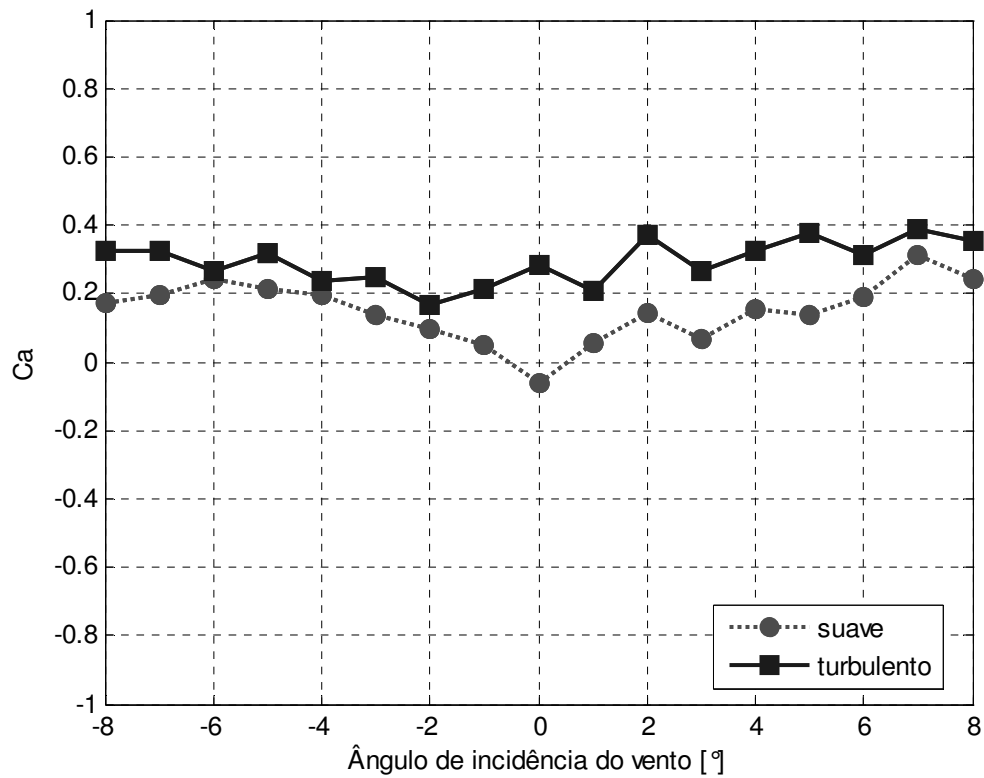


Figura 7.3: Coeficiente de arrasto (Modelo I)

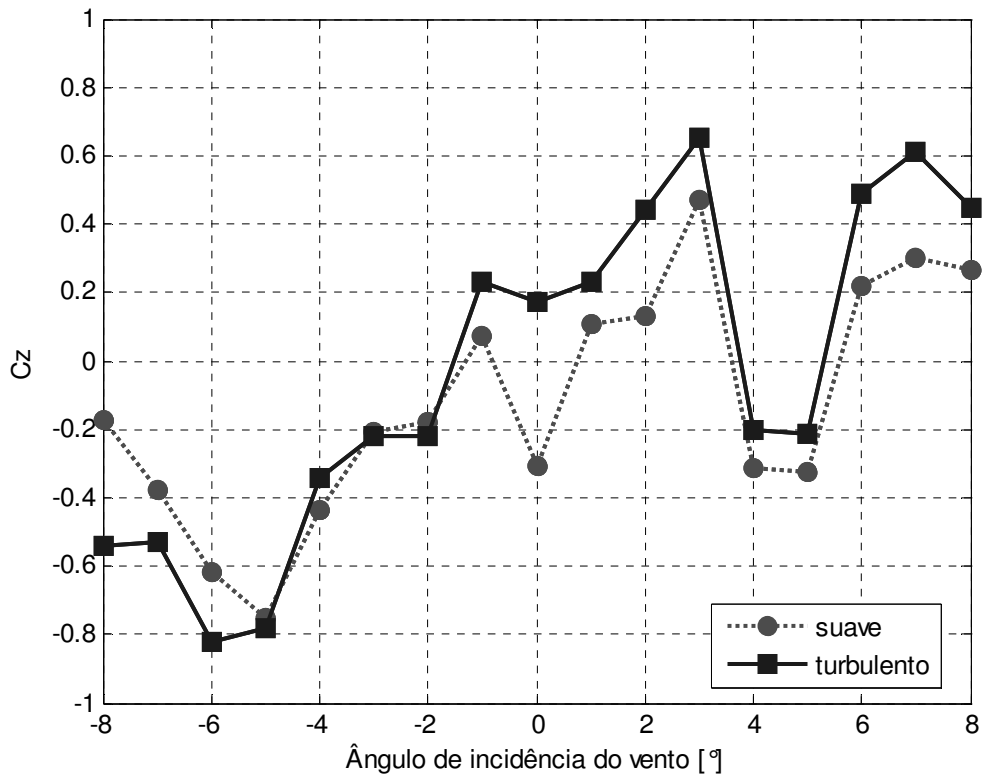


Figura 7.4: Coeficiente força na direção z (Modelo I)

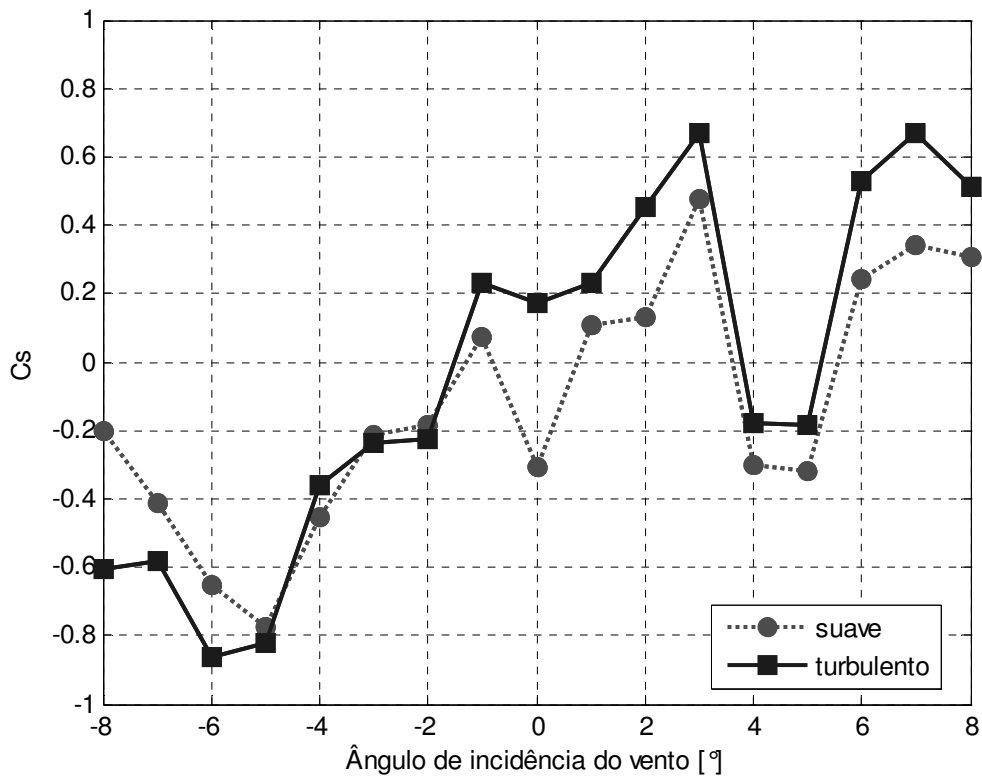


Figura 7.5: Coeficiente de sustentação (Modelo I)

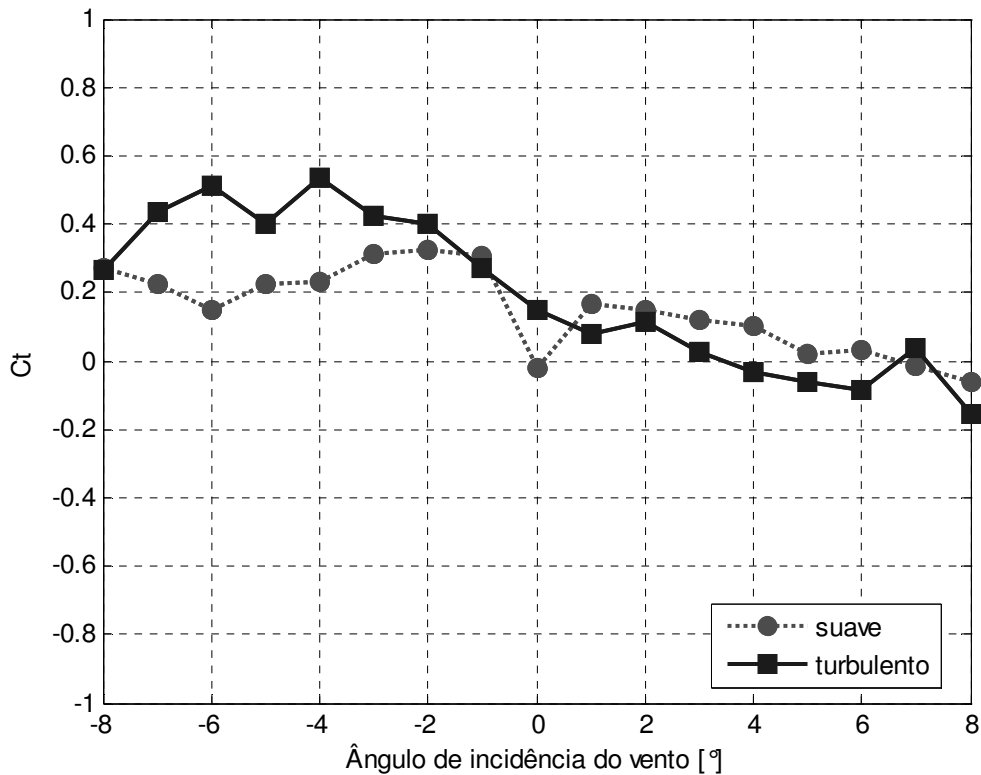


Figura 7.6: Coeficiente de torção (Modelo I)

Os resultados estão, de certa forma, coerentes do ponto de vista aerodinâmico, no entanto, identificou-se algumas inconsistências indicadas a seguir. Para os coeficientes de forças na direção horizontal e, conseqüentemente, de arrasto os valores para o escoamento turbulento são sempre maiores que o do escoamento suave, como esperado. Nos ângulos -5° , -4° , 4° e 5° há uma quebra da continuidade nas curvas do coeficiente de força na direção vertical. Além disso, é notável a discrepância da medida dos coeficientes no ângulo 0° , para o escoamento suave. Para ambos os escoamentos a curva do coeficiente de torção apresenta uma inclinação negativa para os ângulos positivos, o que indica a tendência estabilizadora deste tipo de seção, no que diz respeito à divergência torsional (item 4.2.1). Já para os ângulos negativos, a curva não tem uma inclinação característica, mas observa-se uma tendência à inclinação positiva, o que denota uma instabilidade torsional. Esse comportamento é esperado devido à forma rombuda da seção. Por ser uma seção aberta, quando o vento incide por baixo do modelo (ângulos negativos), a instabilidade torsional é maior.

7.1.2 MODELO II

A Figura 7.7 apresenta a seção do modelo II. Na sequência é apresentada a tabela com os dados obtidos no ensaio, Tabela 7.2, e os gráficos ilustrando estes dados (Figura 7.8 a Figura 7.12).



Figura 7.7: Seção do modelo II

Tabela 7.2: Coeficientes aerodinâmicos (Modelo II)

α [°]	C_x		C_a		C_z		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,40	0,35	0,36	0,29	-0,29	-0,43	-0,35	-0,49	0,15	0,17
-7	0,39	0,50	0,35	0,42	-0,31	-0,65	-0,36	-0,72	0,14	0,27
-6	0,37	0,46	0,33	0,39	-0,32	-0,64	-0,36	-0,69	0,14	0,27
-5	0,33	0,41	0,30	0,36	-0,35	-0,56	-0,38	-0,59	0,15	0,31
-4	0,31	0,37	0,29	0,34	-0,33	-0,48	-0,35	-0,51	0,17	0,32
-3	0,27	0,32	0,25	0,30	-0,32	-0,34	-0,33	-0,36	0,19	0,33
-2	0,24	0,28	0,23	0,28	-0,29	-0,22	-0,30	-0,23	0,23	0,32
-1	0,20	0,29	0,20	0,28	-0,22	-0,06	-0,22	-0,06	0,26	0,28
0	0,15	0,43	0,15	0,43	-0,45	0,09	-0,45	0,09	-0,01	0,37
1	0,19	0,27	0,19	0,27	-0,02	0,15	-0,01	0,15	0,27	0,22
2	0,22	0,26	0,21	0,25	0,06	0,22	0,07	0,23	0,26	0,22
3	0,22	0,31	0,21	0,29	0,12	0,29	0,13	0,30	0,25	0,17
4	0,27	0,34	0,25	0,31	0,18	0,33	0,20	0,35	0,21	0,14
5	0,25	0,36	0,23	0,32	0,21	0,39	0,23	0,43	0,17	0,11
6	0,30	0,37	0,27	0,32	0,27	0,41	0,31	0,45	0,13	0,09
7	0,29	0,43	0,25	0,37	0,28	0,47	0,32	0,52	0,06	0,07
8	0,37	0,45	0,32	0,38	0,38	0,49	0,43	0,56	0,07	0,03

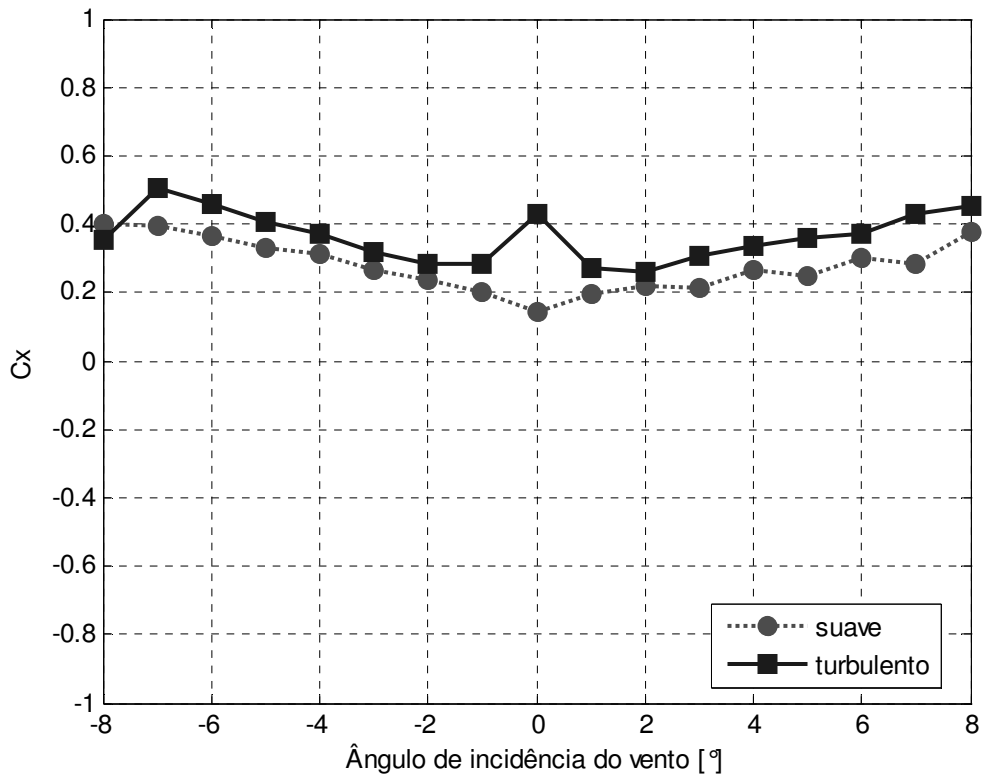


Figura 7.8: Coeficiente de força na direção x (Modelo II)

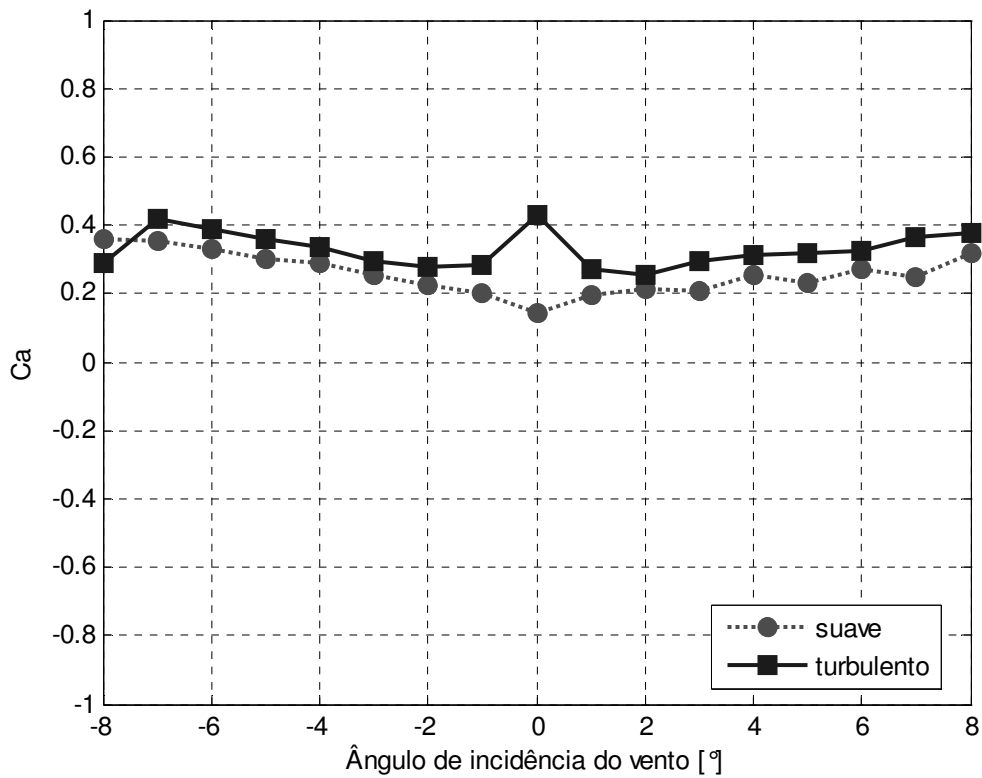


Figura 7.9: Coeficiente de arrasto (Modelo II)

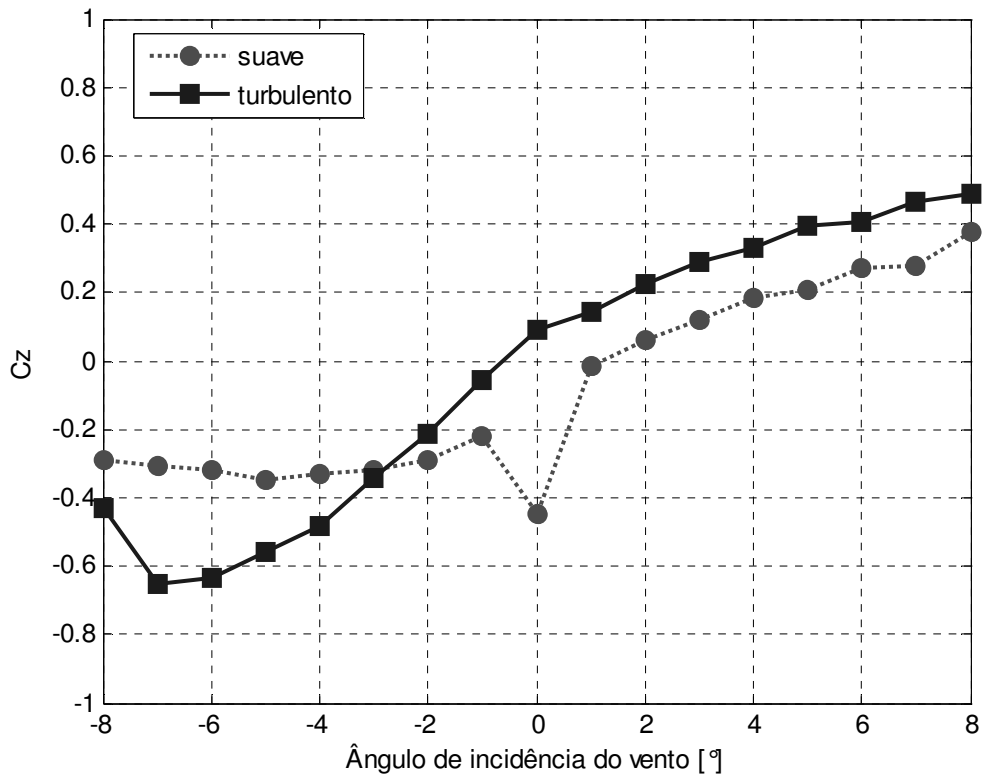


Figura 7.10: Coeficiente de força na direção z (Modelo II)

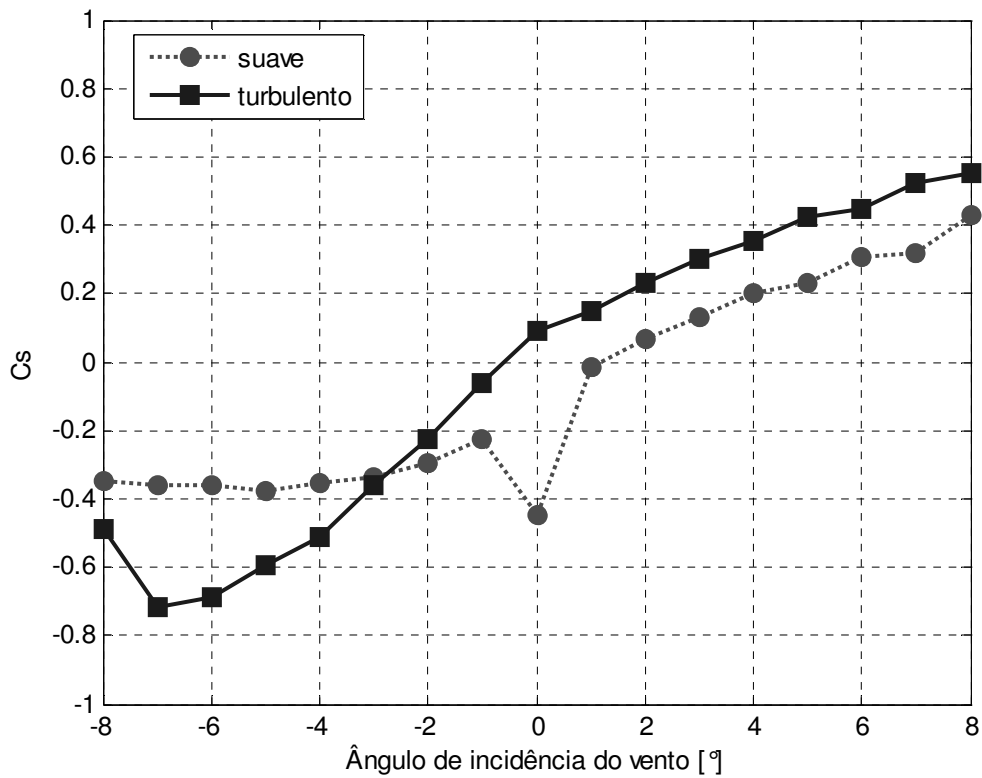


Figura 7.11: Coeficiente de sustentação (Modelo II)

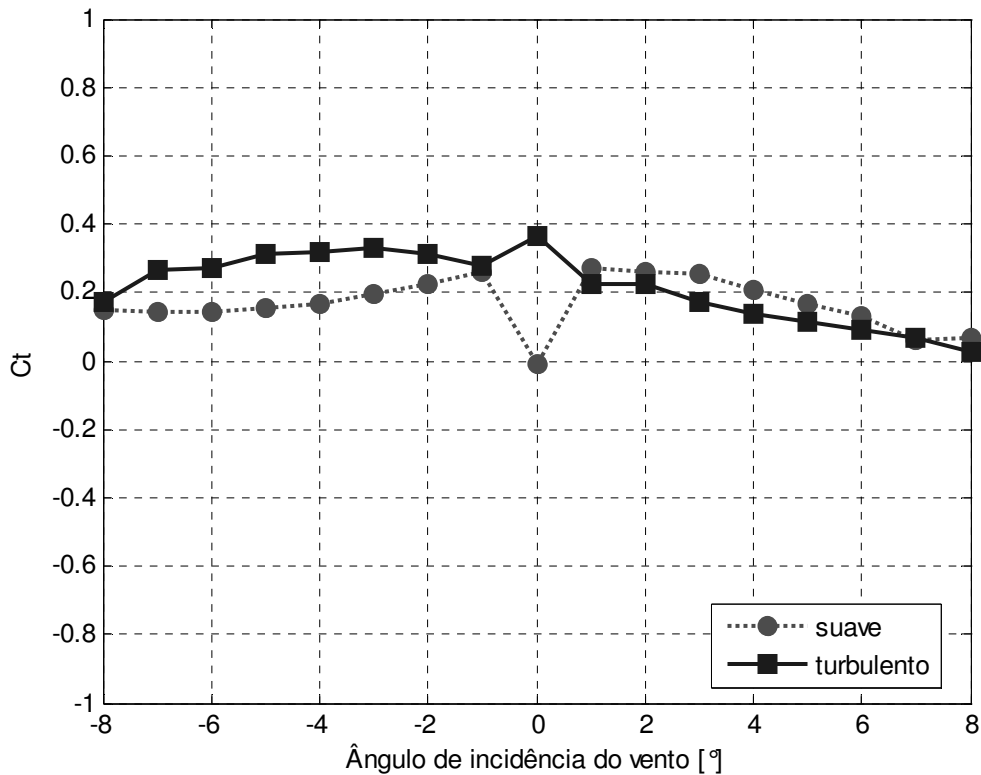


Figura 7.12: Coeficiente de torção (Modelo II)

Os resultados estão, de certa forma, coerentes do ponto de vista aerodinâmico, no entanto, identificou-se algumas inconsistências indicadas a seguir. É esperado que os valores dos coeficientes para o escoamento turbulento sejam maiores que os do suave. Para os coeficientes de forças na direção horizontal e, conseqüentemente, de arrasto os valores para o escoamento turbulento são maiores que o do escoamento suave, exceção apenas para o ângulo -8° , no qual há uma inversão. Para os coeficientes de forças de sustentação, os valores para o escoamento turbulento são menores, em valores absolutos, que o do escoamento suave entre o ângulo -3° e o zero, e depois há uma inversão. Neste modelo também há uma aparente incoerência das medidas observadas para o ângulo 0° , tanto no escoamento suave quanto no turbulento. Para ambos os escoamentos a curva do coeficiente de torção apresenta uma inclinação negativa para os ângulos positivos, o que indica a tendência estabilizadora deste tipo de seção, no que diz respeito à divergência torsional (item 4.2.1). Já para os ângulos negativos, a curva não tem uma inclinação predominante, mas observa-se uma tendência à inclinação positiva, o que denota uma instabilidade torsional. Os valores dos coeficientes do modelo II apresentam um comportamento mais contínuo em relação ao modelo I, com exceção da discrepância no ângulo 0° . A diminuição do número de vigas longarinas, em relação ao modelo I faz com que o modelo seja menos rombudo, ou seja, há diminuição dos coeficientes aerodinâmicos.

7.1.3 MODELO III

A Figura 7.13 apresenta a seção do modelo III. Na sequência é apresentada a tabela com os dados obtidos no ensaio, Tabela 7.3, e os gráficos ilustrando estes dados (Figura 7.14 a Figura 7.18).



Figura 7.13: Seção do modelo III

Tabela 7.3: Coeficientes aerodinâmicos (Modelo III)

α [°]	C_x		C_a		C_z		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,41	0,51	0,34	0,40	-0,45	-0,75	-0,51	-0,83	0,10	0,23
-7	0,38	0,48	0,31	0,38	-0,53	-0,77	-0,58	-0,84	0,12	0,24
-6	0,36	0,41	0,30	0,33	-0,52	-0,70	-0,56	-0,74	0,11	0,30
-5	0,30	0,36	0,26	0,31	-0,49	-0,62	-0,51	-0,65	0,12	0,28
-4	0,28	0,33	0,24	0,29	-0,46	-0,54	-0,48	-0,56	0,13	0,31
-3	0,22	0,28	0,21	0,26	-0,13	-0,40	-0,14	-0,42	0,15	0,27
-2	0,20	0,26	0,19	0,25	-0,27	-0,26	-0,27	-0,27	0,18	0,24
-1	0,14	0,00	0,14	0,00	-0,12	0,04	-0,12	0,04	0,22	0,00
0	-0,03	0,24	-0,03	0,24	-0,29	0,15	-0,29	0,15	-0,02	0,13
1	0,19	0,26	0,19	0,25	-0,06	0,04	-0,06	0,04	0,21	0,09
2	0,22	0,27	0,22	0,25	0,21	0,36	0,22	0,37	0,19	0,05
3	0,23	0,29	0,22	0,27	0,22	0,49	0,23	0,51	0,20	0,05
4	0,27	0,33	0,25	0,28	0,23	0,57	0,25	0,60	0,19	0,00
5	0,26	0,37	0,25	0,33	0,15	0,47	0,17	0,51	0,14	0,02
6	0,33	0,41	0,31	0,37	0,21	0,37	0,25	0,41	0,11	0,00
7	0,32	0,44	0,28	0,37	0,34	0,55	0,38	0,61	0,05	-0,03
8	0,41	0,52	0,33	0,41	0,49	0,71	0,55	0,79	0,06	0,01

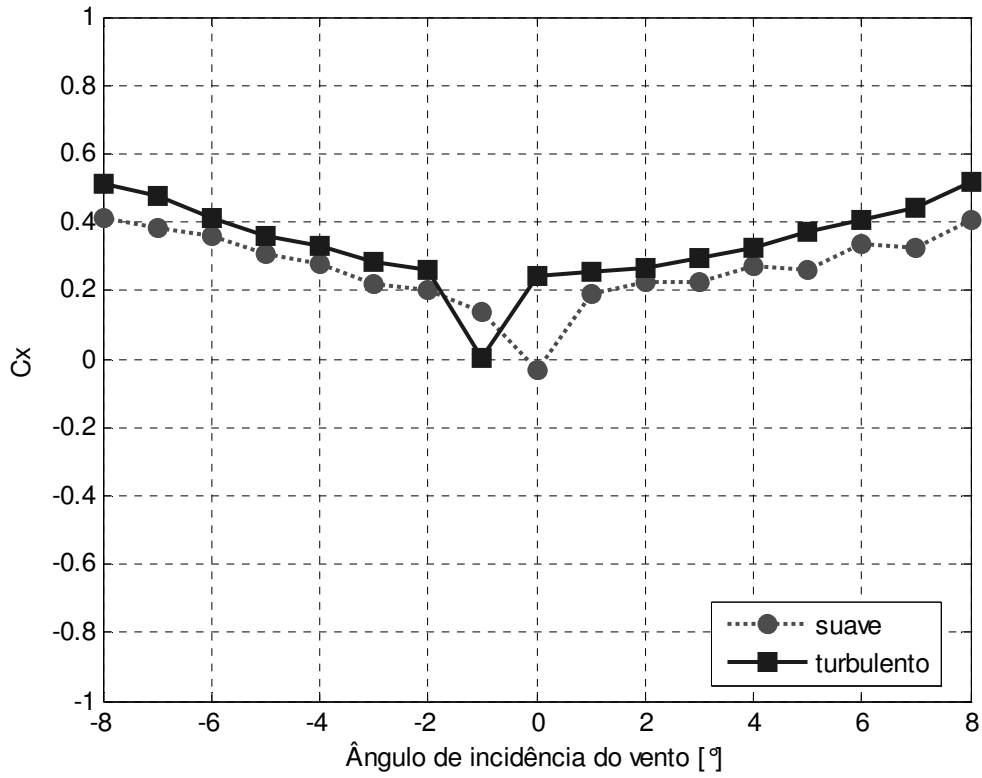


Figura 7.14: Coeficiente de força na direção x (Modelo III)

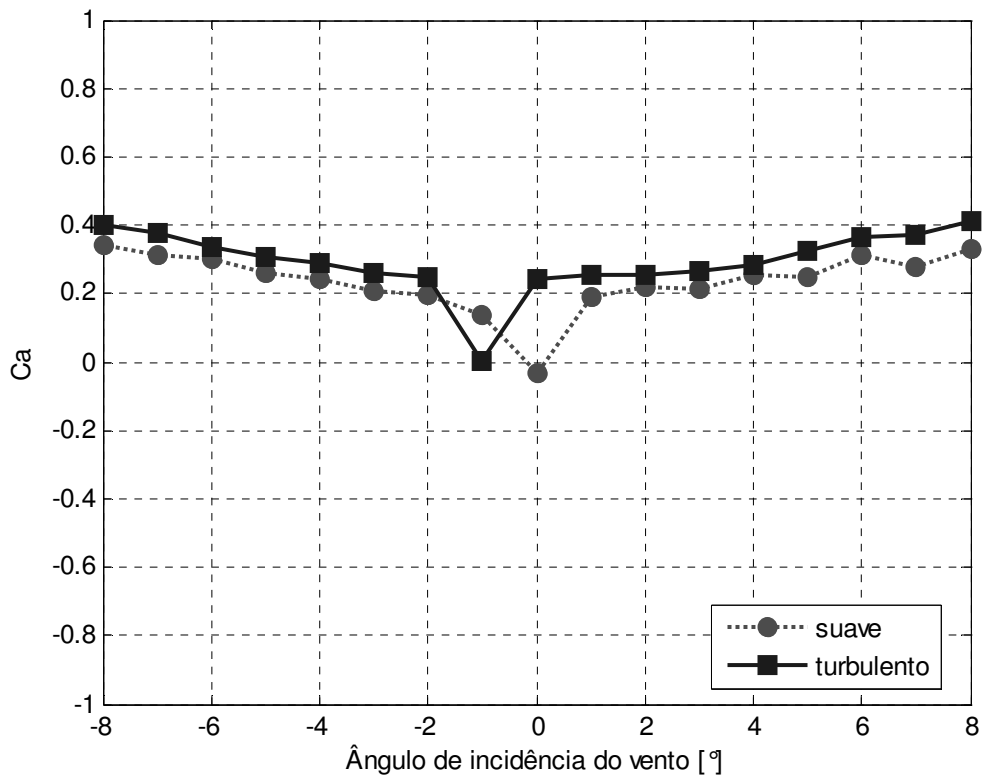


Figura 7.15: Coeficiente de arrasto (Modelo III)

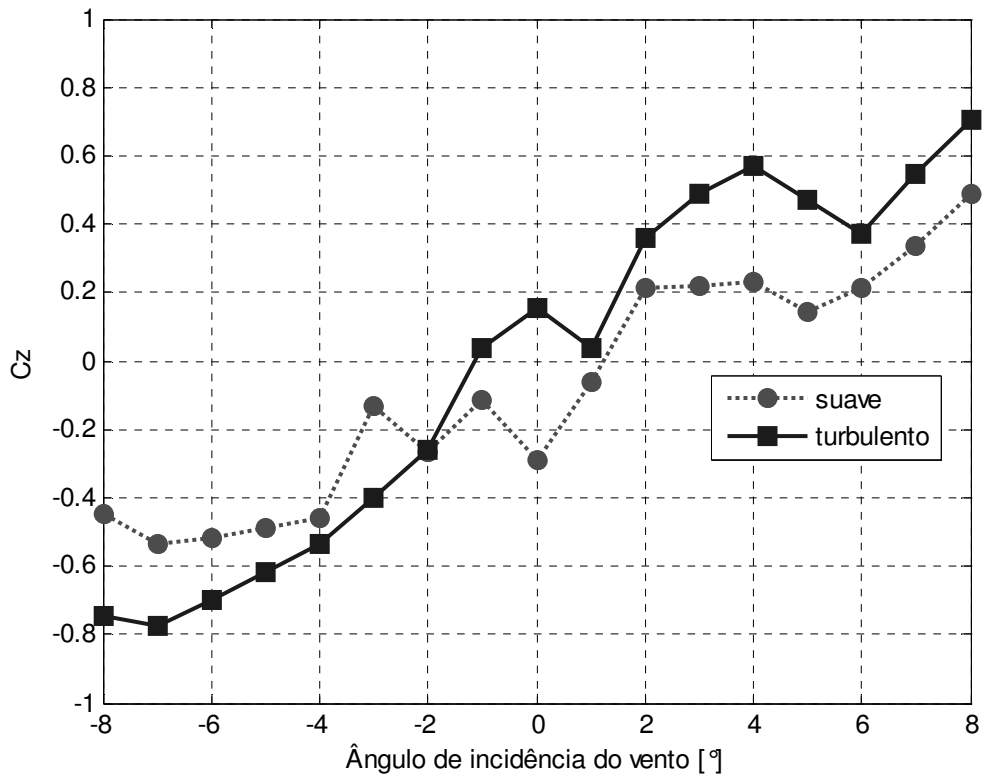


Figura 7.16: Coeficiente de força na direção z (Modelo III)

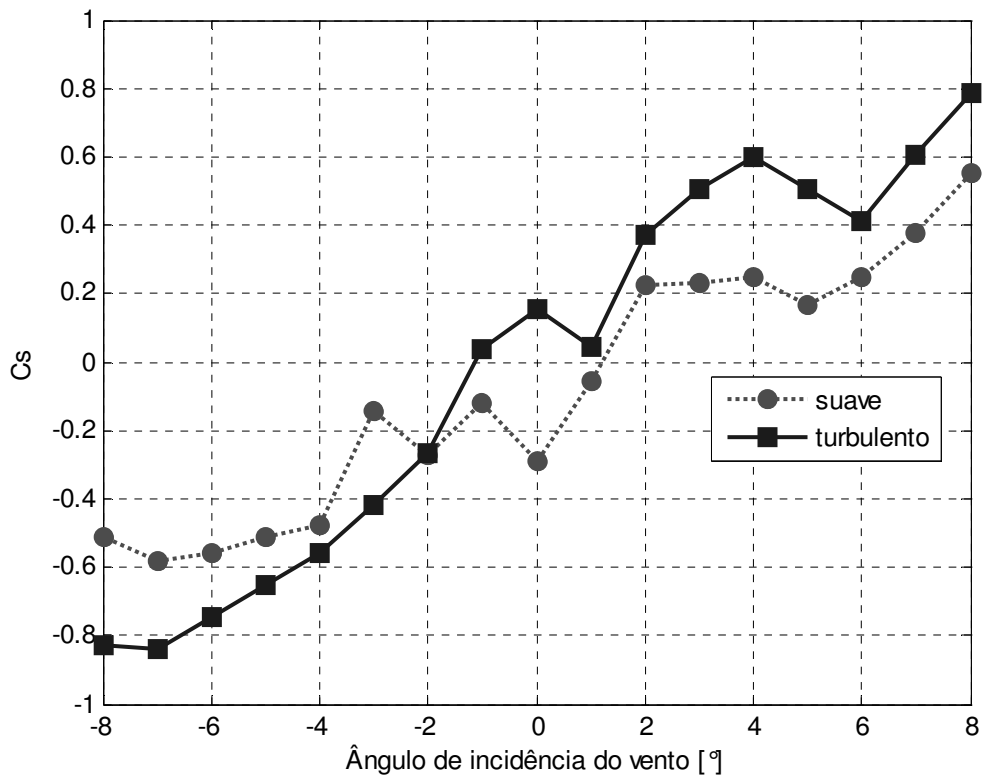


Figura 7.17: Coeficiente de sustentação (Modelo III)

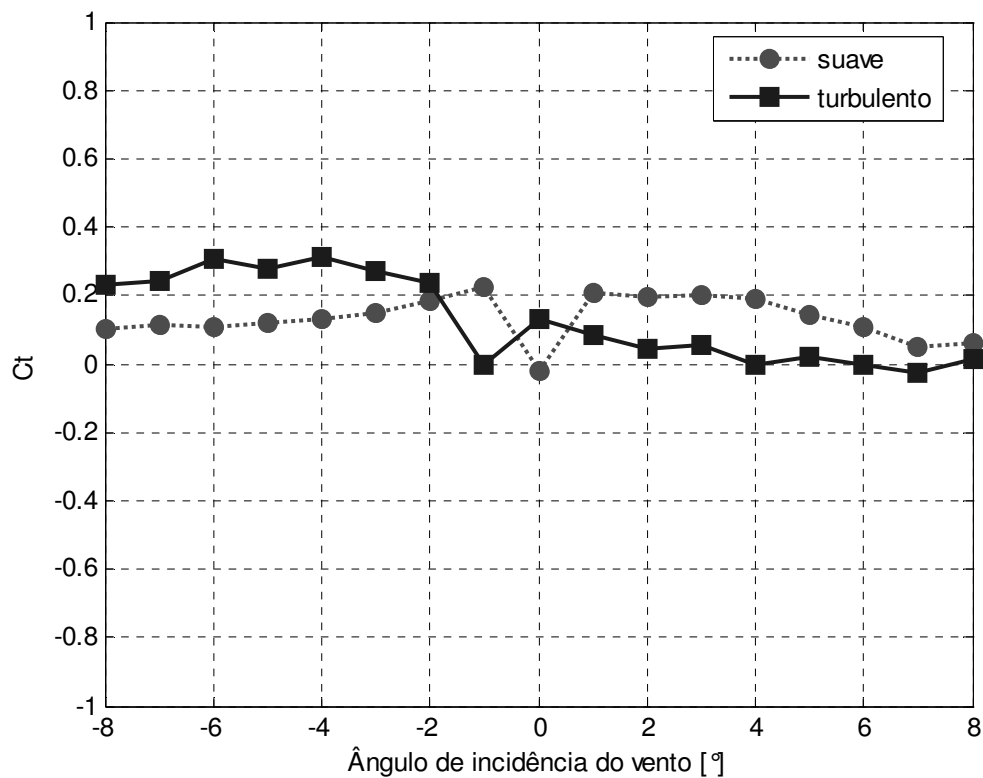


Figura 7.18: Coeficiente de torção (Modelo III)

Os resultados estão, de certa forma, coerentes do ponto de vista aerodinâmico, no entanto, identificou-se algumas inconsistências indicadas a seguir. Para os coeficientes de forças na direção horizontal e, conseqüentemente, de arrasto os valores para o escoamento turbulento são maiores que o do escoamento suave, exceção apenas para o ângulo -1° , no qual é observada certa incongruência. Notam-se também uma descontinuidade nas medidas do ângulo 0° . Em valores absolutos, na maior parte dos dados o coeficiente de força na direção x e z e os coeficientes de arrasto e de sustentação são maiores para o escoamento turbulento que o suave. A curva dos coeficientes de sustentação não apresenta uma forma contínua. A curva dos coeficientes de torção tem o mesmo comportamento do modelo II. Entretanto, os valores dos coeficientes do modelo III, para ângulos negativos, são menores do que os do modelo II.

7.1.4 MODELO IV

A Figura 7.19 apresenta a seção do modelo IV. Na sequência é apresentada a tabela com os dados obtidos no ensaio, Tabela 7.3, e os gráficos ilustrando estes dados (Figura 7.20 a Figura 7.24).

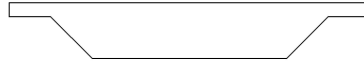


Figura 7.19: Seção do modelo IV

Tabela 7.4: Coeficientes aerodinâmicos (Modelos IV)

α [°]	C_x		C_a		C_z		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,32	0,38	0,27	0,28	-0,38	-0,64	-0,43	-0,70	0,44	0,66
-7	0,30	0,32	0,25	0,24	-0,39	-0,63	-0,43	-0,68	0,47	0,71
-6	0,28	0,30	0,23	0,23	-0,42	-0,62	-0,46	-0,66	0,44	0,69
-5	0,24	0,25	0,20	0,20	-0,45	-0,57	-0,47	-0,60	0,43	0,68
-4	0,21	0,21	0,18	0,17	-0,43	-0,48	-0,45	-0,49	0,44	0,62
-3	0,16	0,16	0,14	0,14	-0,38	-0,33	-0,39	-0,34	0,46	0,56
-2	0,13	0,13	0,12	0,13	-0,29	-0,19	-0,29	-0,20	0,47	0,48
-1	0,11	0,11	0,11	0,11	-0,12	-0,05	-0,12	-0,05	0,41	0,35
0	0,11	0,11	0,11	0,11	0,07	0,09	0,07	0,09	0,26	0,18
1	0,10	0,11	0,10	0,10	0,24	0,15	0,24	0,15	0,19	0,14
2	0,12	0,12	0,11	0,11	0,27	0,39	0,28	0,40	0,07	0,03
3	0,14	0,14	0,12	0,12	0,35	0,52	0,36	0,53	-0,05	-0,08
4	0,15	0,15	0,13	0,12	0,36	0,44	0,37	0,45	-0,11	-0,14
5	0,18	0,19	0,13	0,14	0,62	0,64	0,64	0,66	-0,17	-0,20
6	0,21	0,23	0,14	0,15	0,68	0,70	0,71	0,73	-0,25	-0,27
7	0,24	0,25	0,14	0,15	0,77	0,79	0,80	0,83	-0,30	-0,32
8	0,27	0,28	0,15	0,17	0,84	0,82	0,89	0,87	-0,37	-0,38

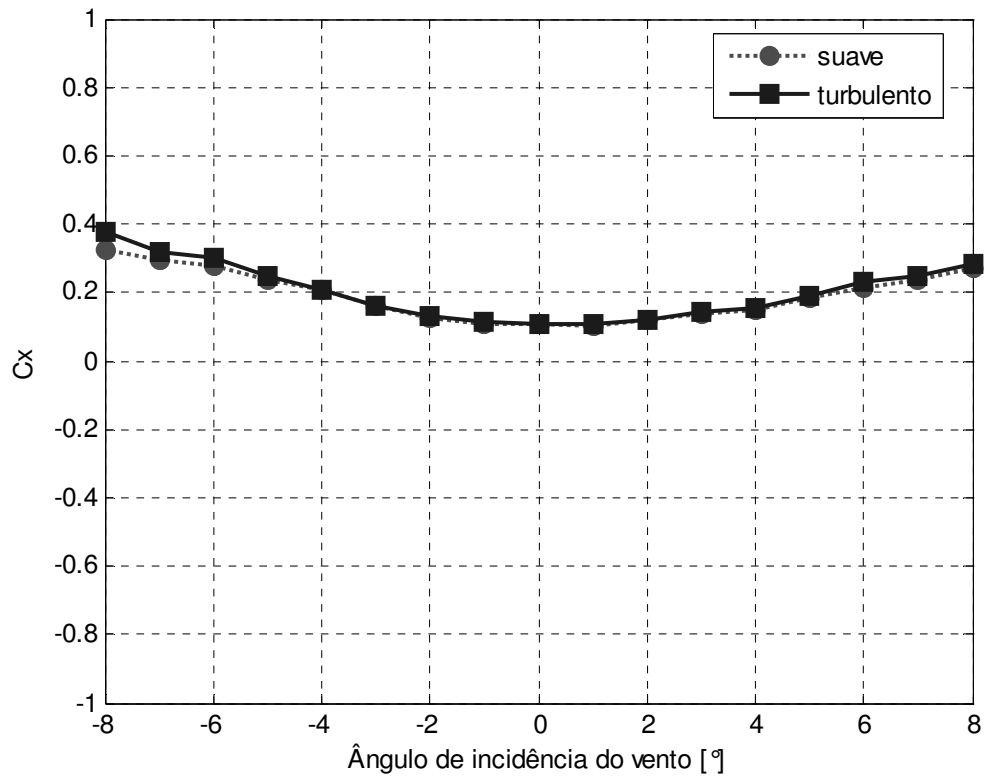


Figura 7.20: Coeficiente de força na direção x (Modelo IV)

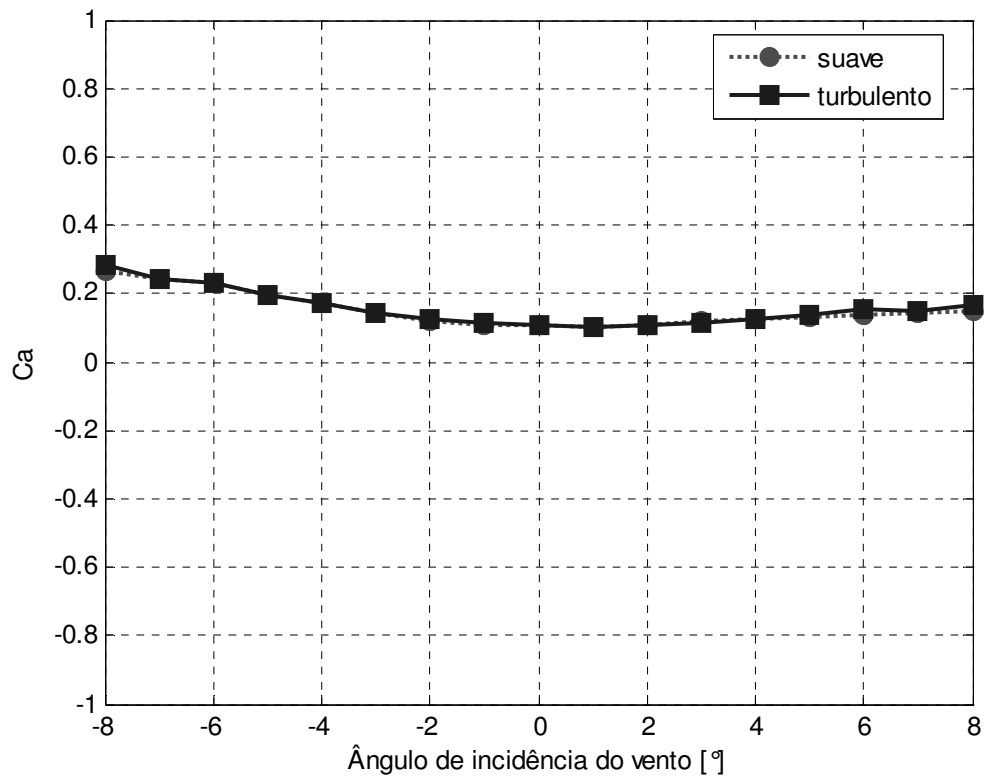


Figura 7.21: Coeficiente de arrasto (Modelo IV)

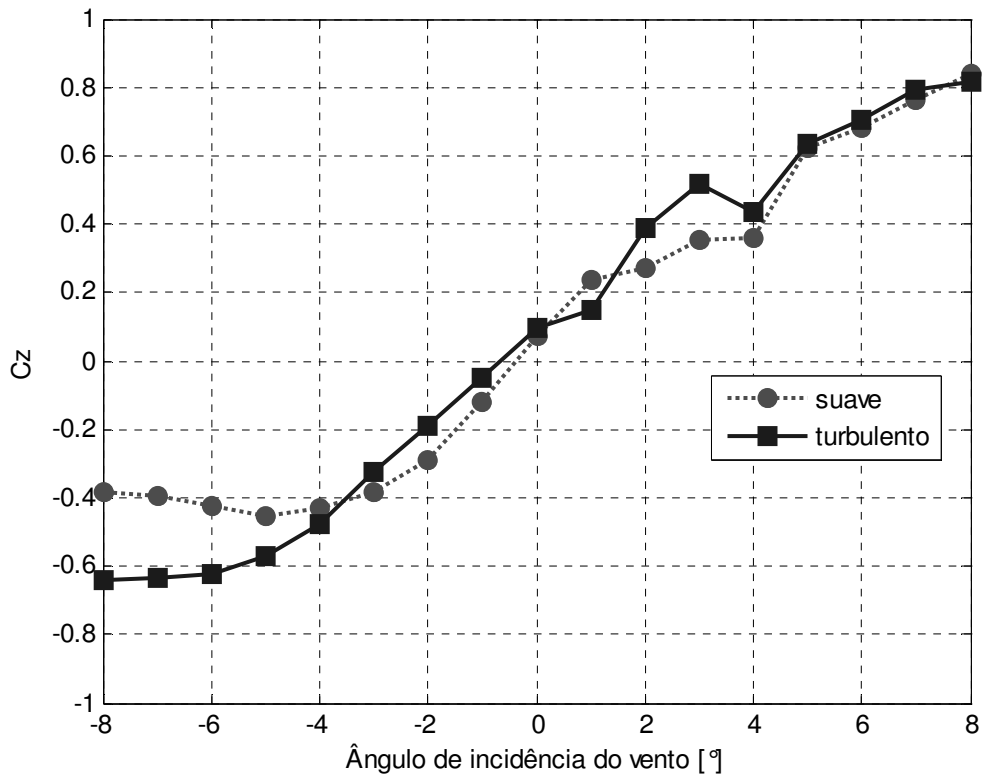


Figura 7.22: Coeficiente de força na direção z (Modelo IV)

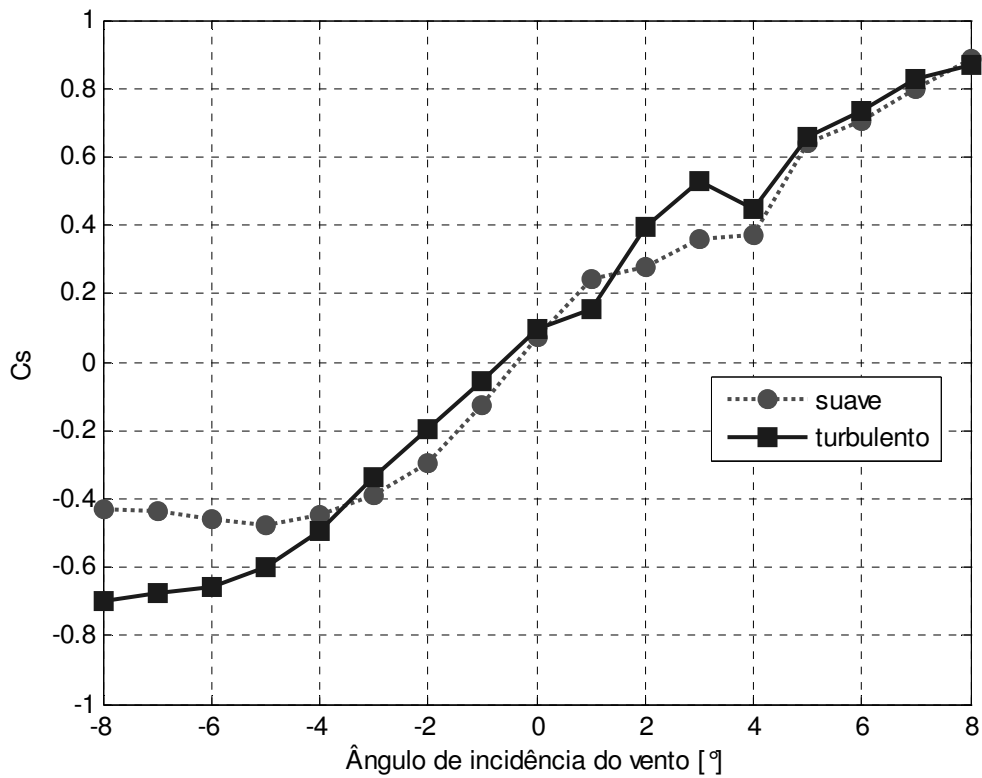


Figura 7.23: Coeficiente de sustentação (Modelo IV)

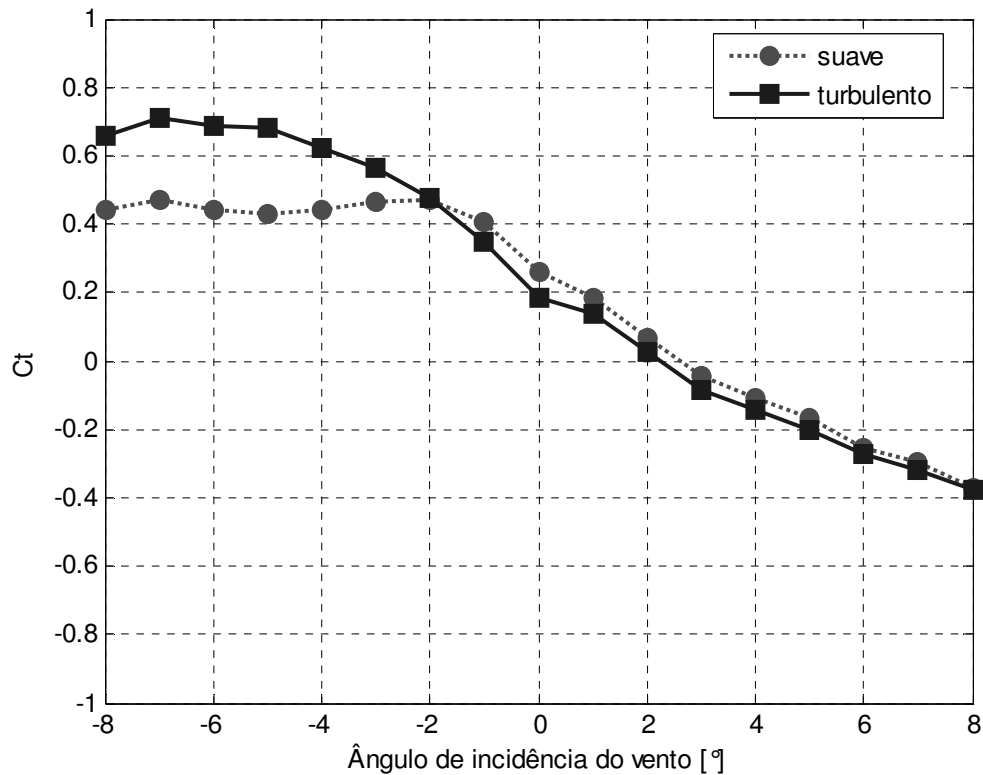


Figura 7.24: Coeficiente de torção (Modelo IV)

Os resultados estão, de certa forma, coerentes do ponto de vista aerodinâmico, no entanto, identificou-se algumas inconsistências indicadas a seguir. Para os coeficientes de forças na direção horizontal e, conseqüentemente, de arrasto os valores para o escoamento turbulento são sempre maiores que o do escoamento suave.. Os coeficientes de força na direção vertical e dos coeficientes de sustentação são maiores, em valores absolutos, para o escoamento turbulento, na maioria dos pontos. A curva dos coeficientes de torção apresenta inclinação predominantemente negativa, o que sugere uma maior estabilidade em relação à divergência torsional. Esse comportamento já era esperado por causa do formato mais aerodinâmico da seção, em relação aos outros modelos.

7.1.5 MODELO V

A Figura 7.25 apresenta a seção do modelo V. Na sequência é apresentada a tabela com os dados obtidos no ensaio, Tabela 7.5, e os gráficos ilustrando estes dados (Figura 7.26 a Figura 7.30).



Figura 7.25: Seção do modelo V

Tabela 7.5: Coeficientes aerodinâmicos (Modelo V)

α [°]	C_x		C_a		C_z		C_s		C_t	
	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.	suave	turb.
-8	0,23	0,29	0,19	0,21	-0,26	-0,54	-0,29	-0,58	0,30	0,45
-7	0,19	0,23	0,15	0,17	-0,33	-0,52	-0,35	-0,55	0,29	0,45
-6	0,21	0,21	0,17	0,17	-0,37	-0,39	-0,39	-0,42	0,32	0,48
-5	0,17	0,17	0,14	0,13	-0,41	-0,42	-0,43	-0,44	0,30	0,46
-4	0,15	0,13	0,12	0,11	-0,43	-0,33	-0,44	-0,34	0,32	0,40
-3	0,09	0,07	0,07	0,06	-0,33	-0,14	-0,33	-0,14	0,42	0,43
-2	0,10	0,07	0,09	0,07	-0,35	-0,08	-0,35	-0,08	0,40	0,36
-1	0,12	0,10	0,11	0,10	-0,27	0,01	-0,27	0,01	0,39	0,31
0	0,17	0,10	0,17	0,10	-0,60	0,03	-0,60	0,03	-0,02	0,29
1	0,11	0,12	0,11	0,11	-0,09	0,13	-0,09	0,13	0,33	0,26
2	0,13	0,13	0,13	0,13	-0,15	-0,01	-0,14	-0,01	0,33	0,27
3	0,16	0,17	0,16	0,16	-0,02	0,17	-0,01	0,18	-0,12	-0,18
4	0,15	0,17	0,14	0,15	0,10	0,27	0,11	0,28	-0,15	-0,19
5	0,15	0,18	0,14	0,15	0,11	0,29	0,12	0,31	0,18	0,16
6	0,17	0,20	0,15	0,16	0,20	0,36	0,22	0,38	0,13	0,08
7	0,24	0,28	0,20	0,22	0,23	0,45	0,26	0,48	0,10	0,04
8	0,29	0,32	0,18	0,21	0,78	0,75	0,83	0,80	-0,21	-0,16

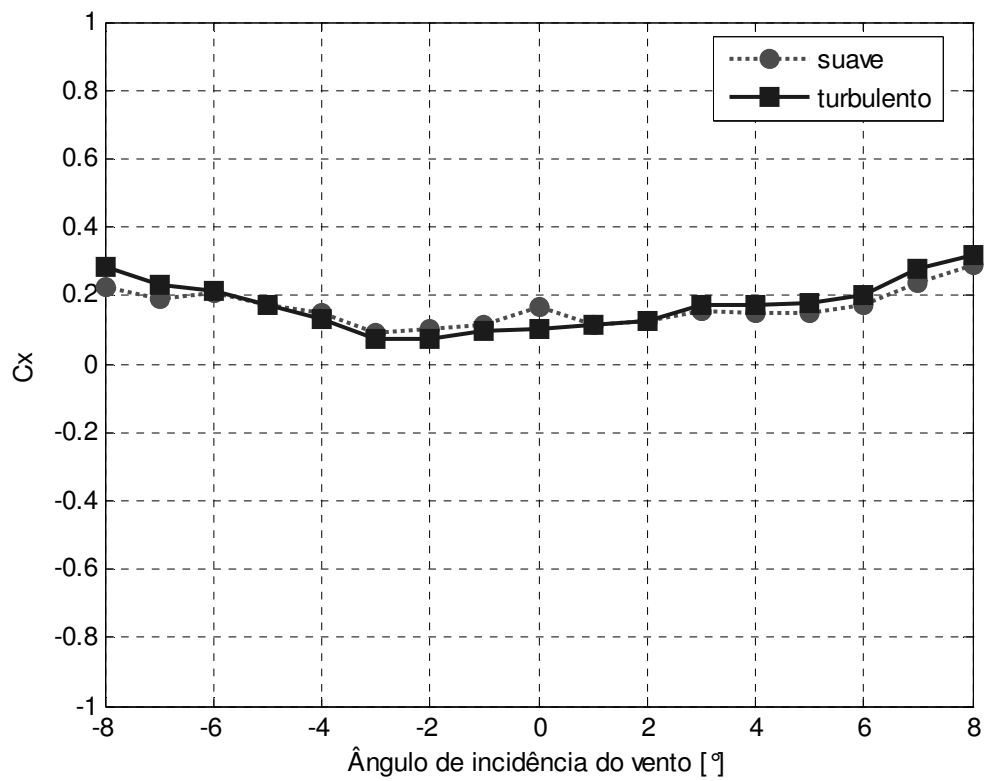


Figura 7.26: Coeficiente de força na direção x (Modelo V)

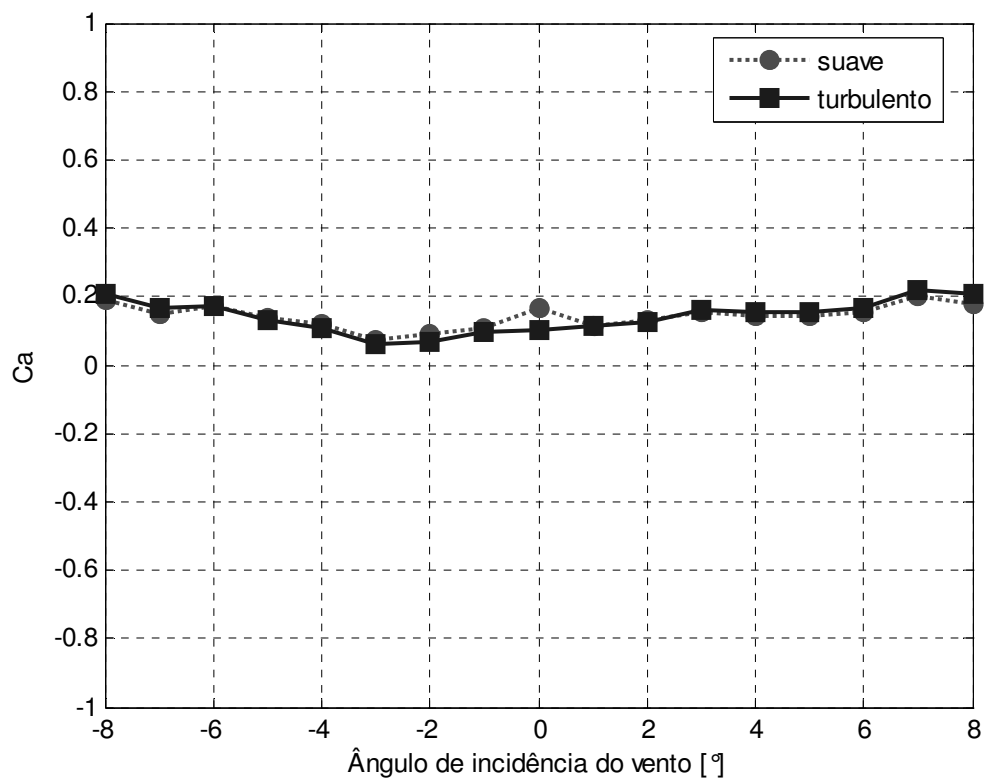


Figura 7.27: Coeficiente de arrasto (Modelo V)

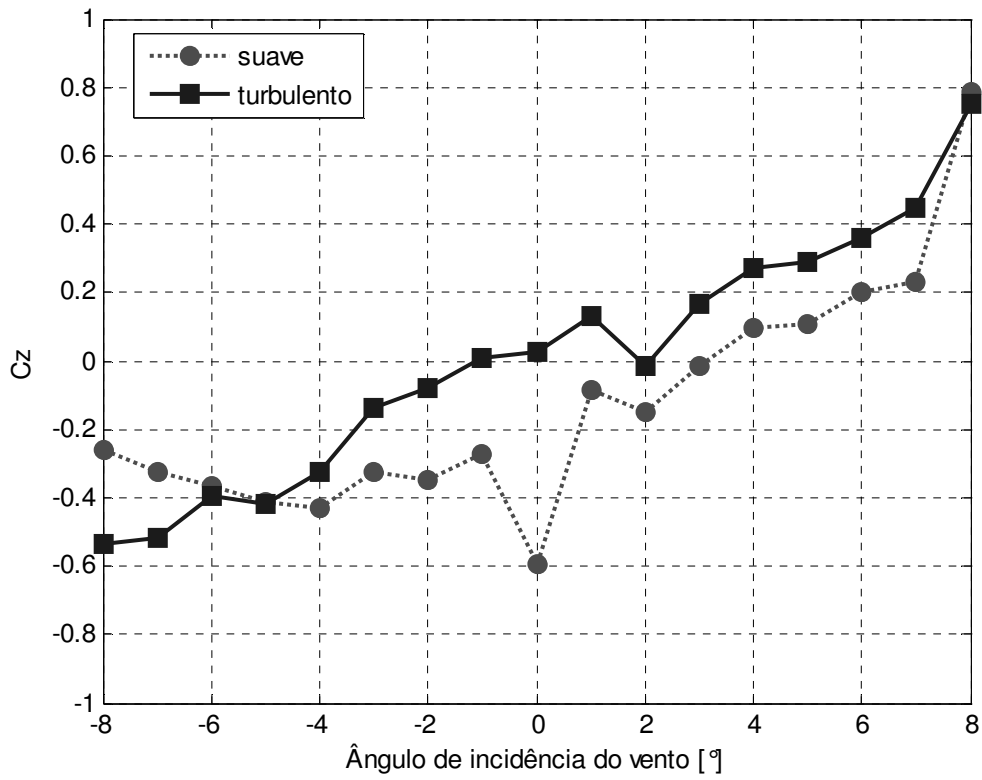


Figura 7.28: Coeficiente de força na direção z (Modelo V)

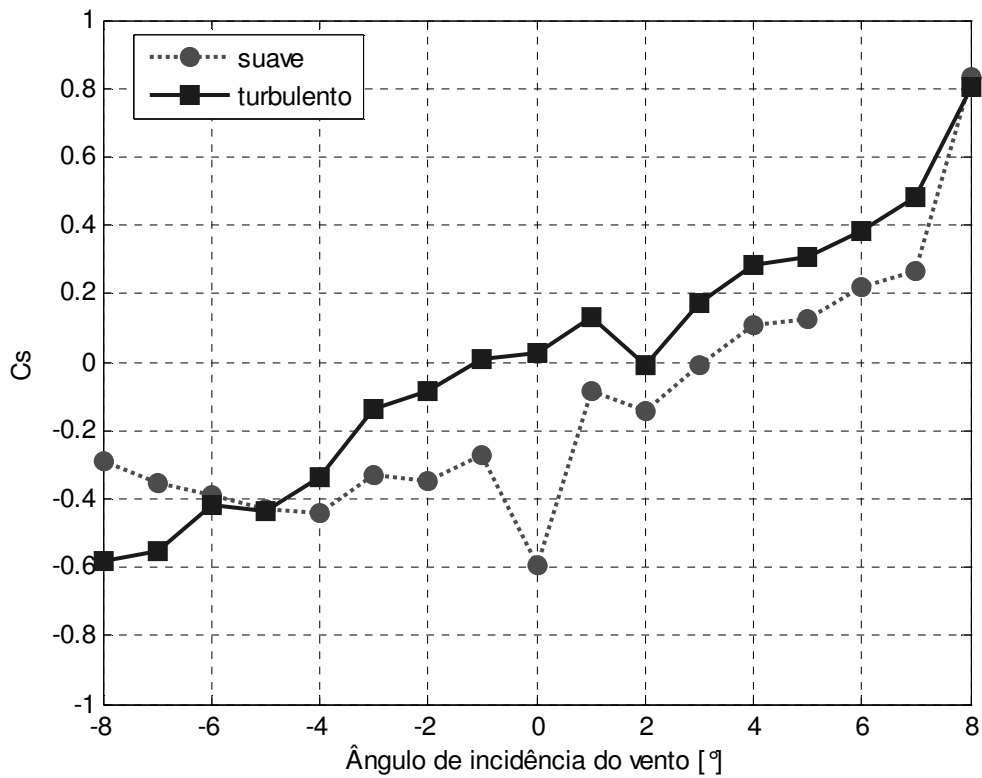


Figura 7.29: Coeficiente de sustentação (Modelo V)

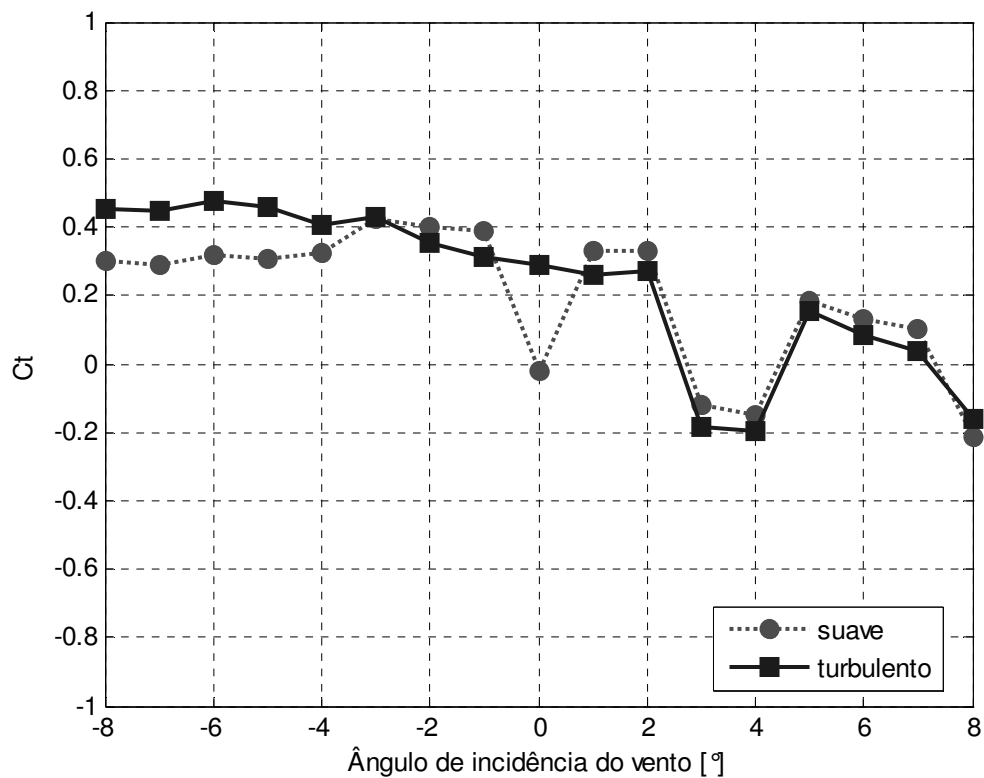


Figura 7.30: Coeficiente de torção (Modelo V)

Os resultados estão, de certa forma, coerentes do ponto de vista aerodinâmico, no entanto, identificou-se algumas inconsistências indicadas a seguir. O comportamento deste modelo é muito semelhante ao do modelo IV, o que já era esperado por suas formas semelhantes. No escoamento suave há uma discrepância nos dados medidos para o ângulo 0° em todos os coeficientes. Os coeficientes de torção do modelo V são menores que os do modelo IV, fenômeno que decorre do fato da forma do modelo V ser mais aerodinâmica que a do modelo IV.

7.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O modelo I, por sua forma rombuda, apresentou muitas alterações nos valores dos seus coeficientes. Com duas longarinas a menos, o modelo II apresentou comportamento mais contínuo. Com um fechamento na parte inferior, entre as longarinas, para o modelo III foram obtidos coeficientes muito semelhantes aos do modelo II. A modificação do formato da seção caixão do modelo III para o IV acarretou numa mudança significativa para os valores dos coeficientes de arrasto e de torção. O coeficiente de arrasto máximo do modelo III foi de 0,41, enquanto que no modelo IV o valor máximo obtido para o arrasto foi de 0,28. Já os coeficientes de sustentação foram muito semelhantes, sendo o máximo do modelo III igual a 0,84 e para o modelo IV, 0,83. Considerando a torção, os coeficientes do modelo IV são, aproximadamente, o dobro do que os do modelo III. Com a mudança geométrica do modelo IV para o modelo V, não houve mudança significativa dos coeficientes de arrasto e de sustentação. No entanto, os valores do coeficiente de torção são da ordem de 30% menores no modelo V.

Em relação aos coeficientes de arrasto, o modelo que apresentou os melhores resultados foi o modelo V. Isso já era esperado, pois sua forma é a mais aerodinâmica das cinco ensaiadas. Na Figura 7.31 estão indicados todos os valores encontrados para C_a , para o ângulo 0° . Todos os modelos apresentarem coeficientes muito semelhantes para a sustentação, com exceção do modelo I, que teve um comportamento descontínuo. No modelo III foram obtidos os menores valores de coeficiente de torção.

O modelo I ensaiado por Limas assemelha-se ao modelo III ensaiado neste estudo. O modelo III é o modelo I de Limas acrescido de uma aba de cada lado. Os coeficientes encontrados são muito próximos, exceto o coeficiente de torção.

O modelo IV estudado por Limas e o modelo IV desta pesquisa também apresentam semelhanças. Contudo, os coeficientes de torção são bem diferentes: por serem espelhados no eixo horizontal, nos ângulos negativos os coeficientes são positivos para o modelo IV ensaiado nesta pesquisa e positivos para o modelo IV de Limas, e vice-versa. Seus valores também diferem bastante, sendo os do modelo IV desenvolvido neste trabalho maiores.

Os valores dos coeficientes de força na direção x , C_x , obtidos nos ensaios são menores do que os coeficientes sugeridos pelo Eurocode, Figura 7.32. A relação B/d para os modelos desenvolvidos neste trabalho é de 6,5. O valor de C_x obtido para essa relação é de 1,3, segundo a Figura 4.7.

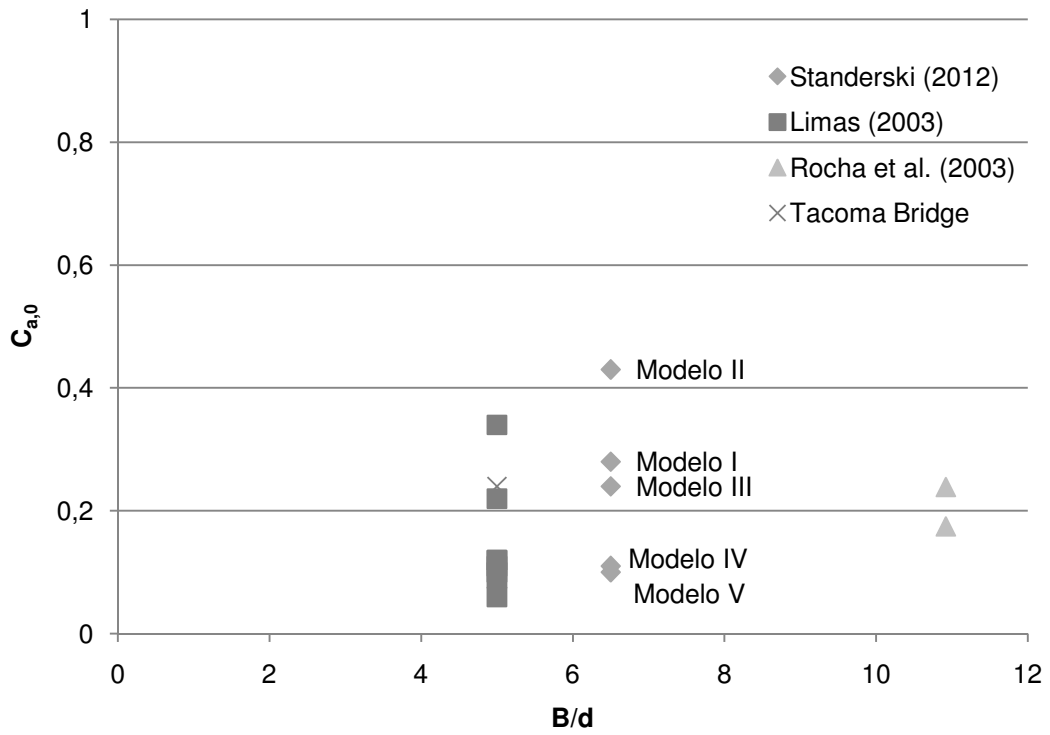


Figura 7.31: Gráfico comparativo para $C_{a,0}$

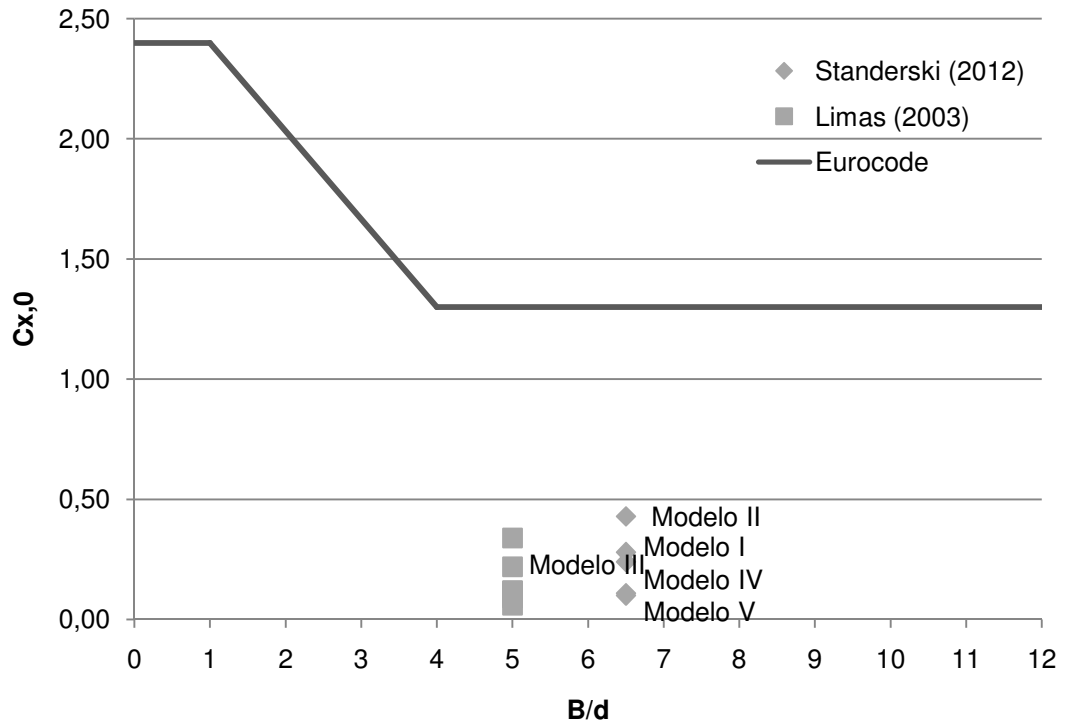


Figura 7.32: Gráfico comparativo para $C_{x,0}$

Já para os valores dos coeficientes de força na direção z , C_z , o valor sugerido pela Norma Europeia é de 0,9. O modelo IV obteve o valor de 0,82, tanto e o modelo III obteve $-0,75$, ambos dentro do intervalo sugerido pela Norma Europeia. Os valores obtidos neste trabalho assim como no de Limas (2003) são comparados com o valor do *Eurocode* na Figura 7.33.

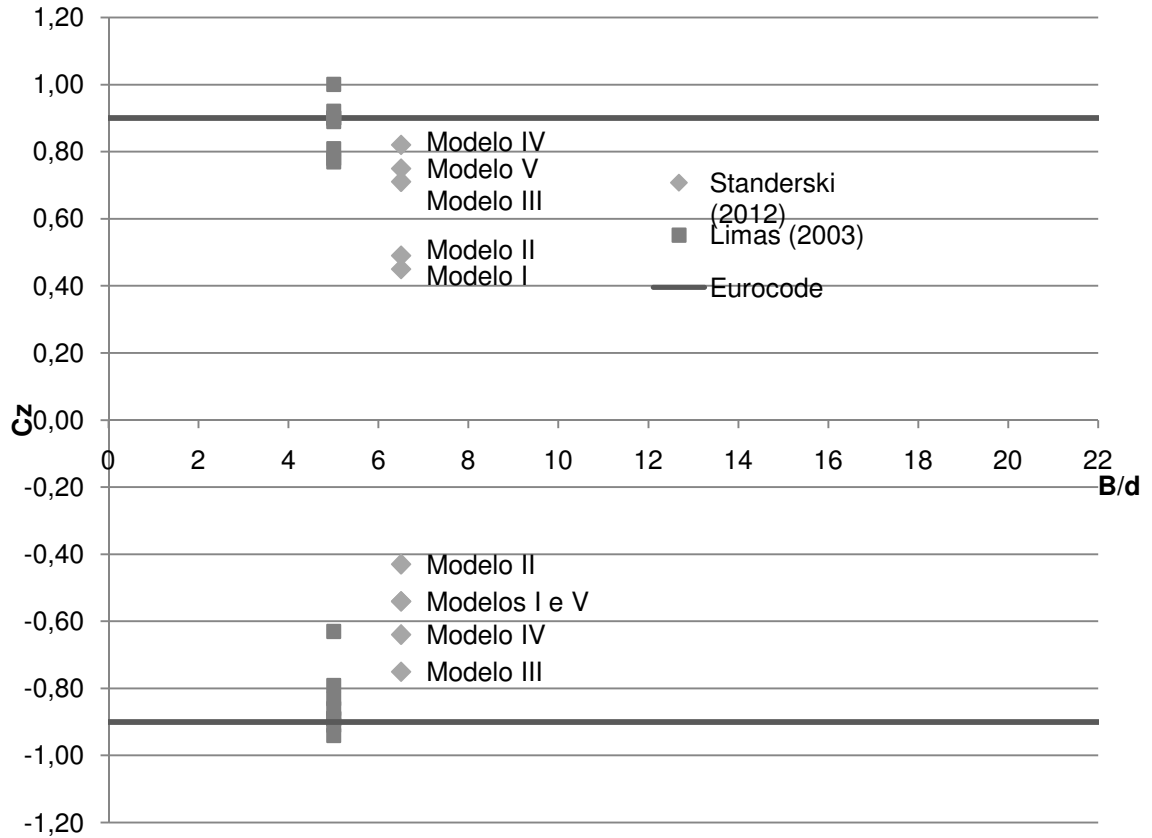


Figura 7.33: Gráfico comparativo para C_z (valores para o ângulo de ataque do vento de 8° e -8°)

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O desenvolvimento deste trabalho envolveu um estudo sobre mecânica dos fluidos, em especial do vento, um levantamento de dados já obtidos na área e ensaios realizados em laboratório. A comparação com dados encontrados na literatura permitiu uma maior abrangência e compreensão dos dados obtidos.

Com base nos dados obtidos, nas comparações realizadas e nas informações levantadas pela pesquisa, observou-se que a utilização da Norma Europeia pode ser adequada e que novas pesquisas podem levar a uma proposta de valores de coeficientes aerodinâmicos para inclusão na Norma Brasileira de vento (NBR 6123, 1988).

8.1 CONCLUSÕES

O governo brasileiro tem apresentado intenções de investir cada vez mais em infraestrutura. O crescimento econômico do país desperta a necessidade de investimento na construção e no melhoramento de vias de comunicação entre cidades, para transporte de bens de consumo e de pessoas. As pontes encurtam distâncias e, certamente, estarão incluídas num plano de crescimento do país, sejam elas rodoviárias ou ferroviárias.

A tendência é vencermos obstáculos cada vez maiores, seja por ambição ou por necessidade. Com isso, teremos estruturas cada vez mais longas e, provavelmente, mais esbeltas e, conseqüentemente, mais suscetíveis à ação do vento.

Os dados apresentados neste estudo poderão ser de grande utilidade na realização de projetos de pontes. Esta pretende uma contribuição à Norma Brasileira que deve ser constantemente atualizada a fim de atender às novas necessidades da engenharia.

Entretanto, é importante fazer a ressalva de que há normas que não são estruturadas da mesma maneira que está sendo proposta e que não necessariamente esta é a maneira mais adequada de abordar os coeficientes aerodinâmicos de seções de tabuleiros de pontes.

A Norma Canadense, por exemplo, não apresenta um esquema de coeficientes aerodinâmicos para diferentes tipos de seções transversais. Nela encontra-se uma lista de

quatro condições; se alguma delas não for satisfeita, é feito um alerta de que a ponte deve ser ensaiada em túnel de vento.

Essa é uma possibilidade válida, considerando-se ser impossível ensaiar todos os tipos existentes de seções transversais de pontes. Mesmo que isso seja feito, novas pontes estarão sempre sendo construídas e projetos inovadores sempre aparecerão, como não poderia deixar de ser. As possibilidades são infinitas e a imaginação humana também não tem limites.

No entanto, com os dados analisados nesta pesquisa, observa-se que os gráficos da Norma Europeia, Figura 8.1 e Figura 8.2, podem ser adaptados e incorporados à NBR-6123: Forças devidas ao vento em edificações. Considerados os dados obtidos, sugere-se uma adaptação do gráfico dos coeficientes de força na direção vertical (z), para um valor máximo de 1. No entanto, ainda é necessário coletar mais dados em laboratório para que se possa confirmar a abrangência dos gráficos.

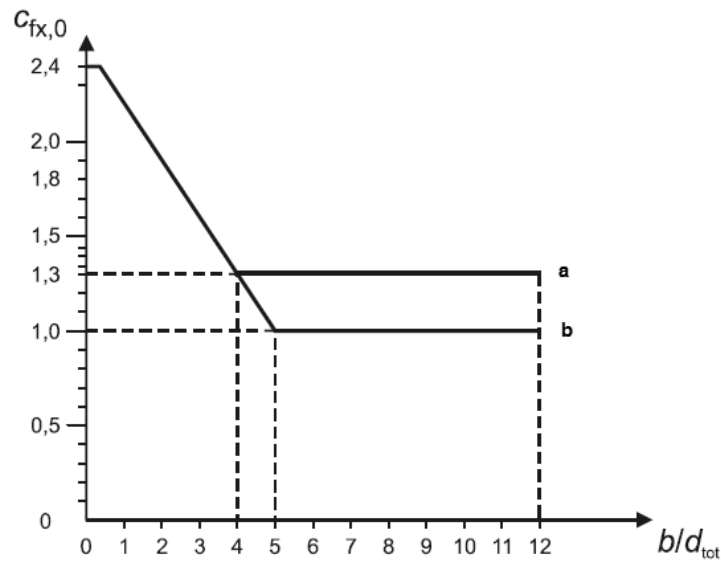


Figura 8.1: Coeficientes de força na direção x (Eurocode)

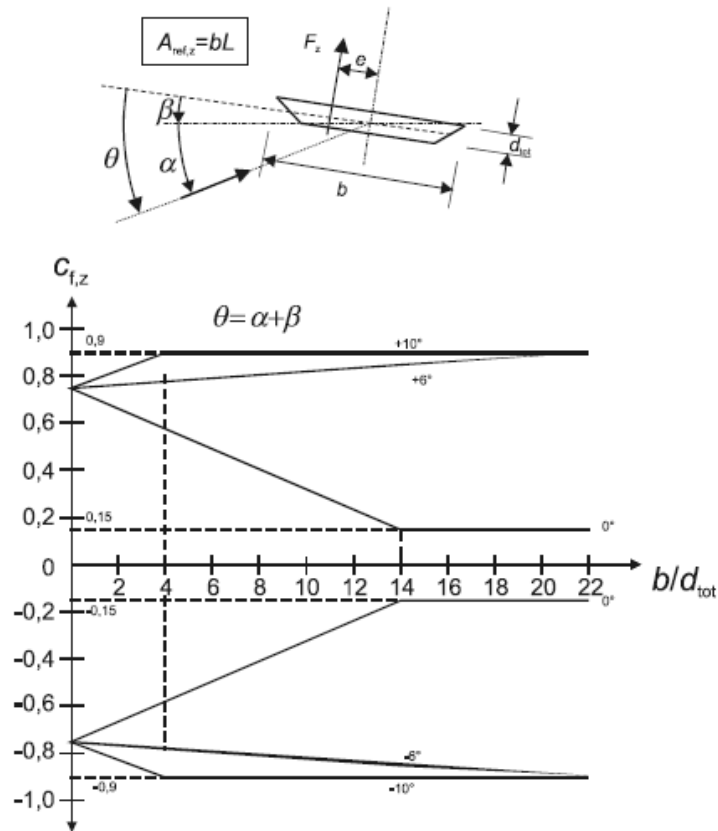


Figura 8.2: Coeficientes de força na direção z (Eurocode)

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ainda há muito para ser explorado no campo de aerodinâmica de pontes. Essa é uma área com demandas constantes, pois sempre haverá configurações novas a serem compreendidas e aplicadas. Este trabalho consiste apenas no âmbito estático, envolvendo a determinação de coeficientes aerodinâmicos para diferentes tipos de seções de pontes para inclusão na Norma Brasileira 6123/88.

Existe a possibilidade de se ensaiar outras formas de seções de tabuleiros e complementar assim os dados aqui apresentados, formando uma bibliografia mais completa e com mais possibilidades de uso. Uma boa complementação seria ensaiar as mesmas seções que foram desenvolvidas neste estudo, porém variando a relação entre a largura e a altura do tabuleiro, B/d .

Outro desenvolvimento possível é o estudo das seções ensaiadas com a inclusão de guarda-rodas e guarda-corpo (curva b , da Figura 8.1). Estes ensaios, quando comparados aos dados aqui apresentados, poderão oferecer uma melhor aplicação em futuros projetos de pontes.

Todas essas sugestões contemplam a parte estática. Há inúmeros estudos sobre a dinâmica de seções de pontes, com dados que também poderiam ser inclusos na Norma Brasileira 6123/88. No item 4.2.2, foram introduzidos os efeitos dinâmicos em tabuleiros de pontes. Cada um deles pode servir como tema de estudo para uma próxima pesquisa.

Concluindo, inúmeras são as possibilidades de temas para trabalhos futuros, seja estudando efeitos estáticos ou dinâmicos da ação do vento em pontes. Esta é uma área muito complexa e rica de possibilidades, podendo ser a contribuição para a complementação da Norma Brasileira um grande estímulo.

REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira das Normas Técnicas. (1988). NBR 6123. *Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2003). NBR 7187. *Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento*.
- BLESSMANN, J. (1995). *O vento na engenharia estrutural*. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS.
- BLESSMANN, J. (1990). *Aerodinâmica das construções*. Porto Alegre: Sagra.
- BLESSMANN, J. (1998). *Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento*. Porto Alegre: Editora da UFRGS.
- BRITO, J. L. (1995). *Formulação dos Efeitos de Interação Fluido Estrutura em Elementos Prismáticos, Visando a Determinação da Instabilidade Dinâmica Devida à Ação do Vento*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, UFRGS, Porto Alegre.
- BROWN, D. J. (1993). *Bridges*. London: Mitchell Bealey.
- DOOLE, S., & CHAMPNEYS, A. (s.d.). *Tacoma Narrows Bridge Disaster*. Acesso em 11 de 04 de 2011, disponível em <http://www.enm.bris.ac.uk/anm/tacoma/tacoma.html>
- EUROCODE 1. (2004). *Actions on structures - General actions- Part 1-4: Wind actions*.
- KING, J. P. (2003). The foundation and the future of wind engineering of long span bridges - the contributions of Alan Davenport. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, pp. 1529-1546.
- LARSEN, A., & WALTHER, J. H. (1997). Aeroelastic Analysis of Bridge Girder Sections Based on Discrete Vortex Simulations. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 67&68*, pp. 253-265.
- LEVY, M., & SALVADORI, M. (1992). *Why buildings fall down: how structures fail*. Norton.
- LIMAS, L. F. (2003). *Determinação das características aerodinâmicas de seções transversais de pontes em túnel de vento*. Dissertação de Mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, UFRGS, Porto Alegre.

LIMAS, L. F., LOREDO-SOUZA, A. M., ROCHA, M. M., & PALUCH, M. J. (s.d.). Determinação das características aerodinâmicas de seções transversais de pontes em túnel de vento.

LOREDO-SOUZA, A. M., SCHETTINI, E. B., & PALUCH, M. J. (2004). Simulação da Camada Limite Atmosférica em Túnel de Vento. In: S. V. Möller, & J. H. Silvestrini (Eds.), *Turbulência* (Vol. 4, pp. 137-164). Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia e Ciências Mecânicas.

MIYATA, T. (2003). Historical view of long-span bridge aerodynamics. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 91 , pp. 1393-1410.

NIETO, F., HERNÁNDEZ, S., & JURADO, J. Á. (2009). Virtual wind tunnel: An alternative approach for the analysis of bridge behaviour under wind effects. *Advances in Engineering Software* , pp. 229-235.

ROCHA, M. M., LOREDO-SOUZA, A. M., PALUCH, M. J., & NUÑEZ, G. J. (2003). Aspectos aerodinâmicos a serem considerados no projeto de pontes estaiadas - estudo de caso: ponte sobre o Rio Guamá.

SACHS, P. (1978). *Wind forces in engineering*. Pergamon Press.

SATO, H. (2003). Wind-resistant design manual for highway bridges in Japan. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* , pp. 1499-1509.

SCHLICHTING, H. (1968). *Boundary-layer theory*. New York: McGraw-Hill.

STUCCHI, F. (1999). PEF 2404 - Pontes e grandes estruturas. São Paulo: Universidade de São Paulo - Escola Politécnica.

XIANG, H. F., CHEN, A. R., & LIN, Z. H. (1998). An introduction to the Chinese wind-resistant design guideline for highway bridges. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* , pp. 903-911.

APÊNDICE A – Dados de pontes do Brasil

PONTE	NOME POPULAR	ESTRUTURA	LOCAL	ANO DE ABERTURA	MAIOR VÃO	COMPRIMENTO TOTAL
Ponte Getúlio Vargas	Ponte do Guaíba	Levadiça	Porto Alegre, RS	1958	58 m	1.100,0 m
Ponte Octávio Frias de Oliveira	Ponte Estaiada	Estaiada	São Paulo, SP	2008	143 m	1.600,0 m
Ponte Estaiada Mestre João Isidoro França	Ponte João Isidoro França	Estaiada	Teresina, PI	2010	160 m	379,0 m
Ponte Pênsil de São Vicente		Suspensa	São Vicente, SP	1914	180 m	180,0 m
Ponte Rio Negro		Estaiada	Manaus, AM	2011	200 m	3.595,0 m
Ponte de Todos – Newton Navarro		Estaiada	Natal, RS	2007	212 m	1.781,6 m
Ponte Juscelino Kubitschek	Ponte JK	Estaiada	Brasília, DF	2002	240 m	1.200,0 m
Ponte Presidente Costa e Silva	Ponte Rio-Niterói	Viga Contínua	Baía De Guanabara, RJ	1974	300 m	13.290,0 m
Ponte Internacional da Amizade	Ponte da Amizade	Arco	Foz do Iguaçu, PR	1965	303 m	552,4 m
Ponte Almir Gabriel	Ponte sobre o Rio Guamá	Estaiada	Belém, PA	2002	320 m	1.976,8 m
Ponte Hercílio Luz		Suspensa	Florianópolis, SC	1926	340 m	817,5 m

Quadro A.1: Pontes do Brasil

APÊNDICE B – Maiores pontes do mundo

PONTE	ESTRUTURA	PAÍS	ANO DE ABERTURA	MAIOR VÃO	COMPRIMENTO TOTAL
Ponte Hercílio Luz	Suspensa	Brasil	1926	340,0	817,5
Millau Viaduct	Estaiada	France	2004	342,0	2460
Brooklin Bridge	Suspensa	EUA	1883	486,3	1825
George Washington Bridge	Suspensa	EUA	1931	1100,0	1450
Ponte Huangpu	Suspensa e Estaiada	China	2008	1108,0	
Mackinac Bridge	Suspensa	EUA	1957	1158,0	
Ponte Anzhaite	Suspensa	China	2012	1176,0	
Ponte Högakustenbron	Suspensa	Suécia	1997	1210,0	
Ponte Yangluo	Suspensa	China	2007	1280,0	
Golden Gate	Suspensa	EUA	1937	1280,0	2737
Verrazano-Narrows Bridge	Suspensa	EUA	1964	1298,0	2034
Ponte Tsing Ma	Suspensa	China	1997	1377,0	
Ponte Jiangyin	Suspensa	China	1999	1385,0	
Humber Bridge	Suspensa	Inglaterra	1981	1410,0	2220
Ponte Runyang do Sul	Suspensa	China	2005	1490,0	
Great Belt Bridge	Suspensa	Dinamarca	1998	1624,0	6790
Ponte Xihoumen	Suspensa	China	2007	1650,0	
Ponte Akashi Kaiko	Suspensa	Japão	1998	1991,0	3911
Messina Strait Bridge	Suspensa	Itália	2020	3300,0	5070

Quadro B.1: Maiores pontes do mundo (maiores vãos)

APÊNDICE C – Fotos dos modelos ensaiado



Figura C.1: Vista inferior do Modelo I



Figura C.2: Vista inferior do Modelo III

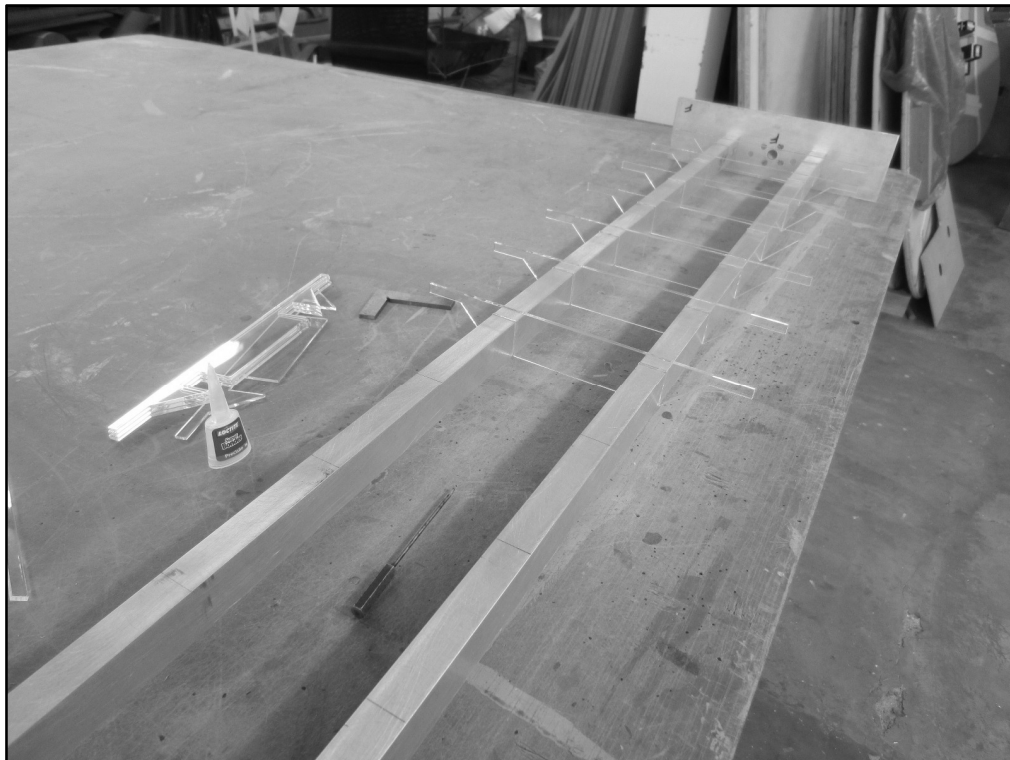


Figura C.3: Montagem do Modelo IV



Figura C.4: Montagem do Modelo IV

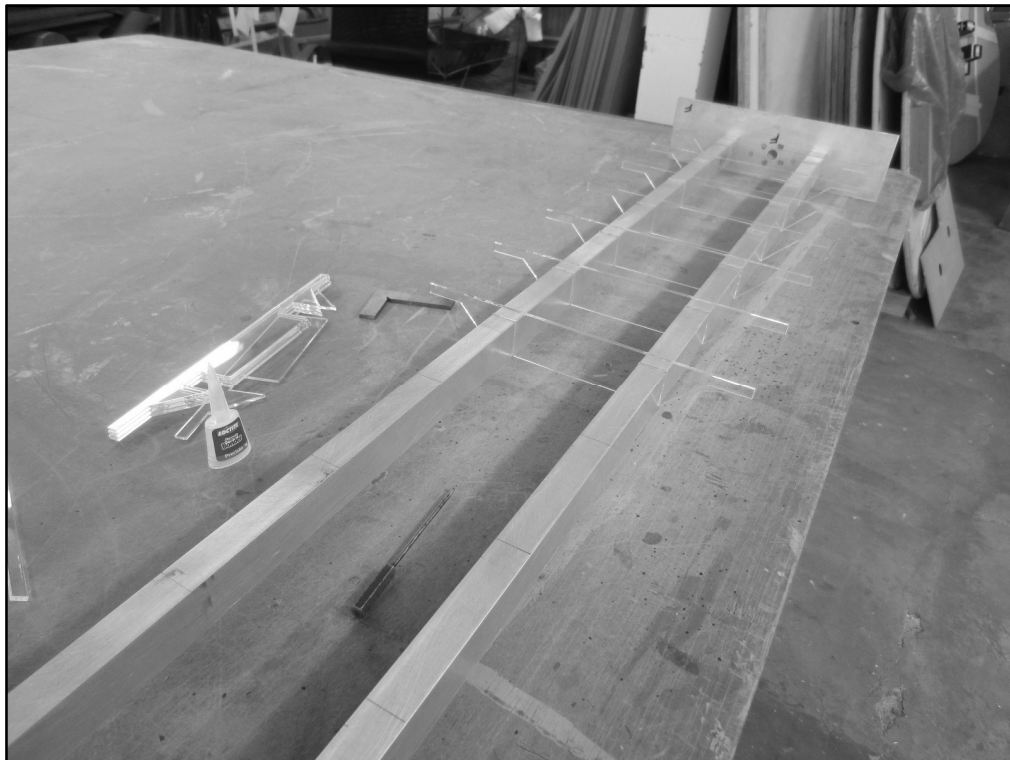


Figura C.5: Montagem do Modelo V



Figura C.6: Montagem do Modelo V



Figura C.7: Agulha e gabarito para marcação dos ângulos



Figura C.8: Calibração - força horizontal



Figura C.9: Calibração do modelo - força vertical



Figura C.10: Calibração do modelo – torção

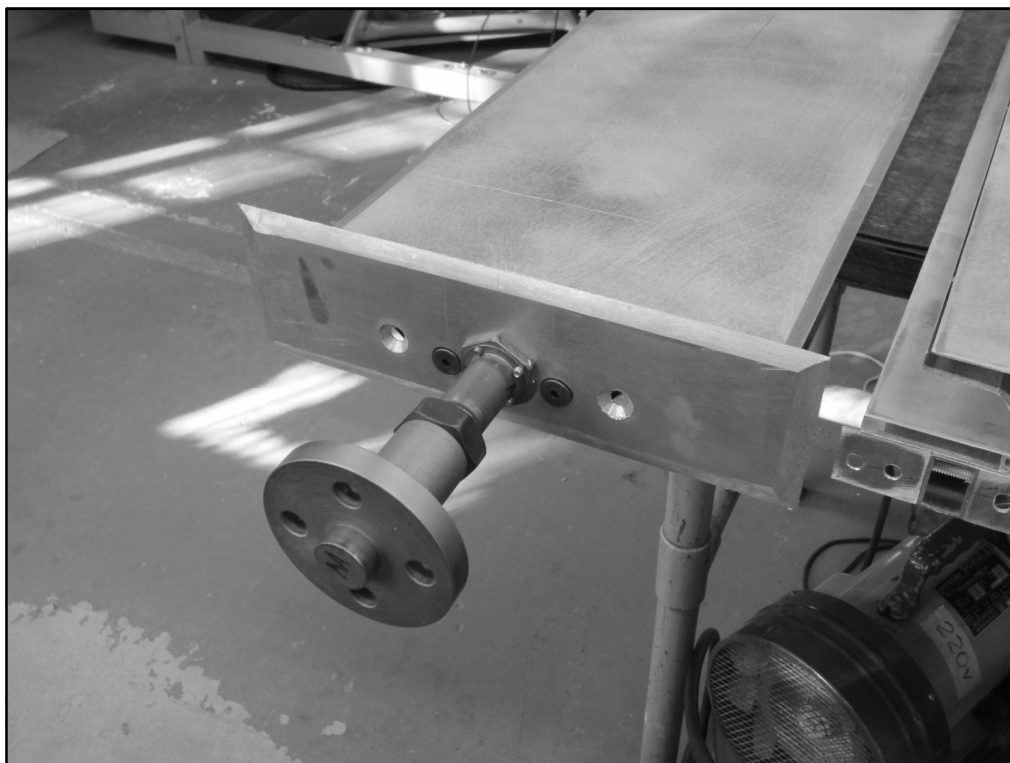


Figura C.11: Detalhe da fixação do modelo na balança de forças



Figura C.12: Ensaio do modelo IV



Figura C.13 Ensaio modelo III



Figura C.14: Fixação do modelo no túnel



Figura C.15: Modelo II instalado na balança



Figura C.16: Modelo II pronto para ser calibrado



Figura C.17: Modelo no túnel, com 8°

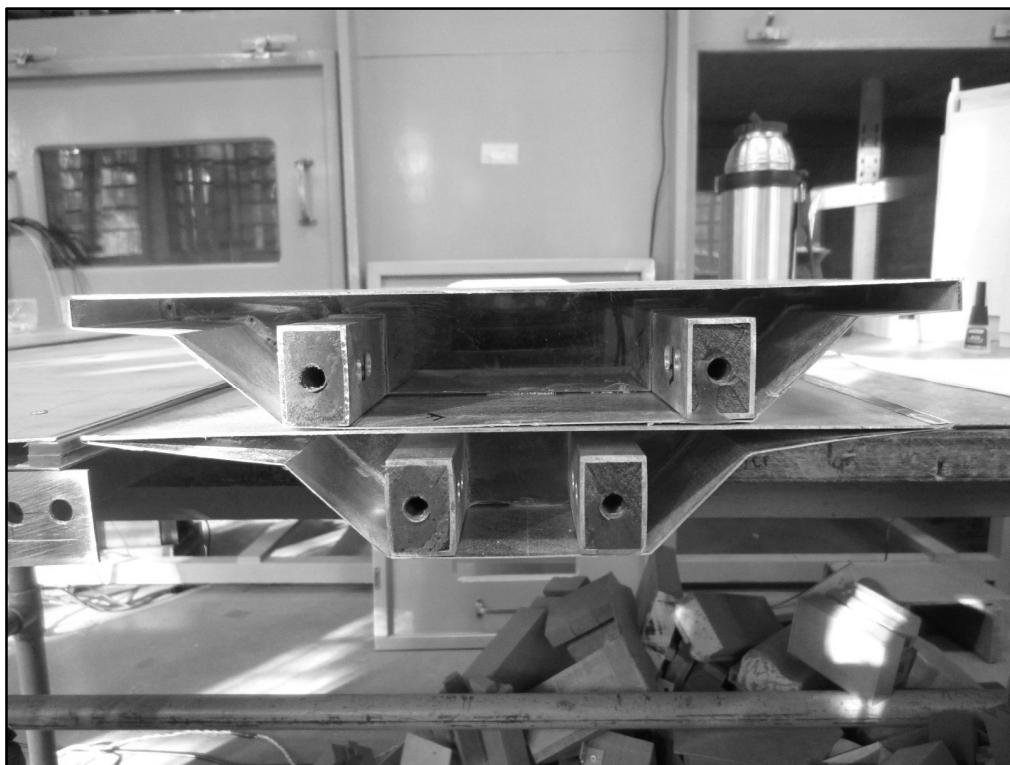


Figura C.18: Seções dos modelos IV e V



Figura C.19: Vista inferior do modelo IV instalado no túnel de vento

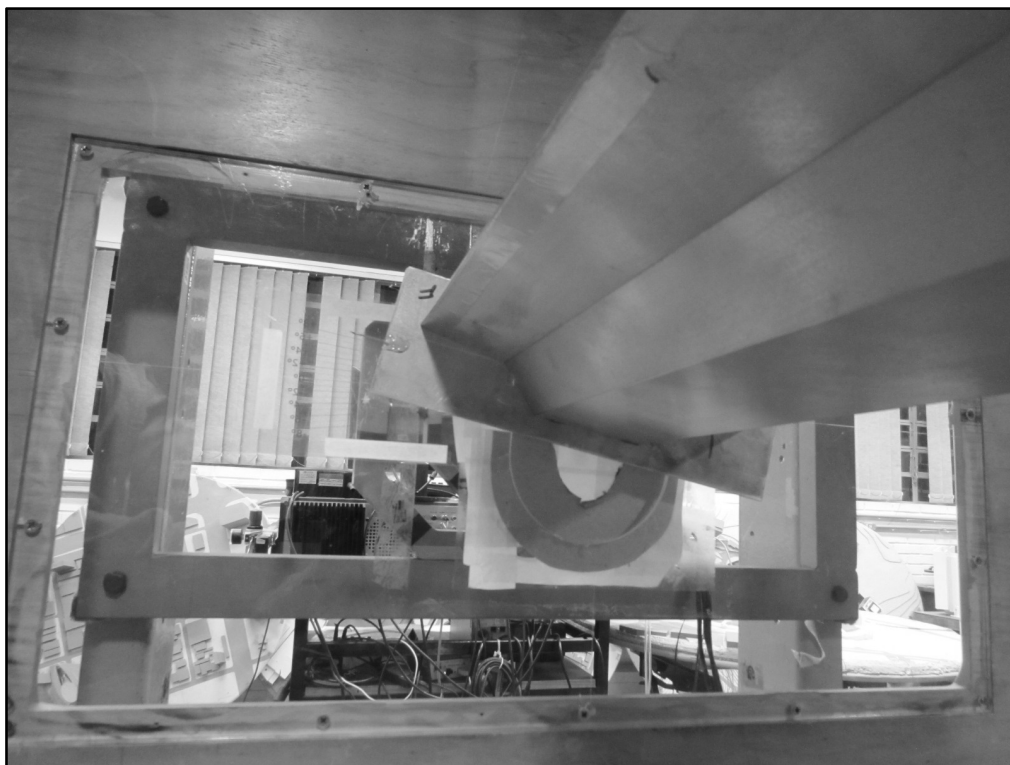


Figura C.20: Vista inferior do modelo V instalado no túnel



Figura C.21: Vista interna de modelo instalado V no túnel de vento



Figura C.22: Vista interna de modelo instalado V (lado oposto da balança)



Figura C.23: Vista superior do modelo V instalado no túnel



Figura C.24: Vista do túnel

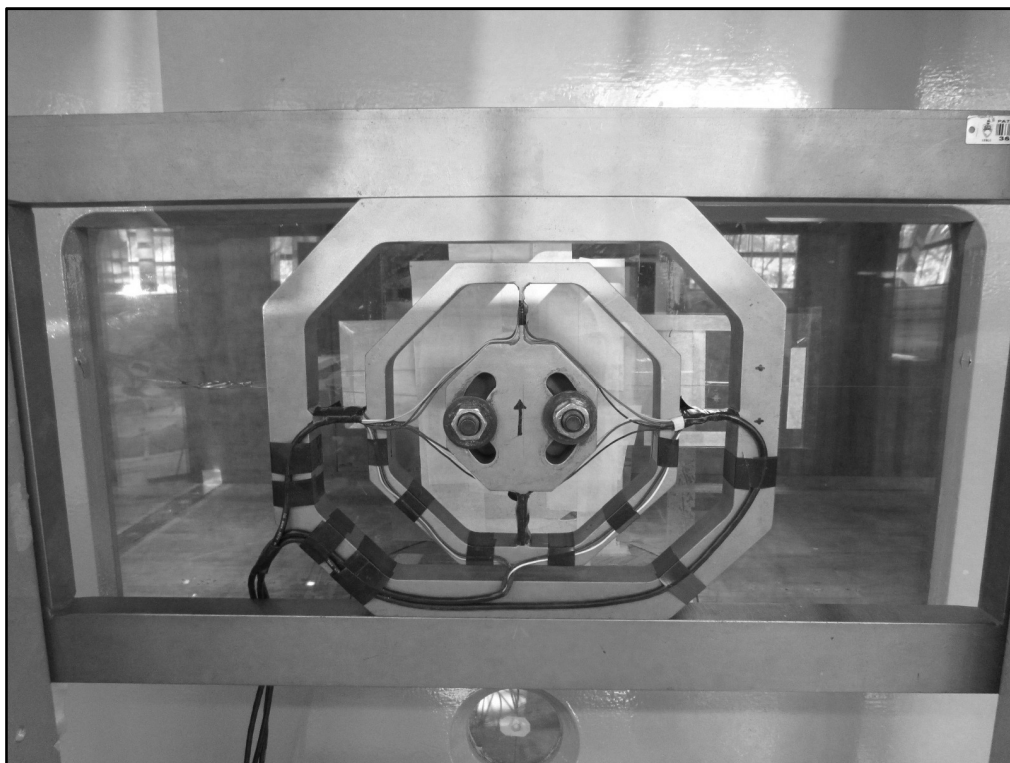


Figura C.25: Vista externa da balança



Figura C.26: Balança e amplificador de sinal



Figura C.27: Equipamentos utilizados no ensaio

ANEXO A – Cronologia dos principais eventos¹²

(As datas são da conclusão, exceto quando informado diferente)

¹² Tradução do item *Cronology* (BROWN, 1993)

a.C.

Antes de 2.000 a.C. Técnicas de construção em arco utilizadas na Mesopotâmia, Egito e outros locais, mas não para a construção de pontes.

Provável conhecimento e utilização de técnicas primitivas de construção de pontes suspensas, na China, Índia e outros locais.

Possíveis primeiros usos de pontes flutuantes e pontes construídas por consolos sucessíveis na China.

séc.XV a.C. Arcos em consolos de alvenaria usados em túmulo micênicos.

séc.VII a.C. Aqueduto em consolos de pedra, em Jerwan, Mesopotâmia.

séc.VII-VI a.C. Ponte construída sobre o Eufrates na Babilônia.

séc.VI a.C. Ponte flutuante construída sobre o Danúbio e Bósforo por Mandrocles of Samos.

480 a.C. Xerxes constrói uma ponte flutuante sobre 600 barcos sobre o Hellesponto.

séc. III a.C. Primeiros registros chineses de pontes suspensas de bambu e correntes de ferro.

séc. II a.C. Romanos constroem pontes de alvenaria sobre fundação protegidas por ensecadeiras.

cerca de 62 a.C. Ponte *Quattro Capi* (*Pons Fabricius*) é construída em Roma.

cerca de 55 a.C. Julio César ergue uma ponte de madeira trestle sobre o Reno.

séc.I a.C. Vitruvius escreve *De architectura*.

d.C.

antes de 14 d.C. Construção da *Pont du Gard*, França, e *Pons Augustus*, Rimini.

cerca de 100 d.C. Trajan constrói aqueduto em Segóvia e pontes em Alcantara, Espanha, e através do Danúbio.

cerca de 134 d.C. Pons Aelius e Ponte Sant'Angelo são construídas em Roma.

605 d.C. Ponte Na Ji, em arco segmentado, é construída na China.

séc.X - séc. XII Apogeu da arquitetura Romanesca, baseada no arco semi-circular.

metade do séc. XII Estilo gótico, baseado no arco pontudo, começa a substituir o estilo Romanesco.

1188 20/21-arch Pont d'Avignon.

1210 Old London Bridge: 19 arcos pontiagudos.

começo do séc.XII Villard de Honnecourt projeta ponte de treliça de madeira.

1128 Cadeia de suspensão Twärenbrucke, na Suíça.

1345 Ponte Vecchio com arcos segmentados começou a ser construída em Florença.

1357 *Charles Bridge* começou a ser construída através do Danúbio, em Praga.

1371 O maior vão em arco de alvenaria da Idade Média, 72m (237 pés), construído no Trezzo pelo duque de Milão.

1507 Pont Notre-Dame, primeira ponte de pedra em Paris.

1511 Nascimento de Bartolommeo Ammanati.

cerca de 1512 Nascimento de Antonio da Ponte.

1518 Nascimento de Andrea Palladio.

1567 Ponte Santa Trinita, Florença, construída por Ammanati.

1570 Os Quatro Livros de Arquitetura de Palladio ilustram os tipos de pontes em treliça de madeira.

1591 Ponte Rialto, Veneza, é construída por da Ponte.

1595 - 1617 Verantius projeta ponte em Machina Novae.

cerca de 1600-40 Pontes Allahverdi Khan e Khaju são construídas em Isfahan.

1708 Nascimento de Jean-Rodolphe Perronet.

- 1750** Westminster Bridge: primeira travessia de Londres desde a old London Bridge.
- 1755-60** Pontes em arco de madeira com vãos acima de 61 m (200ft) construídas em Schaffhausen, Reichenau e Wettingen pelos irmãos Grubenmann.
- 1757** Nascimento de Thomas Telford.
- 1761** Nascimento de John Rennie.
- 1772** Perronet constrói a *Pont de Neully* sobre o rio Sena.
- 1776** A mais longa ponte suspensa de 200m (660ft) de vão, em bambu, construída na província de Szechuan, China.
- 1779** Ponte de ferro em Coalbrookdale: o primeiro arco em ferro fundido.
- 1791** Perronet constrói a *Pont de la Concorde*, em Paris.
- 1796** *Wear Bridge, Sunderland e Buildwas Bridge* em arco de ferro. *Longdon-on-Tern Aqueduct* em calha de ferro.
- 1800** Primeira ponte suspensa rígida construída nos EUA por Judge James Finley.
- 1803** Nascimento de Robert Stephenson.
- 1805** Pontcysyllte Aqueduct construída por Telford.
- Timothy ergue uma ponte em treliça de madeira coberta, a "Permanent Bridge" sobre o rio Schuylkill, Pennsylvania.
- 1806** Nascimento de John Roebling e Isambard Kingdom Brunel.
- 1808** Patente do sistema de suspensão de Finley.
- 1810** Nascimento de Charles Ellet, projetista de Wheeling Bridge, Ohio.
- 1811** Ponte em arco de treliça "Colossus" Bridge é construída por Lewis Wernwag sobre o Schuylkill.
- 1815** Arco de ferro Craigellachie e Bonar Pontes construídas por Telford, na Escócia.
- Primeiro uso da treliça tipo Burr nos EUA.

1817 Primeira Waterloo Bridge, em alvenaria, construído por Rennie.

1819 Primeira Southwark Bridge, em ferro fundido, construído por Rennie.

1820 Capitão Samuel Brown constrói ponte suspensa com vão de 137m (449 pés) sobre o Tweed.

Patente de Town para sistema de treliça de madeira nos EUA.

Nascimento de James Eads, projetista da Mississippi Bridge.

1822-40 Pontes suspensas com centenas de fios de ferro forjado são construídas na Europa por Seguins, Dufour e outros.

1824-31 Old London Bridge é demolida e a New London Bridge é construída, em alvenaria, projeto de Rennie.

1826 Telford constrói a ponte pênsil de corrente de ferro Menai Straits e Conway Bridge.

1830 Patente de Longo para treliça de madeira nos EUA.

1831 Primeiras propostas de Vicat para fiação aérea dos cabos.

1832 Nascimento de Gustave Eiffel.

1834 "Grand Pont Suspendu", a então ponte pênsil mais longa do mundo construída por Chaley em Fribourg, na Suíça.

1840 Patente do sistema de treliças de ferro fundido/madeira de Howe, EUA.

1843 Nascimento de François Hennebique, pioneiro em concreto armado.

1849 Ponte High Level, Newcastle, projetada por Stephenson.

Quebra do recorde com a ponte suspensa Wheeling de Ellet sobre o rio Ohio - a primeira "thousand-footer".¹³

1850 Robert Stephenson constrói as pontes de aço tubulares Conway e Britannia.

Colapso da ponte suspensa Bass-Chaîne na França.

¹³ Mil pés.

- 1855** Ponte suspensa duplo tabuleiro rodovia/ferrovia por John Roebling em Niagara.
- 1859** Abertura da ponte suspensa tubular Royal Albert , Saltash, construída por Brunel.
- 1866** Roebling constrói o vão suspenso recordista, 322m (1,057ft), sobre o rio Ohio em Cincinnati.
- 1867** Joseph Monier patenteia o "concreto armado".
- 1872** Nascimento de Robert Maillart, mestre suíço do projeto de pontes de concreto armado.
- 1874** James Eads constrói sua ponte triplo-arco atravessando o Mississipi em St. Louis: a primeira grande ponte metálica.
- 1876** O pior desastre americano de pontes: colapso da ponte Ashtabula, Ohio, em 29 de dezembro.
- 1879** Ruína da primeira ponte Tay (inaugurada em 1977).

Nascimento de Freyssinet, pioneiro francês em concreto protendido, e de Ammann, projetista americano/suíço de pontes metálicas e, principalmente, suspensas.

- 1883** Construção da ponte suspensa Brooklin Bridge, por Roeblings. Quebra do recorde: 486 m (1,595ft).
- 1884** Gustave Eiffel finaliza o viaduto *Gabarit*.
- 1886** Nascimento de Steinman, projetista de pontes americano.
- 1889** Finalização em aço da Forth Rail Bridge, os dois maiores vãos do mundo (consolos sucessíveis), 521m (1,710ft) cada.
- 1894** Tower Bridge, Londres.
- 1907** Colapso da ponte Quebec, ainda inacabada.

Nascimento de Fritz Leonhardt, projetista de pontes alemão.

- 1916** Conclusão da Hell Gate Bridge em Nova Iorque - a primeira com arco metálico "thousand-foot".
- 1917** Conclusão da ponte Quebec - atualmente (1999) o vão mais longo de consolos sucessíveis.
- 1929** A ponte suspensa Ambassador, Detroit, torna-se o mais longo vão de todos os tipos com 564m (1,850ft).

1930 Maillart constrói a ponte Salginatobel, Suíça.

1931 Pontes George Washington e Bayonne.

1932 Sidney Harbour Bridge.

1937 Golden Gate Bridge.

1940 Colapso da ponte suspensa Tacoma Narrows.

1950 Freyssinet completa a ponte revolucionária de concreto protendido sobre o rio Marne, França.

1951 Nascimento de Santiago Calatrava, arquiteto e engenheiro espanhol.

1952-58 Primeira ponte moderna estaiada na Alemanha e Suécia.

1956 Construção da maior ponte do mundo (na verdade, formada por centenas de vãos menores) através do lago Pontchartrain, Louisiana.

1957 A então mais longa ponte suspensa em Mackinac Straits.

1962 Ponte lago Maracaibo, Venezuela: viaduto de múltiplos estais.

1964 Novo recorde de vão, Verrazano Narrows.

Primeira ponte suspensa europeia de grande vão, Firth of Forth, Escócia.

Gladesville Bridge, Sydney: primeira ponte de concreto "thousand-foot".

1966 Tagus Bridge, Portugal: primeira ponte suspensa de grande vão sobre o continente.

Severn Bridge: primeiro uso de tabuleiro aerodinâmico.

1970 Colapso de pontes metálicas com viga caixão em Milford Haven, Wales, e em Melbourne, Austrália.

1978 New River Gorge Bridge, West Virginia: atual detentora do recorde de mais longo arco metálico.

1980 Ganter Bridge, Suíça.

Arco de concreto mais longo: ilha Krk para Croácia.

- 1981** A então mais longa ponte suspensa: Humber Bridge, Inglaterra.
 - 1985** T.Y. Lin propõe ponte Inter-Continental Peace entre Alaska e USSR sobre o Estreito de Bering
 - 1987** Competição "Image of the Bridge of the Future".
 - 1988** Primeiro complexo de pontes Honshu-Shikoku, Japão.
 - 1990** Estudo de viabilidade: travessia Espanha-Marrocos.
 - 1991** A então ponte estaiada de maior vão: Skarnsundet Bridge, Noruega.
 - 1992** Puente del Alamillo construída por Santiago Calatrava na Expo '92.
- Primeira ponte de compósito de fibras erguida na Escócia.
- 1993** Ponte estaiada em Shanghai com 602m (1,975ft).
 - 1994** Ponte da Normandia: mais longa ponte estaiada.
 - 1997** Inaugurada a ponte suspensa com tabuleiro duplo Tsing Ma de 1.137m (4,519ft) , Hong Kong.
 - 1998** Segunda conexão Honshu-Shikoku finalizada com a ponte Akashi-Kaiko, com o mais longo vão e mais longa ponte suspensa; Complexo de Great Belt, Dinamarca, finalizado com a East Bridge, segunda ponte suspensa mais longa do mundo.
 - 1999** Terceira conexão Honshu-Shikoku; inclui Tataru Bridge, a mais longa ponte estaiada do mundo.
 - 2000** Concluída a ligação Oresund de 16km (10 mile) entre Copenhague, Dinamarca, e Malmö, Suécia; em construção da Izmit Bay Bridge com 1688m (5538ft) de vão.
 - >2000** Ponte sobre o estreito de Messina, Itália; Femer Belt Link (Dinamarca e Alemanha); Ponte Pearl River (Hong Kong, China); Ponte sobre o Estreito de Malacca (Malásia, Indonésia)